

Conditions d'utilisation des contenus du Conservatoire numérique

1- [Le Conservatoire numérique](#) communément appelé [le Cnum](#) constitue une base de données, produite par le Conservatoire national des arts et métiers et protégée au sens des articles L341-1 et suivants du code de la propriété intellectuelle. La conception graphique du présent site a été réalisée par Eclydre (www.eclydre.fr).

2- Les contenus accessibles sur le site du Cnum sont majoritairement des reproductions numériques d'œuvres tombées dans le domaine public, provenant des collections patrimoniales imprimées du Cnam.

Leur réutilisation s'inscrit dans le cadre de la loi n° 78-753 du 17 juillet 1978 :

- la réutilisation non commerciale de ces contenus est libre et gratuite dans le respect de la législation en vigueur ; la mention de source doit être maintenue ([Cnum - Conservatoire numérique des Arts et Métiers - http://cnum.cnam.fr](#))
- la réutilisation commerciale de ces contenus doit faire l'objet d'une licence. Est entendue par réutilisation commerciale la revente de contenus sous forme de produits élaborés ou de fourniture de service.

3- Certains documents sont soumis à un régime de réutilisation particulier :

- les reproductions de documents protégés par le droit d'auteur, uniquement consultables dans l'enceinte de la bibliothèque centrale du Cnam. Ces reproductions ne peuvent être réutilisées, sauf dans le cadre de la copie privée, sans l'autorisation préalable du titulaire des droits.

4- Pour obtenir la reproduction numérique d'un document du Cnum en haute définition, contacter [cnum\(at\)cnam.fr](mailto:cnum(at)cnam.fr)

5- L'utilisateur s'engage à respecter les présentes conditions d'utilisation ainsi que la législation en vigueur. En cas de non respect de ces dispositions, il est notamment passible d'une amende prévue par la loi du 17 juillet 1978.

6- Les présentes conditions d'utilisation des contenus du Cnum sont régies par la loi française. En cas de réutilisation prévue dans un autre pays, il appartient à chaque utilisateur de vérifier la conformité de son projet avec le droit de ce pays.

NOTICE BIBLIOGRAPHIQUE

NOTICE DE LA GRANDE MONOGRAPHIE	
Auteur(s) ou collectivité(s)	Exposition universelle. 1889. Paris
Auteur(s)	Alphand, Adolphe (1817-1891)
Auteur(s) secondaire(s)	Berger, Georges (1834-1910)
Titre	Exposition universelle internationale de 1889 à Paris. Monographie : Palais, jardins, constructions diverses, installations générales
Adresse	Paris : J. Rothschild, 1892-1895
Collation	4 vol.
Nombre de volumes	4
Cote	CNAM-BIB 8 Xae 355
Sujet(s)	Exposition internationale (Paris ; 1889)
Permalien	http://cnum.cnam.fr/redir?8XAE355_GDFOLXAE4
LISTE DES VOLUMES	
	Monographie : Palais, jardins, constructions diverses, installations générales. Tome premier
	Monographie : Palais, jardins, constructions diverses, installations générales. Tome second
	Palais. Jardins. Constructions diverses. Installations générales [Tome I]
	Palais. Jardins. Constructions diverses. Installations générales [Tome II]

NOTICE DU VOLUME	
Auteur(s) volume	Alphand, Adolphe (1817-1891)
Auteur(s) secondaire(s) volume	Berger, Georges (1834-1910)
Titre	Exposition universelle internationale de 1889 à Paris. Monographie : Palais, jardins, constructions diverses, installations générales
Volume	Exposition universelle internationale de 1889 à Paris. Monographie : Palais, jardins, constructions diverses, installations générales. Tome premier
Adresse	Paris : J. Rothschild, 1892-1895
Collation	1 vol. (VI-532 p.) ; 28 cm
Nombre de vues	537
Cote	CNAM-BIB 8 Xae 355 (1)
Sujet(s)	Exposition internationale (Paris ; 1889)
Thématique(s)	Expositions universelles
Typologie	Ouvrage
Langue	Français
Date de mise en ligne	17/01/2020
Date de génération du PDF	24/02/2022
Permalien	http://cnum.cnam.fr/redir?8XAE355.1

COLLABORATEURS

Direction générale des Travaux

MM. BECHMANN — BOUVARD — CHARTON — CONTAMIN — DÉLIONS
DUTERT — FORMIGÉ — CHARLES GARNIER
LAFORCADE — LION — DE MALLEVOUE — PIERRON

Direction générale de l'Exploitation

MM. SÉDILLE ET VIGREUX

EXPOSITION UNIVERSELLE INTERNATIONALE DE 1889
A PARIS

MONOGRAPHIE

PALAIS — JARDINS — CONSTRUCTIONS DIVERSES
INSTALLATIONS GÉNÉRALES

PAR

A. ALPHAND

*Membre de l'Institut,
Inspecteur général des Ponts et Chaussées, Directeur des Travaux de la Ville de Paris
Directeur général des Travaux de l'Exposition*

AVEC LE CONCOURS DE

M. GEORGES BERGER

Député, Directeur général de l'Exploitation de l'Exposition

PUBLICATION ACHEVÉE SOUS LA DIRECTION DE

M. ALFRED PICARD

*Inspecteur général des Ponts et Chaussées, Président de Section au Conseil d'État
Rapporteur général de l'Exposition de 1889
Commissaire général de l'Exposition Universelle de 1900*

ACCOMPAGNÉE D'UN ATLAS DE 219 PLANCHES

TOME PREMIER



PARIS

J. ROTHSCHILD, ÉDITEUR

13, RUE DES SAINTS-PÈRES, 13

1892-1893

OFFERT

A

MONSIEUR LE DIRECTEUR

DU CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET MÉTIERS



Six ans se seront bientôt écoulés depuis que l'Exposition universelle internationale de 1889 a fermé ses portes. Cependant les mémorables assises du Centenaire de la Révolution française semblent dater d'hier. Le souvenir en est resté aussi vivace, l'admiration aussi ardente.

C'est qu'il eût été impossible de rêver un cadre plus merveilleux, une organisation plus habile, un succès plus éclatant.

Parmi les hommes éminents, parmi les patriotes qui ont ainsi ajouté une page glorieuse à l'histoire du pays, l'illustre Alphand se détache au premier plan.

Directeur des travaux de Paris, il avait consacré tout son génie à l'embellissement et à l'assainissement de la capitale, devenue sous sa main puissante la plus jolie ville du monde. Sa réputation d'ingénieur et d'administrateur était indiscutée par delà les frontières comme en France.

La Direction générale des travaux de l'Exposition, en donnant une consécration définitive à ses talents, l'a fait entrer dans l'immortalité.

Dès 1889, Alphand avait commencé une monographie de son œuvre du Centenaire. Mais la maladie vint le surprendre et le terrasser à l'heure même où il pouvait compter sur quelques loisirs pour achever cette monographie.

M. Jules Roche, alors Ministre du Commerce, de l'Industrie et des Colonies, désireux de rendre un suprême hommage au grand citoyen disparu, décida la continuation de l'ouvrage entrepris par ses soins et demanda au Rapporteur général de l'Exposition d'assumer cette tâche. Il y avait là un

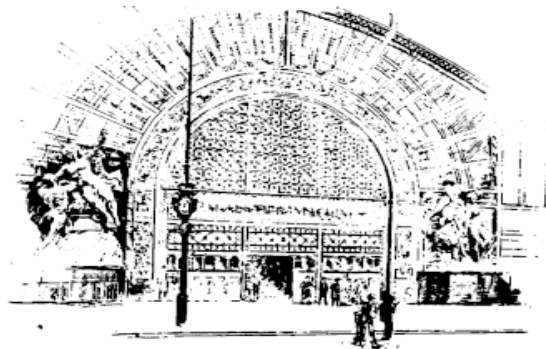
devoir pieux à remplir ; toute hésitation de ma part eût été impardonnable.

Mon rôle, fort modeste, a été de recueillir les notes et les dessins préparés par les collaborateurs d'Alphand et réunis par son adjoint dévoué, M. Délions, puis de les compléter et d'en assurer la publication. J'y ai pourvu avec le concours intelligent et assidu de M. Eugène Hénard, architecte diplômé par le Gouvernement.

Bien que les travaux proprement dits constituent le fond même de ce livre et de l'album auquel il sert de commentaire, une place a été néanmoins réservée aux installations, qui relevaient de M. Georges Berger, Directeur général de l'exploitation, et notamment aux installations mécaniques.

Sauf de légères retouches et une mise au point, le texte n'est autre que celui des rapports fournis par les ingénieurs et architectes.

Malgré les soins de M. Hénard et les miens, la publication n'est sans doute pas ce que l'eût faite l'auteur des magnifiques palais du Champ de Mars. Elle donnera, du moins, des renseignements utiles pour l'avenir ; elle sera aussi un monument élevé à la mémoire de celui qui a jeté tant de lustre sur la patrie française.





PREMIÈRE PARTIE

PÉRIODE D'ORGANISATION

CHAPITRE PREMIER

PRÉLIMINAIRES DE L'EXPOSITION

I. — Considérations générales



L'appartenait au Gouvernement de la République Française de célébrer d'une façon grandiose le Centenaire de 1789, et de proportionner l'éclat des fêtes à la gloire des souvenirs qu'elles devaient évoquer.

L'organisation d'une Exposition universelle se présentait en première ligne comme la solennité la plus capable de s'imposer à l'attention de tous et de servir d'appui aux autres fêtes ayant un caractère politique. C'était le moyen le plus efficace d'appeler toutes les nations du monde à se réunir dans un esprit de concorde, de tolérance mutuelle et de sympathie réciproque;

aucune d'elles ne pouvait se sentir hostile aux principes qu'il s'agissait de glorifier.

Néanmoins, malgré l'attrait indéniable que la France et les merveilles de Paris offrent aux étrangers et aux provinciaux, malgré l'expérience que notre pays peut avoir des Expositions internationales, l'Exposition de 1889 n'a pas été acceptée et mise au jour sans de nombreuses difficultés.

La question, agitée par la presse dès l'année 1884, soulevait de très vives objections tirées de la fréquence des Expositions internationales, de la disproportion des dépenses à faire avec le résultat à obtenir, de l'inopportunité d'une charge nouvelle pour le Trésor, au moment où les finances publiques étaient dans une situation difficile. Le choix de la date même paraissait à beaucoup d'esprits manquer d'habileté et créer un obstacle à la participation officielle de certains gouvernements.

Dans ces conditions, et malgré toutes les raisons présentées en faveur du projet, on pouvait concevoir des doutes sur sa réalisation; c'est alors que deux décrets rendus sur le rapport de M. Rouvier, ministre du Commerce, vinrent dissiper toutes les incertitudes.

Le premier, du 8 novembre 1884, annonçait l'ouverture d'une Exposition universelle internationale en mai 1889 et chargeait de l'exécution le ministre du Commerce. Le second instituait une commission consultative, avec « mission d'étudier et de rechercher « les moyens propres à réaliser le projet d'une Exposition universelle internationale en 1889 ». Cette commission se composait de M. Antonin Proust, président; MM. Teisserenc de Bort et Spuller, vice-présidents; MM. Alphand, d'Ambly, Baihaut, Boué, Boulanger, Brune, Camescasse, Cendre, Charmes, Christophle, Claverie, Cochery, Couder, Dietz-Monnin, Gallimard, Grodet, Hanotaux, Kæmpfen, Lax, Leguay, Magnin, Marie, G. Martin, Muzet, Nicolas, Pallain, Poubelle, Poullin, Tisserand, Veyssier, membres; MM. Ducos et Grenier, secrétaires.

Malgré ces premières décisions, l'opinion, préoccupée des questions d'une actualité plus pressante, parut se désintéresser quelque

peu des travaux de la Commission d'études; c'est seulement dix-huit mois plus tard que l'attention publique fut ramenée de ce côté par différents actes émanant du ministère du Commerce.

Par les soins de ce dernier, les points les plus importants du programme avaient été déterminés et n'attendaient plus que l'approbation des pouvoirs publics.

Ce programme comportait essentiellement :

1° Le choix d'un emplacement;

2° L'étude des dispositions à adopter et la rédaction d'un avant-projet devant servir de base au concours à ouvrir ultérieurement pour les constructions;

3° L'examen de l'opportunité de la constitution d'un capital de garantie et de l'importance qu'il convenait de réserver, dans cette entreprise, à l'action gouvernementale et à l'action privée.

Ce sont ces points que nous allons maintenant examiner.

II. — Choix d'un emplacement. — La Commission d'études s'était à cet égard trouvée en présence d'une série de propositions complexes.

La liste dressée par le ministère du Commerce comprenait douze emplacements principaux offrant chacun des avantages différents : 1° Courbevoie; 2° Vincennes; 3° Saint-Ouen; 4° Levallois-Perret; 5° Aubervilliers; 6° Bagatelle; 7° Pré-Catelan; 8° La Muette; 9° Champ de Mars et Grenelle; 10° Palais de l'Industrie et Champ de Mars; 11° Jardin des Tuileries; 12° Issy.

Mais le choix put être immédiatement circonscrit par suite de la question préalable qui fut posée au début des délibérations de la Commission : L'Exposition de 1889 devra-t-elle être placée dans l'enceinte ou hors de Paris?

Au point de vue de la population parisienne, il n'y avait pas d'hésitation possible.

Organiser une exposition hors Paris, disait Viollet-le-Duc en 1878, c'est rendre la visite de ce qu'elle renferme longue et onéreuse, c'est priver une

partie de la population des visites fréquentes qu'elle pourrait y faire. Nous ne devons pas oublier, ajoutait l'éminent rapporteur de la Commission de 1878, que si les Expositions universelles attirent un grand nombre d'oisifs, de curieux, d'étrangers riches et qui peuvent disposer de leur temps, elles sont chez nous très populaires, deviennent un précieux sujet d'études; que nos artisans, nos ouvriers doivent pouvoir les visiter longuement et fréquemment, sans perdre un temps utile en longues courses, et sans être obligés de dépenser beaucoup.

L'adoption d'un emplacement hors Paris présentait donc une série d'inconvénients.

En premier lieu, l'occupation d'un terrain neuf provoquait un supplément considérable de dépenses, acquisition ou location de la surface sur laquelle s'élèveraient les bâtiments de la future Exposition. Il fallait compter sur un déboursé minimum de 15 millions, si on prenait Issy, Saint-Ouen, Levallois-Perret, Aubervilliers, Courbevoie.

En outre, pour plusieurs emplacements, il devenait nécessaire de créer un certain nombre de voies ferrées, d'établir peut-être même une partie du métropolitain, afin de remédier à l'insuffisance des communications avec le centre de Paris : c'était une obligation *sine qua non* si on se plaçait au Pré-Catelan, à Vincennes, ou dans les localités ci-dessus énumérées.

Ailleurs, il aurait fallu renoncer au voisinage de la Seine, indispensable pour l'alimentation en eau des services de l'Exposition, l'installation des expositions maritimes et le transport des visiteurs (Aubervilliers, le Pré-Catelan et Vincennes supposaient ce sacrifice).

De plus, la Ville de Paris semblait peu disposée à prêter une partie des bois de Boulogne et de Vincennes, « ces poumons de Paris », suivant une appellation connue, dans la crainte de voir plus tard cette aliénation de jouissance, bien que temporaire, servir de prétexte à un morcellement, au grand détriment de la santé générale de la population.

Enfin le choix d'une localité suburbaine aurait apporté un trouble profond dans les conditions de la vie pour les ouvriers de la banlieue.

A Paris, une Exposition produit à ce point de vue un changement sensible dans l'existence des travailleurs. Le mal eût été infiniment plus grave dans une population d'importance relativement faible.

Ces raisons déterminèrent la Commission. Malgré le caractère séduisant de certains projets, et notamment de celui de Courbevoie, qui terminait la belle perspective de l'avenue de la Grande-Armée par un monument dédié à la Paix, il fut décidé que, comme en 1878, l'Exposition aurait lieu dans l'intérieur de Paris.

Cette première résolution en amenait presque nécessairement une seconde, la désignation du Champ de Mars, avec des annexes plus ou moins considérables. En effet, le jardin des Tuileries manquait d'étendue; quant à l'emplacement de Grenelle, il supposait l'expropriation de toute la zone comprise entre le quai de Grenelle, le boulevard de Grenelle et l'avenue de La Motte-Piquet.

Restait donc le Champ de Mars, c'est-à-dire : 1° Sur la rive gauche, le Champ de Mars proprement dit, le quai d'Orsay et les bas ports entre l'avenue de La Bourdonnais et le ministère des Affaires étrangères, y compris l'esplanade des Invalides; 2° Sur la rive droite, le Trocadéro relié par le pont d'Iéna, les Champs-Élysées depuis l'avenue d'Antin jusqu'à l'avenue qui limite le Palais de l'Industrie du côté de la place de la Concorde, y compris le Palais de l'Industrie. Ces dernières surfaces devaient se rattacher à la rive gauche par un pont doublant celui des Invalides.

Dans la pensée de la Commission, et ainsi que l'avait demandé le Conseil municipal, les concours et expériences agricoles exigeant un grand développement devaient avoir lieu à Vincennes.

III. — Comparaison des surfaces occupées par les Expositions de 1867, 1878, 1889. — La surface utilisable, pour la partie seule désignée à l'intérieur de Paris, était beaucoup plus importante que celle qui avait été affectée aux Expositions de 1867 et de 1878. Voici les chiffres de chacune d'elles :

EXPOSITION DE 1867

	Mètres.
A. <i>Champ de Mars :</i>	
1° Palais.	165 816
2° Parcs.	245 174
3° Jardins.	48 350
4° Berge	8 395
B. <i>Ile de Billancourt.</i>	220 100
TOTAL.	687 835

EXPOSITION DE 1878

1° *Rive gauche de la Seine.*

	Mètres.	Mètres.
Champ de Mars proprement dit.	463 025	
Partie correspondante du quai d'Orsay.	15 175	
Berge basse de la Seine en face cette partie du quai.	17 055	
Quai d'Orsay entre l'avenue de la Bourdonnais et le pont de l'Alma.	23 985	
Berge basse de la Seine en face cette partie du quai.	4 720	
Partie de l'esplanade des Invalides occupée par l'Exposition des animaux vivants.	66 230	
		590 190

2° *Rive droite de la Seine.*

Terrain du Trocadéro.	138 850	
Partie correspondante du quai de Billy.	11 020	
Berge basse de la Seine en face cette partie du quai.	930	
Terrain en bordure du quai de Billy occupé par l'Exposition du musée anthropologique.	4 545	
		155 345
TOTAL.		745 535

EXPOSITION DE 1889

1° Rive gauche de la Seine.

	Mètres.	Mètres.
Champ de Mars proprement dit.	463 200	
Partie correspondante du quai d'Orsay.	15 000	
Bas-port de la Seine, en face cette partie du quai d'Orsay.	15 640	
		493 840
Quai d'Orsay entre l'avenue de La Bourdonnais et l'esplanade des Invalides.	56 500	
Parties de la berge occupées en face de cette partie du Quai.	11 060	
		67 560
Esplanade des Invalides, y compris la partie correspondante du quai d'Orsay.	108 500	
Partie de la berge, en face l'Esplanade.	5 520	
		114 020

2° Rive droite de la Seine.

Terrain du Trocadéro	145 800
Berge basse de la Seine en face du Trocadéro.	4 000
Champs-Élysées et Palais de l'Industrie.	133 352
TOTAL.	958 572

L'Exposition de 1889 occupait donc une surface supérieure de 270 737 mètres, soit de 39 % à celle de 1867, et de 213 037 mètres, soit de 28 %, à celle de 1878.

IV. — Conditions auxquelles le Champ de Mars a été mis à la disposition de l'Exposition. — Les décisions de la Commission consultative devaient, en ce qui concernait le choix d'un emplacement, être ratifiées par le ministre du Commerce, et recevoir plus tard une exécution presque complète.

L'autorité militaire avait consenti à l'occupation du Champ de Mars, mais à la condition qu'un champ de manœuvres pour la cava-

lerie lui serait attribué. Elle songea tout naturellement à demander le champ d'entraînement de Bagatelle, qui lui avait déjà été prêté en 1878. Un accord intervint à ce sujet avec la Ville de Paris, et l'emplacement fut accordé sous les réserves suivantes :

1° Pendant toute la durée de l'occupation, l'État paierait à la Ville de Paris, pour les dégradations résultant du passage des troupes sur les routes du Bois de Boulogne, une indemnité de 8 000 francs par semestre (l'Exposition paya de ce chef 48 000 francs à la Ville de Paris).

2° Lorsque l'occupation aurait pris fin, les frais de remise en état du champ d'entraînement seraient supportés par l'État.

A ces conditions, imposées par la Ville de Paris, vint s'en ajouter une autre réclamée par le ministère de la Guerre au ministère du Commerce, à savoir que les installations provisoires nécessaires pour compléter l'organisation du champ de manœuvres seraient exécutées aux frais de l'Exposition.

V. — Dispositions proposées par la Commission d'études.
— La Commission consultative avait été invitée à présenter des indications générales sur l'étendue des surfaces à couvrir.

Aussi, dès que l'emplacement fut choisi, étudia-t-elle les dispositions qu'il y avait lieu d'adopter pour que l'Exposition universelle internationale de 1889 répondit au but que l'on se proposait. Deux grandes divisions, suivant elle, devaient tout d'abord être établies.

Il fallait se préoccuper d'assurer, d'une part, la manifestation des idées, et, d'autre part, l'exposition des produits.

Dans l'Exposition de 1878, les congrès et conférences chargés de provoquer la manifestation des idées avaient eu le plus grand succès; mais le temps avait manqué pour leur préparation, et l'œuvre ne donna pas tout ce que l'on en attendait. On tenait beaucoup à obtenir un résultat complet en 1889, et on comptait y arriver par l'organisation de nombreux congrès, de nombreuses conférences, ainsi que par la création d'un Cercle international réunissant, à côté des bibliothèques, des laboratoires, tout le confortable de la

vie matérielle; l'accueil réservé à la création du Cercle dépendait évidemment beaucoup de l'emplacement qui lui serait assigné, et il semblait de toute nécessité qu'il fût installé en un point rapproché du centre de Paris, au Palais de l'Industrie, par exemple.

C'est ce que la Commission proposait, demandant, en outre, qu'une entrée principale de l'Exposition fût placée en cet endroit. Le Palais aurait été, dans ces prévisions, pourvu au rez-de-chaussée d'un plancher, et aurait reçu des estrades facilitant, — à côté de l'installation des congrès, des conférences et du Cercle international, — l'organisation des fêtes, des réceptions et de la distribution des récompenses.

Autour du Palais de l'Industrie, on aurait exposé tout ce qui se rapportait à la classe de l'enseignement et de l'éducation.

Au sortir de la classe de l'enseignement et de l'éducation, le visiteur, franchissant la Seine sur un pont doublant le pont des Invalides, se serait rendu à l'Esplanade, attribuée à l'Exposition des colonies et aux concours d'animaux vivants : cette dernière Exposition ne durant que quelques semaines aurait permis de donner à l'autorité militaire la jouissance presque ininterrompue de plusieurs îlots de l'Esplanade. Longeant la Seine, l'Exposition devait s'étendre le long des quais, où l'Agriculture aurait à sa disposition toute la partie comprise entre l'Esplanade et l'avenue de La Bourdonnais, avec la berge rendue utilisable par des appontements.

A l'avenue de La Bourdonnais devait commencer la partie principale de l'Exposition, et la question d'utilisation devenait plus difficile à résoudre.

Et, tout d'abord, convenait-il d'élever, comme en 1867 et en 1878, un palais unique, ou bien d'édifier une série d'installations distinctes?

Les nécessités du classement qui avait été adopté aux Expositions précédentes et qui semblait devoir, sauf de légères modifications, être conservé en 1889, amenèrent la Commission à l'idée d'un groupement d'édifices reliés entre eux.

Elle proposa de placer à l'entrée du Champ de Mars, immédiatement après le square de la Ville de Paris, deux palais (pouvant et devant, dans son esprit, être conservés après l'Exposition), l'un, du côté de l'avenue de La Bourdonnais, destiné aux Arts, l'autre, du côté de l'avenue de Suffren, destiné aux Sciences; ces deux palais auraient couvert chacun une surface de 34 000 mètres (y

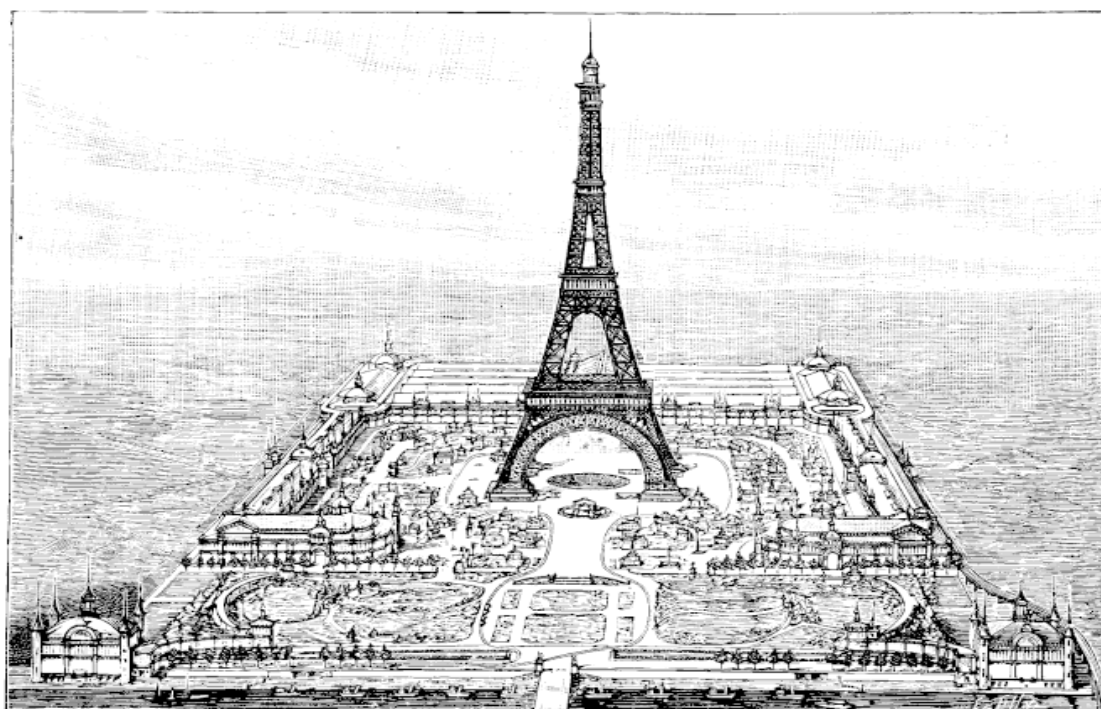


FIG. 1. — Projet Dutert.

compris les restaurants et cafés). Si l'on adoptait la construction d'un premier étage dans ces deux palais, la surface couverte se réduisait à 26 000 mètres pour chacun d'eux.

Dans le premier cas, on ménageait entre eux une esplanade de 168 mètres; dans le second cas, une esplanade de 194 mètres.

Immédiatement après ces palais, devaient s'élever des constructions (provisoires) couvrant une surface de 220 000 mètres, dont 106 000 réservés au hall des Machines et aux galeries du Travail, qui seraient réunies devant l'École militaire en prenant toute la

largeur du Champ de Mars, et 114 000 attribués aux Industries proprement dites.

Cette dernière portion des constructions provisoires était projetée entre le hall des Machines et les palais des Arts et des Sciences, ménageant, comme continuation de l'esplanade de 168 mètres qui séparait ces palais, une avenue de 268 mètres de long sur 60 mètres de large.

Ces dispositions donnaient comme surfaces couvertes :

	Mètres carrés.
Palais des Arts. . . .	34 000
Palais des Sciences. . .	34 000
Hall des Machines. . . .	106 000
Industries diverses. . .	114 000
TOTAL. . . .	288 000

En comptant les abris des quais et les constructions des Champs-Élysées, c'était, au total, un tiers au moins de plus de surface couverte qu'en 1878.

Le Trocadéro restait affecté aux expositions d'Horticulture.

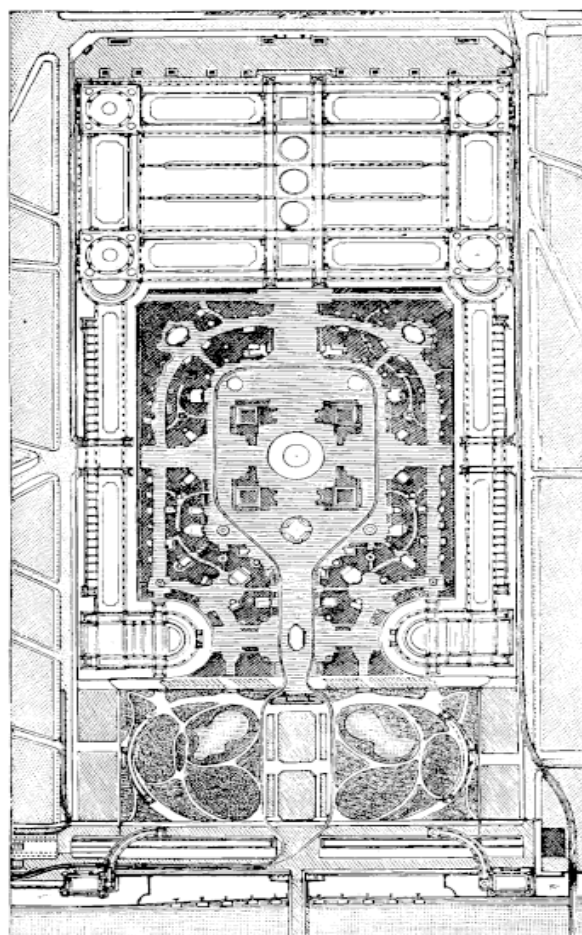


FIG. 2. — Projet Dutert.

VI. — Concours. — La Commission n'avait tracé que les grandes lignes de l'Exposition; il restait encore un grand nombre de questions à résoudre pour obtenir une solution complète.

Néanmoins, les dispositions qu'elle proposait étaient très intéressantes et suffisamment précises pour permettre la rédaction d'un programme de concours.

Un arrêté du 1^{er} mai en détermina les conditions dans les termes suivants :

ART. 1. — Il est ouvert un concours en vue de l'Exposition de 1889.

Ce concours de dispositions générales a pour objet de provoquer la manifestation d'idées d'ensemble, d'en faciliter la comparaison et d'en dégager le meilleur parti à adopter.

ART. 2. — Sont admis à prendre part au concours tous les ingénieurs et

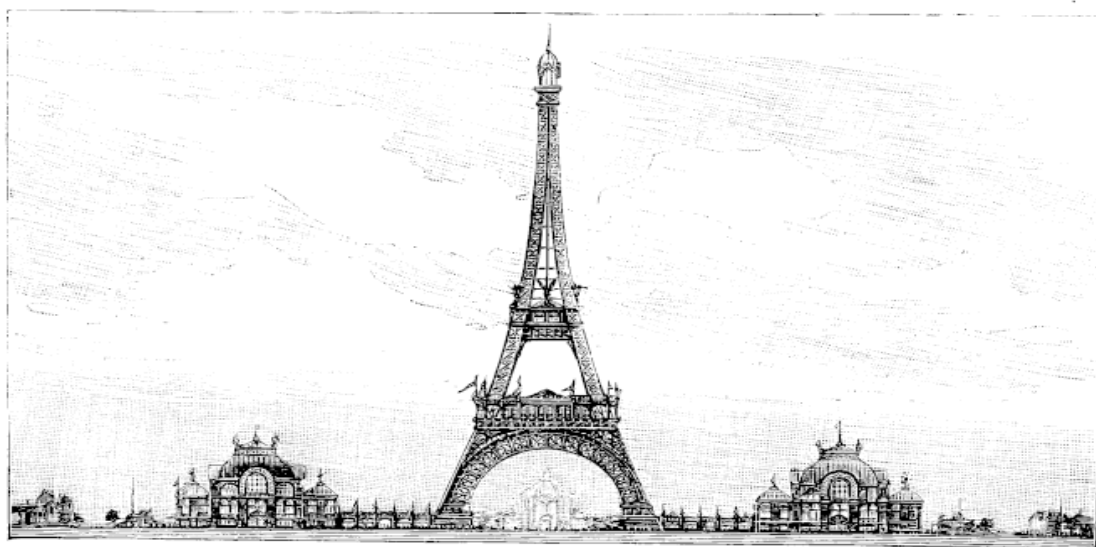


FIG. 3. — Projet Eiffel et Sauvestre.

architectes français, sous la seule condition de justifier de leur nationalité lors du dépôt de leurs projets.

ART. 3. — L'Exposition Universelle pourra englober les terrains suivants :

1^o Le Palais de l'Industrie et les terrains avoisinants ;

2^o L'Esplanade des Invalides ;

3^o Le Champ de Mars et son square ;

4^o Les quais et les berges compris entre l'esplanade des Invalides et le Champ de Mars.

L'Esplanade et les Champs-Élysées seront reliés par un pont provisoire ou par tout autre moyen.

ART. 4. — La surface horizontale utilisable des bâtiments sera de 274 000 mètres au total, y compris le 1^{er} étage du Palais de l'Industrie, compté pour 20 000 mètres.

(Le rez-de-chaussée de ce dernier Palais sera entièrement réservé aux fêtes, aux réceptions et à la distribution des récompenses.)

ART. 5. — La surface de 271 000 mètres ci-dessus indiquée se subdivisera comme suit :

- 1° 32 000 mètres environ pour les Beaux-Arts ;
- 2° 23 000 mètres environ pour l'Agriculture ;
- 3° 6 000 mètres environ pour les Colonies ;
- 4° 90 000 mètres environ pour les Machines ;

5° 118 000 mètres environ pour l'exposition des divers autres groupes.

Dans ce total de 271 000 mètres entreraient en compte les surfaces que les concurrents jugeraient à propos de distribuer au 1^{er} étage.

ART. 6. — Il sera ménagé autour des bâtiments affectés à l'exposition des Colonies un espace libre et découvert d'environ 70 000 mètres pour l'installation de kiosques, tentes, pavillons particuliers, etc.

ART. 7. — Toute latitude est d'ailleurs laissée aux concurrents pour l'emplacement à affecter à chacune des parties.

En aucun cas, il ne pourra être prévu de construction sur le jardin public du Champ de Mars, qui sera englobé par l'Exposition dans son état actuel.

ART. 8. — Les constructions principales seront entièrement établies en fer, avec remplissage en briques, maçonnerie, staff, etc.

ART. 9. — Les concurrents devront étudier la possibilité d'élever sur le Champ de Mars une tour en fer à base carrée, de 125 mètres de côté à la base et de 300 mètres de hauteur.

Ils feront figurer cette tour sur le plan du Champ de Mars, et, s'ils le jugent convenable, ils pourront présenter en variante un autre plan sans ladite tour.

ART. 10. — Les concurrents devront fournir obligatoirement :

- 1° Un plan général d'ensemble à l'échelle de $\frac{1}{5000}$;

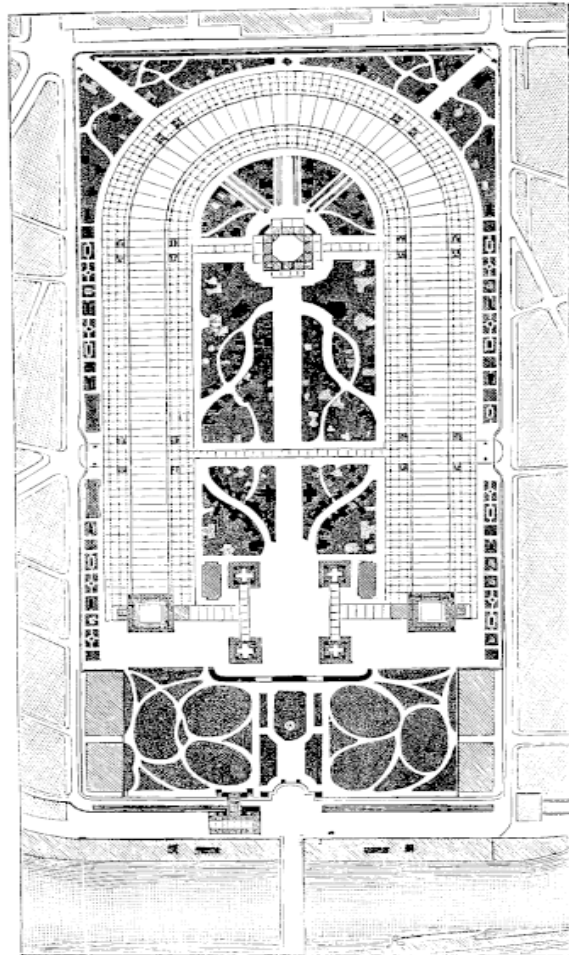


FIG. 4. — Projet Eiffel et Sauvestre.

2° Un plan d'ensemble du Champ de Mars à l'échelle de 1 millimètre

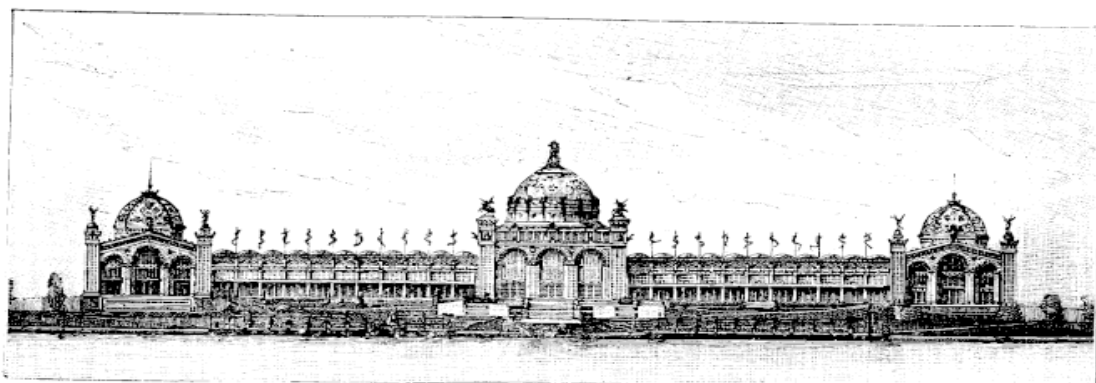


FIG. 3. — Projet Formigé.

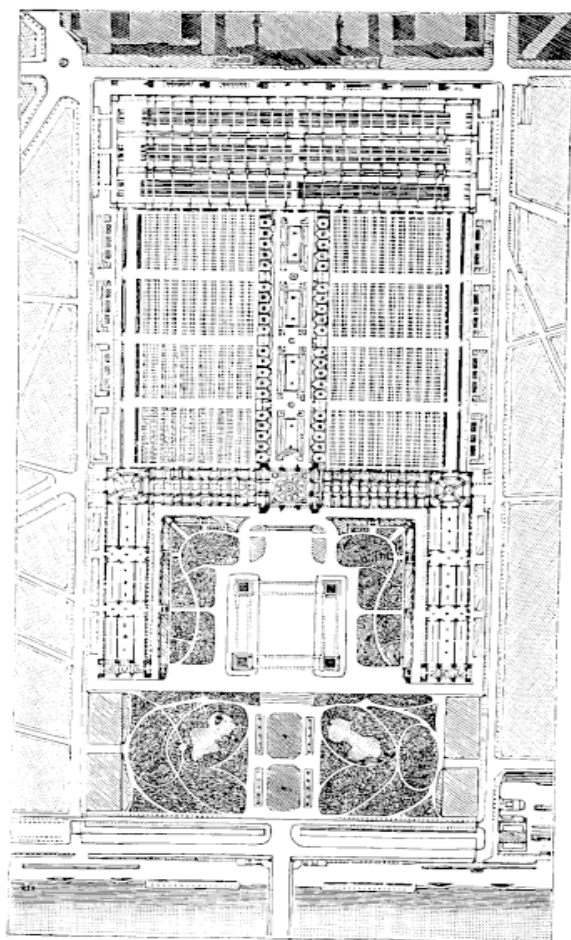


FIG. 6. — Projet Formigé.

pour mètre, avec la tour ;

3° Des façades, coupes ou vues à l'échelle de 2 millimètres pour mètre. Ils pourront, en outre, comme il a été dit à l'article 9, présenter facultativement :

1° Une variante du plan du Champ de Mars sans la tour, à 1 millimètre pour mètre ;

2° Des plans, coupes, façades et vues des autres parties de l'Exposition à la même échelle de 1 millimètre pour mètre.

ART. 11. — Afin de faciliter l'appréciation des projets et d'assurer la sincérité du concours, tous les dessins et documents autres que ceux énumérés ci-dessus ou à des échelles supérieures à celles indiquées seront rigoureusement refusés et écartés de l'exposition publique des projets et du concours.

ART. 12. — Les concurrents devront signer leurs projets et les déposer, tendus sur châssis, le 18 mai, de 9 heures du matin à

7 heures du soir, à l'Hôtel de ville de Paris (salle des fêtes). Passé cette heure, il ne sera plus reçu aucun projet.

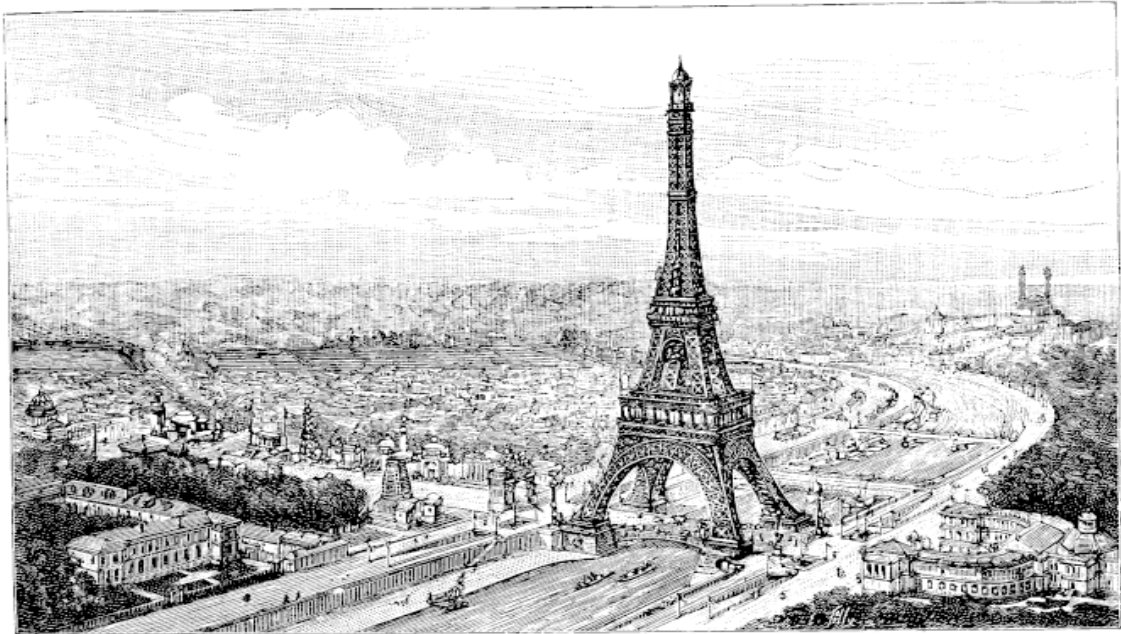


FIG. 7. — Projet Cassien-Bernard et Nachon.

ART. 13. — Ces projets seront publiquement exposés pendant quatre jours,

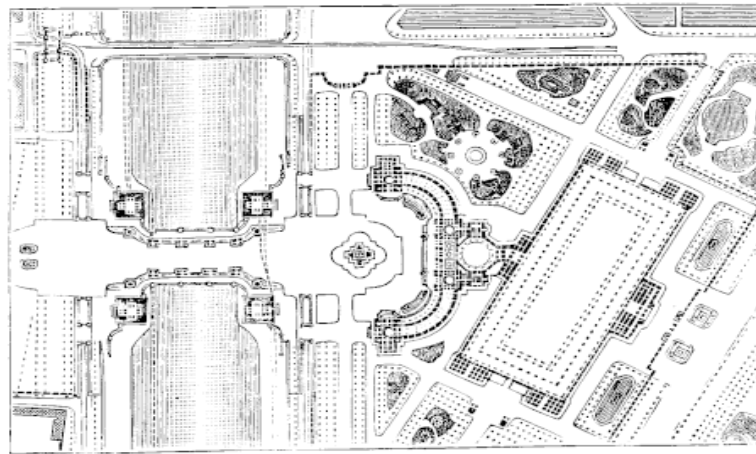


FIG. 8. — Projet Cassien-Bernard et Nachon.

du 19 au 22 mai, et immédiatement soumis au jugement d'une commission qui sera nommée et présidée par le Ministre.

ART. 14. — Cette commission examinera et jugera ces divers projets au point de vue de l'aspect décoratif et des dispositions générales.

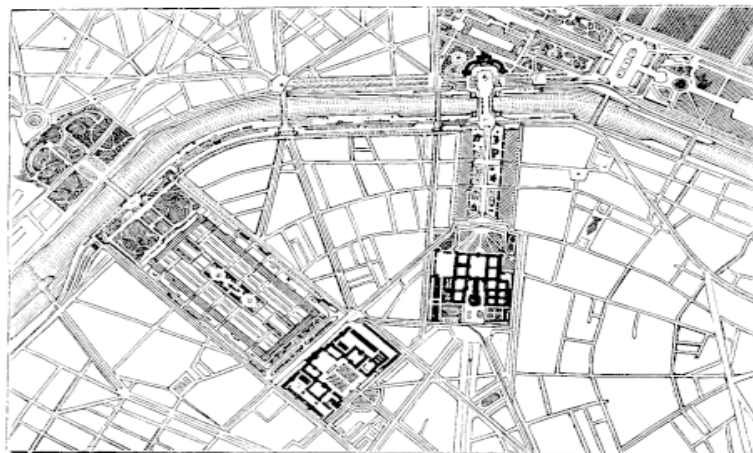


FIG. 9. — Projet Cassien-Bernard et Nachon.

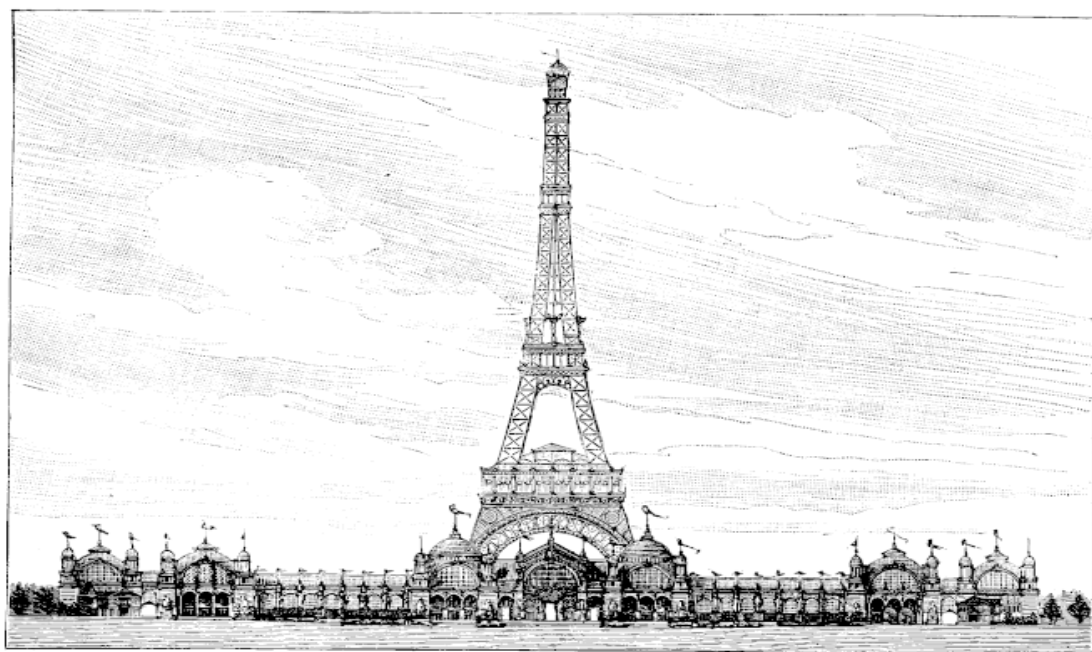


FIG. 10. — Projet de Perthes.

Elle pourra accorder : 3 primes de 4,000 francs ; 3 primes de 2,000 francs ; 6 primes de 1,000 francs.

ART. 15. — Les auteurs des projets ainsi primés seront seuls admis à participer, s'il y a lieu, à un concours ultérieur.

ART. 16. — Le Ministre du commerce et de l'industrie se réserve absolument de disposer à son gré des projets primés.

Par le fait même de prendre part au concours, les concurrents acceptent cette condition expresse.

L'administration réserve intégralement l'examen et la solution de toutes les questions relatives soit à l'établissement du projet définitif, soit à la direction et à l'exécution des travaux.

ART. 17. — A partir du lundi 3 mai, les concurrents pourront s'adresser au Ministère du commerce et de l'industrie (quai d'Orsay, 25), tous les jours de 10 heures à midi et de 2 heures à 6 heures, pour demander : 1° un exemplaire du présent arrêté; 2° un plan général des terrains à l'échelle de $\frac{1}{5000}$; 3° un plan du Champ de Mars à l'échelle de 0,001.

Les mêmes documents seront immédiatement envoyés à tous les concurrents qui en feront la demande au Ministère du commerce et de l'industrie (Direction du cabinet et du personnel).

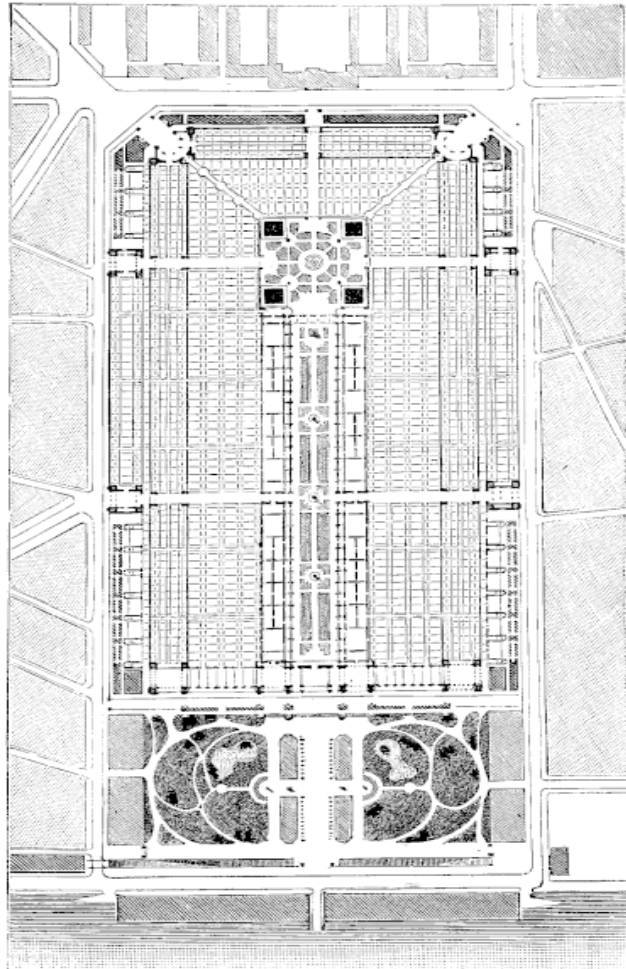


FIG. 11. — Projet de Perthes.

Le concours prévu par la Commission d'études eut lieu au mois de mai 1886; il donna naissance à de nombreux et remarquables projets.

Le Jury chargé du jugement décerna les prix de la manière suivante (les concurrents étant classés *ex-æquo* pour chaque catégorie de récompenses par ordre alphabétique) :

Trois primes de 4 000 fr. à MM. Dutert, Eiffel et Sauvestre, For-

migé; trois primes de 2 000 francs à MM. Cassien-Bernard et Nachon, de Perthes, Raulin; six primes de 1 000 francs à MM. Ballu, Fouquiau, Hochereau et Girault, Paulin, Pierron, Vaudoier;

Six mentions honorables à MM. Blondel, Claris et Morel, Roux, Gaston Hénard, Simil, Walwein et Bertsch-Proust.

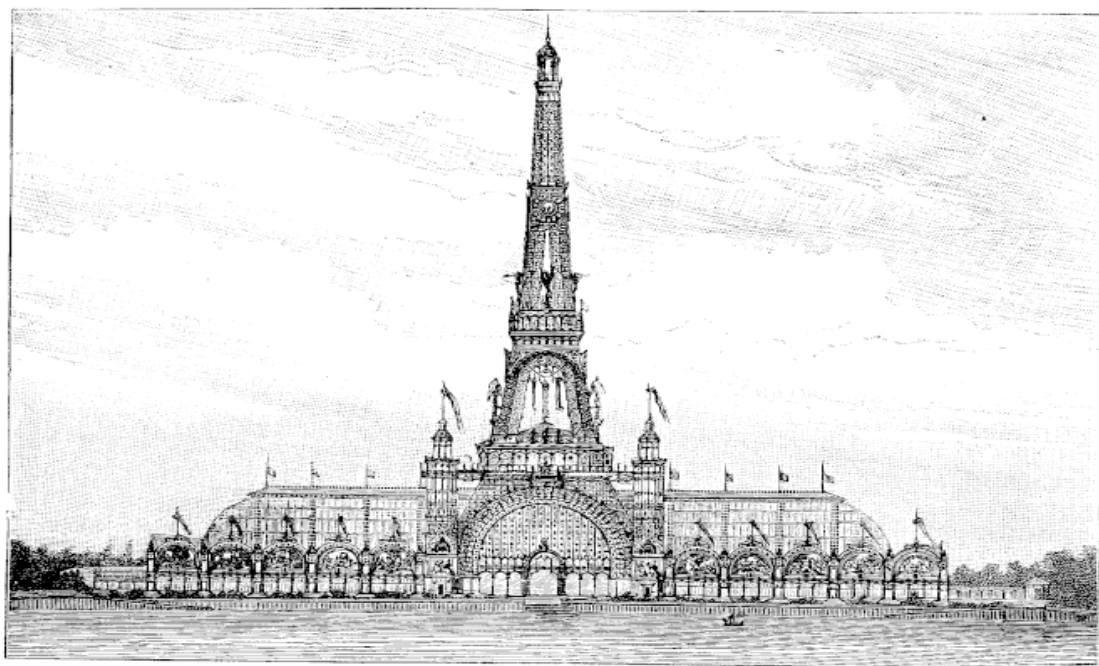


FIG. 12. — Projet Raulin.

M. Dutert avait tenu avant tout à assurer la gaité de l'ensemble. (Fig. 1 et 2.)

Près des deux tiers de la surface totale de son Exposition étaient occupés par des jardins où se dressaient çà et là des constructions légères. Un immense hall destiné aux machines, matières premières et objets fabriqués, s'étendait de l'avenue de Suffren à l'avenue de La Bourdonnais, faisant face à l'École militaire. Deux séries de galeries parallèles descendaient de ses extrémités vers la Seine et se terminaient par de grands pavillons réservés aux Beaux-Arts français et étrangers. Au centre de la partie du parc qui les séparait se dressait la Tour de 300 mètres.

Tout autre était l'impression produite par le projet de MM. Eiffel et Sauvestre. (Fig. 1 et 2.)

La Tour de 300 mètres devenait avec eux la porte gigantesque de l'Exposition et l'un de ses principaux objets de curiosité. C'était le triomphe de l'art de l'ingénieur : les bâtiments étaient construits presque uniquement en fer, affectant la forme d'un immense fer à cheval. Le rez-de-chaussée devait abriter les machines, et le premier étage les groupes divers. A l'intérieur, de gracieux parterres tempéraient la sévérité de cette ceinture métallique. Au fond, un très joli pavillon, dit de l'Électricité, venait également adoucir la rudesse de l'ensemble.

Chez M. Formigé (fig. 5 et 6), on sentait le désir de faire constater sa réputation de dessinateur hors pair. Aucun de ses concurrents n'offrait de façade aussi étudiée, réunissant au même degré des qualités d'élégance et de grandeur. Dans les détails, une certaine analogie avec les plans de M. Dutert : même emplacement choisi pour la Tour, les Beaux-Arts; mêmes dispositions des lignes générales et des surfaces réservées aux plantations. A côté de ces ressemblances, des différences notables dans les divisions des surfaces consacrées

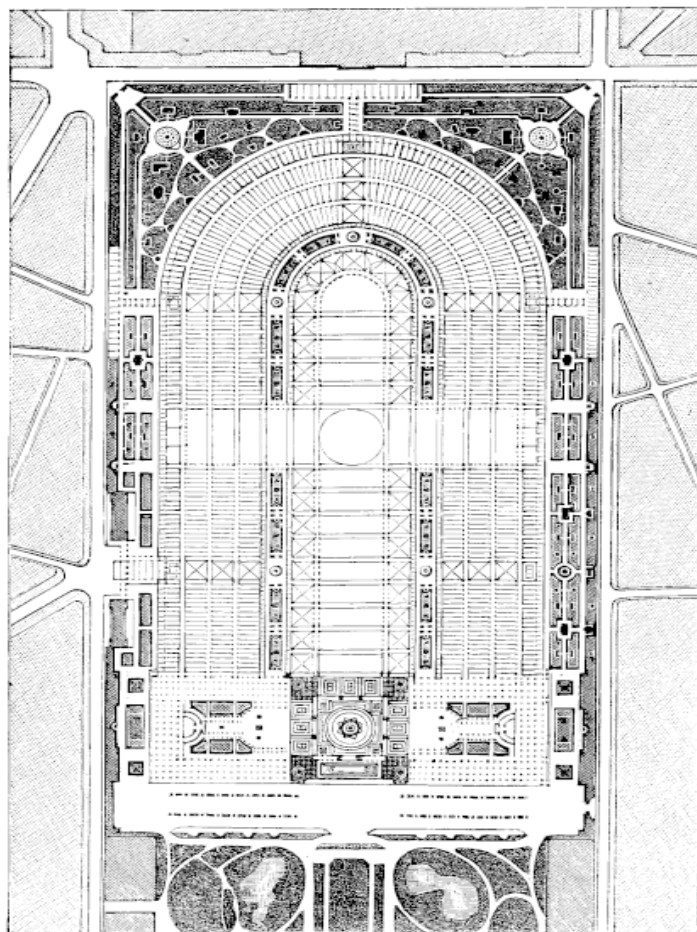


FIG. 13. — Projet Raulin.

aux exposants. La grande galerie parallèle à l'École Militaire était uniquement réservée aux Machines. Les produits français étaient nettement séparés de ceux de l'étranger, en deux séries qui formaient les sections diverses.

Le trait commun à ces trois projets était l'affectation d'un espace plus ou moins grand aux fleurs et à la verdure. Les esquisses classées en seconde ligne n'avaient, au contraire, en vue que de conserver aux exposants le plus de terrain possible.

MM. Cassien-Bernard et Nachon donnaient à leur construction la forme rectangulaire (Fig. 7, 8, 9). Dans ce projet, les galeries longeant les avenues de La Bourdonnais et de Suffren devaient renfermer les Machines; le dernier côté du quadrilatère appartenait à l'exposition du Travail. A l'intérieur et au centre, le pavillon de la Ville de Paris, précédé et suivi de salons fermés. Enfin, comme disposition particulièrement originale, mais peu pratique, les auteurs du projet plaçaient la Tour de 300 mètres à cheval sur la Seine, en face le Palais de l'Industrie, ce palais faisant partie intégrante de l'Exposition.

M. de Perthes (fig. 10 et 11) avait des souvenirs du plan adopté en 1878 : son projet était complet et distribuait d'une façon pratique la superficie concédée. Les Machines occupaient le même emplacement que chez MM. Cassien-Bernard et Nachon; les groupes divers venaient ensuite et s'étendaient à droite et à gauche des Beaux-Arts. La Tour se profilait à l'extrémité de l'Exposition.

M. Raulin présentait un ensemble qui se rapprochait sur certains points de celui de MM. Eiffel et Sauvestre. Le Palais du Champ de Mars, chez lui aussi, avait la forme d'un fer à cheval (fig. 12 et 13); la Tour de 300 mètres occupait également la place d'honneur. Ce qui en faisait l'originalité, c'étaient les proportions gigantesques de la conception. La façade côté du quai comprenait deux lignes de cintres très décorés, dominant des portiques à niveau du sol qui se détachaient des flancs de la Tour; les Beaux-Arts et les Arts décoratifs étaient installés à droite et à gauche de l'entrée. Les différents produits se rangeaient par nature dans l'ordre suivant, pour former

autant d'expositions circulaires et concentriques : Produits alimentaires, Matières premières, Vêtement, Mobilier; les Machines prenaient place au centre, dans l'axe de la Tour. Ce projet avait en outre utilisé d'une manière très remarquable la berge de la Seine pour la construction d'une série de pavillons destinés aux colonies, dont l'aspect vu des quais devait être très pittoresque.

Les projets classés en troisième ligne se rapprochaient de ceux qui précèdent, soit par la forme générale, soit par des détails, et réduisaient le travail de la Commission des travaux à l'étude de ceux qui ont été décrits plus haut, et parmi lesquels la Commission avait dès lors chance de trouver le plan définitif.

VII. — Plan général définitif. Dispositions adoptées. — Quelles conditions ce plan devait-il remplir. Un des projets primés y satisfaisait-il?

Il convenait, pour s'en rendre compte, de remonter aux raisons mêmes qui avaient fait décider l'organisation de l'Exposition. On voulait fêter le Centenaire de 1789, mais la grandeur du but à atteindre imposait aux organisateurs une lourde charge. Il fallait que l'œuvre produite fût en rapport avec le résultat à obtenir; il fallait que l'Exposition à créer fût non seulement digne de ses devancières, mais encore plus importante et plus belle, s'il était possible, afin de bien montrer qu'aucune manifestation aussi complète de la puissance, de l'énergie et de l'activité industrielle et commerciale d'un peuple ne s'était encore produite.

La nécessité de faire grand, mais grand sans froideur, sans sécheresse, s'imposait donc absolument : dans les lignes générales, la conception devait être assez souple pour allier une certaine gaieté de forme et d'impression à la majestueuse ordonnance des dispositions d'ensemble.

Il y avait lieu, en outre, d'éviter que l'Exposition de 1889 ne fût la répétition plus ou moins corrigée de ses devancières, qui étaient des œuvres remarquables sous bien des rapports. Elle devait être autre chose et quelque chose de mieux. Tel était le problème posé.

Faire grand, plus grand que par le passé, n'était pas chose facile, étant donné le choix de l'emplacement. Si on voulait utiliser toutes les surfaces mises à la disposition de l'administration, on risquait de compromettre la circulation publique, qui voyait englober dans l'enceinte fermée une partie des rues les plus importantes de la rive gauche, assurant la communication du centre de Paris avec les quartiers du Gros-Caillou et de Grenelle.

On put remédier à cet inconvénient en renonçant à occuper les principales voies comprises dans le périmètre assigné, et en faisant communiquer entre elles par des passerelles les différentes parties de l'Exposition séparées par ces voies. On assurait ainsi l'utilisation continue de la surface considérable reconnue nécessaire.

Toutefois, la grandeur de l'étendue même pouvait avoir ses inconvénients; il y avait à craindre que du nombre considérable d'objets exposés naquit la confusion, la difficulté pour les visiteurs de se reconnaître dans cet ensemble si considérable. On put parer à cette difficulté en affectant des groupes de constructions déterminées à des expositions spéciales, et c'est pour ce motif que les Beaux-Arts, les Arts libéraux, les Machines, l'Agriculture, les Produits alimentaires ont eu leur palais distinct, et qu'on a fait une exposition d'Horticulture complètement séparée dans le parc du Trocadéro. Il eût été impossible d'aller plus loin dans cette division sans enlever tout caractère d'unité à l'œuvre entreprise et sans être amené, par raison d'économie, à ne plus élever que des hangars, tandis que les dispositions adoptées permettaient encore de donner à chaque édifice un aspect monumental qui ne déparait pas l'ensemble.

En outre, s'il était indispensable qu'un ordre rigoureux présidât à la répartition des espaces et que les agencements permissent de se reconnaître facilement au milieu de ces installations si variées, il n'était pas moins nécessaire que l'Exposition se présentât sous un aspect riant et gai, capable de séduire les visiteurs, et on ne pouvait mieux arriver à ce résultat qu'en donnant une très large place aux jardins.

Il était sage enfin de faire la part de l'imprévu et de réserver d'assez grandes surfaces pour les bonnes volontés de la dernière heure. Les nations étrangères se montraient hésitantes au début, les exposants semblaient redouter les dépenses d'installations isolées. Ces dispositions pouvaient se modifier dans la suite : il fallait, en conséquence, prévoir que des emplacements seraient nécessaires pour donner satisfaction à des demandes tardives, et les mettre en réserve.

Toutes ces considérations suffirent à indiquer qu'aucun des projets primés n'assurait entièrement le résultat poursuivi et à justifier le plan général de l'Exposition, qu'il importe maintenant d'expliquer en détail. (Série A. — Planches 1 et 2.)

L'effort principal se concentra sur le Champ de Mars, où des espaces entièrement libres laissaient un plus large essor à l'imagination et permettaient de faire preuve de force et d'originalité dans la conception.

A la limite même du Champ de Mars, formant une entrée de dimensions colossales, la Tour Eiffel devait s'élever au milieu du parc. Chacune de ses arcades servirait de cadre aux motifs principaux de décoration de l'Exposition : celles de droite et de gauche aux dômes des palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux ; celles du milieu, au Dôme central.

Au pied de la Tour, un jardin anglais de dimensions considérables étendrait au loin ses tapis de verdure, ses massifs d'arbustes exotiques, jusqu'au bas des larges terrasses, et pénétrerait jusqu'au centre de l'Exposition, apportant partout la lumière et la vie.

En bordure, sur les avenues de Suffren et de La Bourdonnais, et au delà de l'ancien parc du Champ de Mars, les palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, avec leur décoration de terres cuites et leurs dômes étincelants, devaient encadrer le jardin, comprendre chacun une nef principale et deux bas-côtés à deux étages, donner abri à de nombreux restaurants et offrir aux visiteurs fatigués un repos favori pour écouter la musique des kiosques.

Au fond, et fermant l'horizon devant l'École militaire, l'im-

mense Galerie des Machines, avec sa nef unique au monde de 115 mètres d'ouverture, avec ses bas-côtés à deux étages, occuperait le Champ de Mars dans toute sa largeur.

Enfin, entre ces deux ensembles, les reliant l'un à l'autre, les galeries des Industries diverses, avec le Dôme central formant l'entrée d'honneur, devaient compléter les dispositions adoptées.

Rien ne devait être négligé pour donner à ce monde nouveau l'animation qui en ferait un des principaux charmes. Des pavillons nombreux et élégants disséminés dans les espaces réservés du Champ de Mars, le long des avenues de Suffren et de La Bourdonnais, offriraient leurs distractions aux promeneurs. Au pied de la Tour, l'histoire de l'Habitation humaine formerait le plus curieux et le plus instructif des musées en plein air. Le soir, les Fontaines lumineuses constitueraient une des attractions les plus nouvelles offertes à la curiosité d'un public difficile à étonner.

A l'extrémité du Champ de Mars, le bas port de l'île des Cygnes serait couvert de constructions destinées aux Expositions maritimes.

Pour le Trocadéro, l'appropriation était tout indiquée : il s'agissait d'organiser auprès des Musées permanents du Palais une Exposition d'Horticulture d'une richesse et d'une variété exceptionnelles. Le terrain s'y prêtait à merveille : pelouses à perte de vue pour encadrer les corbeilles de fleurs, arbres touffus dont l'ombre garantirait les plantes les plus délicates, larges avenues pour installer des tentes, tout concourrait à faire de l'emplacement choisi un admirable parterre.

Sur le quai d'Orsay, les deux longues avenues d'un kilomètre et demi laissées à la disposition des organisateurs ne pouvaient guère être utilisées qu'au moyen de galeries légères dont la monotonie devait être rompue par la distribution, çà et là, de palais spéciaux d'un caractère distinct. Ainsi, de l'avenue de La Bourdonnais à l'esplanade des Invalides, 27 000 mètres seraient concédés aux constructions de l'Agriculture, coupées successivement par les Palais des Produits alimentaires, du Portugal, de l'Espagne.

L'esplanade des Invalides était attribuée à une catégorie toute spéciale d'exposants et appelée à être une des parties les plus intéressantes de la future Exposition.

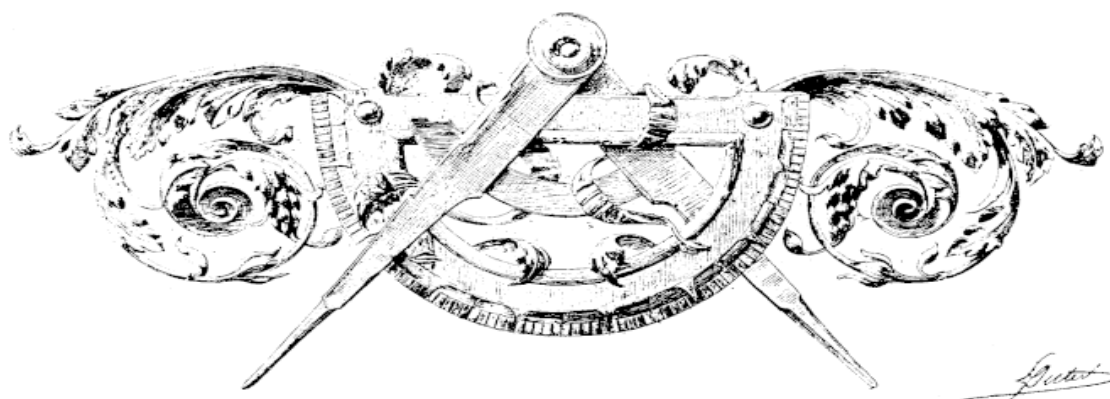
L'Algérie, la Tunisie, les Colonies françaises et les pays de protectorat, les colonies néerlandaises donneraient aux visiteurs l'illusion de la réalité sous forme d'édifices d'une originalité charmante.

En face de ces constructions, l'Esplanade, dans sa partie ouest, était affectée aux pavillons des Postes et Télégraphes, du Ministère de la Guerre, de l'Hygiène, de l'Économie sociale, et à la Société de secours aux blessés militaires.

Là finirait l'Exposition : elle ne franchirait pas la Seine à cet endroit. Le Palais de l'Industrie, en dehors des concours temporaires, était réservé aux fêtes.

Contrairement au vœu de la Commission d'études, on avait renoncé à jeter sur la Seine un pont qui, pour ne pas gêner la circulation sur le quai de la Conférence, aurait dû être élevé de 6 mètres au-dessus du parapet des Invalides, et aurait coupé la belle perspective du Trocadéro.





CHAPITRE II

BUDGET ET PRÉPARATION DES TRAVAUX

Évaluations de dépenses.



QUELLES étaient les ressources mises à la disposition de l'Administration pour réaliser ce plan ?

La Commission avait prévu que les dépenses de toute nature de l'Exposition de 1889 s'élèveraient à 50 millions et fixé la part des travaux à environ 42 millions.

Mais ce chiffre de 50 millions parut trop élevé au Gouvernement, qui fit faire une étude nouvelle du projet. Cette étude fut poursuivie dans le double but d'assurer à l'Exposition l'importance et l'éclat qu'elle devait avoir et, en même temps, de réaliser la plus grande économie dans l'exécution.

Les évaluations de dépenses furent établies d'après les résultats de 1867 et de 1878 au mètre superficiel (91 francs en 1867 et 121 francs en 1878). Mais, en comparant les conditions dans

lesquelles se présentait l'Exposition de 1889 à celles dans lesquelles s'étaient présentées ses devancières, on crut pouvoir adopter le chiffre de 91 francs obtenu en 1867. Il était même probable que ce chiffre serait notablement réduit par les adjudications. Relativement à 1867, en effet, il y avait une diminution de 40 p. 100 sur les fers, qui constituaient une part importante de la dépense totale, et l'augmentation de main-d'œuvre à prévoir pour 1889 se trouvait plus que compensée par la différence des rabais consentis couramment à l'époque (1886) où les travaux allaient être engagés.

D'après cette donnée il fut possible de ramener à 43 000 000 fr. le montant des dépenses. C'est à ce chiffre qu'ont été fixées les ressources mises à la disposition des organisateurs de l'Exposition. La répartition, toutefois, en a été réglée après l'organisation des services et l'adoption du plan général, d'un commun accord entre les trois Directeurs généraux.

Le Ministre du Commerce et de l'Industrie avait attribué à chacun la part qui leur revenait et fixé la sous-répartition des comptes, en prenant pour guide la sous-répartition de 1878.

Dès que l'étude des différentes parties de la construction fut assez avancée pour permettre l'établissement d'un devis général, les prévisions définitives furent arrêtées, et, le 22 janvier 1887, la Commission de contrôle et de finances approuvait la répartition suivante :

ARTICLE 1^{er}. — *Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux.*

	fr.
Galeries Rapp et Desaix.	6 295 725
Galerie des Machines.	6 496 228
Galeries des Expositions diverses.	5 900 179
Nivellement général et réseau d'égouts.	7 800 000
Réserve pour supplément de fondations et imprévus de la construction	527 868
ENSEMBLE.	20 000 000

Les autres articles reçurent presque de suite leurs allocations définitives, établies, comme il est indiqué ci-après, par comparaison avec ce qui s'était passé en 1878.

ART. 2. — *Trocadéro. Exposition d'Horticulture.*

Dispositions nouvelles sans rapport avec celles de 1878.

	Crédits de 1889. — fr.
Devis sommaire d'après la surface des massifs à préparer par les exposants; construction de 3 000 mètres de tentes.	300 000

ART. 3. — *Bâtiments pour l'Exposition d'Agriculture.*

	Dépenses constatées en 1878. —	Crédits de 1889. —
9 000 mètres en 1878, — 24 000 mètres en 1889.	320 000	600 000

ART. 4. — *Parcs et Jardins.*

Entretien pendant la durée de l'Exposition, y compris les velums sur les ponts, les passages et les passerelles.

Jardins.	1 200 000	}	3 000 000	3 500 000	3 000 000
Velums.	600 000				
Terrasses.					
Balustrades.	700 000				
Bassins.					
Entretien et im- prévus.	500 000				

L'entretien seul avait coûté 1 700 000 fr. en 1878.

ART. 5. — *Bureaux, Postes de police, Pompiers, Bâtiments pour le service des entrées.*

L'utilisation des pavillons Rapp, construits en 1878, a permis une économie de plus de 150 000 francs.	500 000	345 000
<i>A reporter.</i>		4 245 000

	Dépenses constatées en 1878. — fr.	Crédits de 1889. — fr.
<i>Report.</i>		4 245 000
ART. 6. — Clôtures de l'Exposition.		
Augmentation justifiée par l'extension de l'en- ceinte au quai d'Orsay et à l'esplanade des Invalides.	320 000	450 000
ART. 7. — Viabilité de la tranchée de la rive gauche.		
A coûté en 1878 pour son établissement.	450 000	
Mais il suffisait ici de.		80 000
ART. 8. — Passerelles.		
L'exécution du plan supposait huit passerelles au lieu d'une en 1878, mais on comptait sur le concours d'exposants pour réduire la dépense.	50 000	200 000
ART. 9. — Eau et Gaz.		
La faiblesse relative du crédit s'explique par les conditions très avantageuses souscrites par la Ville de Paris pour le prix de l'eau et du gaz et par le concours des exposants pour l'éclairage électrique. Il s'agissait d'ailleurs ici seulement du gaz nécessaire à l'éclairage : le gaz pour le chauffage des restaurants devait être remboursé par les concessionnaires, et le gaz pour la mise en mouvement des machines était au compte de l'exploitation.	1 200 000	600 000
ART. 10. — Voies ferrées.		
Le projet en cours d'exécution à l'époque de la pré- sentation de cette répartition prévoyait une dé- pense de 224 000 francs ; mais il semblait pru- dent de prévoir une augmentation du réseau, et c'est pour cette raison que la somme affectée aux voies ferrées a été portée à.		350 000
<i>A reporter.</i>		5 925 000

	Dépenses constatées en 1878. fr.	Crédits de 1889. fr.
<i>Report.</i>		5 925 000
D'ailleurs, la location du matériel demandé à la Compagnie de l'Ouest était faite pour une durée de 4 ans, tandis qu'en 1878 elle n'avait été consentie que pour 2 ans	180 000	
ART. 11. — <i>Water-Closets.</i>		
L'Administration a cru nécessaire de décharger le budget du service médical de toute contribution à cet égard, et de prévoir la somme totale néces- saire aux installations.	75 000	175 000
ART. 12. — <i>Remise en état.</i>		
Il n'y avait pas de comparaison possible avec 1878 à cause des Galeries du Trocadéro. L'estimation porta sur la seule opération du Champ de Mars et du parc du Trocadéro, et on y affecta. . . .		300 000
En 1878, on avait dépensé.	1 000 000	
ART. 13. — <i>Réserve pour imprévus.</i>		
Réserve pour imprévus dans les travaux, y compris la Tour Eiffel, 1 500 000 fr.		3 250 000
Ce qui réduisait la réserve disponible à 1 750 000 fr., chiffre bien minime puisqu'il n'atteignait que 6 p. 100 de la dépense totale contre 10 p. 100 adopté dans les devis de travaux.		
TOTAL.		9 650 000
Plus l'article 1 ^{er}		20 000 000
ENSEMBLE.		29 650 000
Les sommes nécessaires à l'exécution des travaux demandés par l'exploitation devaient être pré- levées sur les crédits de cette direction, d'après le montant des devis particuliers. Toutefois la Direction des Travaux s'assurait dès l'origine un crédit pour les Fêtes de.		1 000 000

Enfin des prélèvements devaient être faits sur la réserve générale de 3 millions pour dépenses nouvelles demandées en dehors du projet général adopté.

Le service médical gardait son budget distinct.

En résumé, pour la réalisation du plan qu'il avait soumis à la Commission de contrôle et de finances, le Directeur général des Travaux disposait de 29 650 000 francs.

C'est dans cette limite qu'il a dû se renfermer.

Toutes les opérations furent conduites de manière à rester dans les crédits prévus. On commença par engager toutes les entreprises essentielles, réservant pour la fin les entreprises de décoration, auxquelles on affecta les reliquats disponibles, ce qui permit de leur donner plus ou moins de développement selon les ressources qu'on pouvait leur consacrer.

ORGANISATION DE LA DIRECTION GÉNÉRALE DES TRAVAUX

I. — **Décrets et Arrêtés.** — L'emplacement de la future Exposition, les crédits nécessaires aux travaux étaient déterminés : l'organisation du service chargé de les préparer et d'en diriger l'exécution ne pouvait être retardée.

Une série de décrets parut à cet effet à l'*Officiel*.

Le premier, en date du 28 juillet 1886, institue au Ministère du Commerce un service spécial.

Le Ministre du Commerce et de l'Industrie fait fonctions de Commissaire général. Il a sous ses ordres trois Directeurs, qui prennent le titre de Directeurs généraux.

La Direction des Travaux comprend quatre services particuliers : service de l'Architecture et des Travaux, service des Plantations et de la Voirie, service des Palais et Bâtiments spéciaux, service médical.

La Direction de l'Exploitation a les attributions suivantes : service des Transports, service de la Section française et des Sections étrangères, service mécanique et électrique, service de la Police intérieure.

La Direction des Finances s'occupe des matières suivantes : Comptabilité, Caisse, Contentieux, service du Matériel et des Entrées.

Le Commissariat général se réserve les questions de Personnel, les nominations de Commissions et de Jurys, les rapports avec les Pouvoirs publics et l'Étranger, la Presse, le Grand-Conseil de l'Exposition, la Commission de Contrôle et de Finances, les règlements généraux et les affaires ne se rattachant pas spécialement à une Direction.

Les Directeurs généraux reçoivent les instructions du Ministre pour les mesures à prendre et sont responsables de l'exécution. Ils ne peuvent engager de dépenses sans une autorisation écrite du Ministre. Mais ils peuvent, dans la limite des crédits ouverts, conclure tous marchés ne s'élevant pas au-dessus de 1 500 francs.

Chaque semaine, le Ministre réunit en comité administratif les Directeurs généraux et le Directeur du Cabinet et du Personnel au Ministère du Commerce, pour entendre les rapports des Directeurs et étudier les questions présentées. Chaque semaine également, les Directeurs généraux se réunissent en conseil des Directeurs pour l'expédition des affaires courantes intéressant plusieurs services.

A la même date du 28 juillet 1886, un arrêté du Ministre désigne comme Directeurs généraux : M. Alphand, pour le service des Travaux; M. Berger, pour le service de l'Exploitation; M. Grison, pour le service des Finances.

Un arrêté en date du 28 août suivant complète l'organisation générale en instituant près du Ministre, Commissaire général, une Commission consultative de trois cents membres, dite Grand-Conseil de l'Exposition de 1889, dont la mission consiste à donner des avis sur toutes les questions rentrant dans les attributions du Commissariat général. Elle est divisée en vingt-deux Commissions, dont la plus importante, celle des quarante-trois, a été prévue dans la conven-

tion passée avec la Société de garantie, et dont les autres, en l'absence de toute difficulté suffisamment sérieuse, n'ont pas été réunies.

En réalité, les trois Directions ont la presque totalité du travail ; contrairement à ce qui s'est passé en 1878, le Commissaire général n'a plus la direction effective de l'entreprise. La raison vient de la différence des situations. Autrefois, le Commissaire général était nommé pour la durée de l'Exposition : aujourd'hui, il ne l'est que pendant l'existence du Ministère dont il fait partie. Ce caractère d'instabilité donné aux fonctions de Commissaire général aurait eu pour conséquence d'enlever toute unité de conception et de direction dans l'exécution de l'œuvre, si chaque Ministre eût pu imposer ses idées personnelles. La création de services généraux permanents, avec leur responsabilité propre, a remédié à ce danger et permis de donner à des hommes spéciaux l'initiative nécessaire pour mettre au service de l'intérêt général leur savoir et leur expérience reconnus.

Cette modification aux précédents sur la matière comporte une division bien nette de la part de chacun dans l'œuvre de l'Exposition de 1889 et un historique distinct pour chaque Direction.

Le présent ouvrage sera consacré principalement à la Direction des Travaux.

Le décret du 28 juillet 1886 avait fixé de la façon suivante les attributions du Directeur général des Travaux.

SERVICE D'ARCHITECTURE ET DES TRAVAUX DE L'EXPOSITION. — Rédaction et étude des projets, devis, cahiers des charges générales et particulières. Direction, exécution et surveillance des travaux. Règlements provisoires et définitifs. Réceptions provisoires et définitives. Délivrance des certificats de paiement pour acomptes et pour solde. Entretien des constructions. Démolition après l'Exposition.

Contrôle des travaux exécutés par les concessionnaires de restaurants, cafés, chalets, kiosques, etc. Examen des projets et devis présentés. Préparation des autorisations de concessions. Détermination des moyens et délais d'exécution. Surveillance et contrôle des travaux autorisés. Police pendant la durée des travaux.

SERVICE DES PLANTATIONS ET DE LA VOIRIE DE L'EXPOSITION. — Plantations et jardins. Appropriation et entretien des voies, ponts, passages intérieurs et extérieurs. Eaux. Gaz. Remise en état des voies et plantations après l'Exposition. Établissement de toutes les voies ferrées à l'intérieur de l'Exposition. Fêtes publiques. Aménagement et décoration. Préparation de la cérémonie d'ouverture et installation de la salle des récompenses.

SERVICE MÉDICAL. — Réglementation et surveillance du service médical et pharmaceutique fonctionnant au compte de l'État. — Règlement des honoraires.

II. — **Ordre de service du Directeur général.** — Ce décret avait imposé une lourde tâche au service des Travaux. Il s'agissait pour lui d'exécuter, dans un délai de deux ans et sur un espace restreint, plus de 30 millions d'ouvrages de toute nature ; il n'y avait donc pas un instant à perdre : aussi M. Alphand, pénétré de cette nécessité, avait-il, dès les premiers jours de sa nomination, arrêté la liste de ses principaux collaborateurs et fixé par ordre de service les attributions de chacun d'eux¹.

L'organisation adoptée dans ces circonstances dut être changée presque de suite à la mort de M. Bartet, Ingénieur en chef des ponts-et-chaussées, désigné comme Ingénieur en chef adjoint au Directeur ; voici intégralement le deuxième ordre de service du 10 janvier 1887 qui régla définitivement le fonctionnement de la Direction des Travaux jusqu'aux derniers jours de son existence ainsi que la modification apportée à cet ordre de service le 15 janvier 1889.

1. Voir Annexe n° 1, Ordre de service du 27 août 1886.

ORDRE DE SERVICE DU DIRECTEUR GÉNÉRAL

RÉGLANT LES ATTRIBUTIONS DES DIVERS CHEFS DE SERVICE
ET DES BUREAUX DE LA DIRECTION GÉNÉRALE DES TRAVAUX

I. — SERVICES CENTRAUX

1° *Secrétariat de la Direction générale* (M. DE MALLEVUE, *Secrétaire de la Direction générale, Chef du service*).

Le Secrétaire de la Direction générale est chargé :

1° Du Secrétariat particulier du Directeur général (Ouverture des dépêches, — Audiences du Directeur général, — Affaires confidentielles et réservées);

2° Du Secrétariat du Conseil des Travaux;

3° De la Direction du bureau du Secrétariat de la Direction générale;

4° Du Personnel de la Direction générale;

5° Du visa du Directeur général;

6° Des permissions et autorisations diverses;

7° De la certification conforme des copies des actes administratifs dont il a l'examen et la préparation.

Le Secrétaire de la Direction générale est secrétaire du Conseil des Travaux.

2° *Bureau du Secrétariat de la Direction générale* (M. SAILLARD, *sous-chef*).

1° Enregistrement des dépêches, répartition des affaires entre les différents services et départ;

2° Personnel de la Direction générale, correspondance et rapports y relatifs;

3° Affaires communes aux différents services et correspondance y relative;

4° Service central d'expéditions ;

5° Commandes de fournitures de bureau, réception de ces fournitures et répartition entre les divers services ;

6° Matériel des bureaux et des divers locaux ressortissant à la Direction générale et inventaires y relatifs.

3° *Service technique* (M. DÉLIONS, *Secrétaire du Service technique, Chef du service*).

Le Secrétaire du Service technique est chargé :

1° Du service des adjudications et marchés ;

2° Des affaires contentieuses ;

3° Des affaires techniques qui ne relèvent spécialement d'aucun service ;

4° De l'examen des projets de travaux ;

5° De la direction des Bureaux techniques et de la Comptabilité ;

6° De la certification conforme des copies des actes dont il a la préparation et l'examen ;

7° De la signature de certaines pièces de comptabilité qui lui seront fixées limitativement par un ordre du Directeur général ;

8° De la correspondance relative aux affaires techniques qu'il peut signer par délégation et de tous autres travaux qui lui seront confiés par le Directeur général ;

9° Des rapports de l'Inspecteur principal des Travaux avec la Direction, qui auront lieu par son intermédiaire.

Le Secrétaire technique fait partie du Conseil des Travaux.

Le Service administratif des adjudications et marchés et les affaires comprises ci-dessus sous le n° 2, ainsi que les affaires plus administratives que techniques faisant partie de celles inscrites aux n°s 3, 6 et 8 constituent les attributions d'un Bureau spécial, placé sous les ordres immédiats du Secrétaire technique.

Le Bureau technique (M. ROSIER, chef) est chargé de tout ce

qui est relatif à l'exécution des travaux et de la correspondance du Directeur général s'y rapportant.

Il prépare les adjudications et marchés au point de vue technique et en assure l'exécution comme il est dit ci-dessus. Les affaires portées aux n^{os} 4 et 8 des attributions du Secrétaire technique et les affaires plus techniques qu'administratives faisant partie de celles indiquées aux n^{os} 3, 6 et 8 lui sont confiées.

Enfin, il a la charge des archives et du service médical.

M. Rosier assiste aux séances du Conseil des Travaux.

Le Bureau de Comptabilité (M. KIEFFER, chef, sous les ordres du chef du Bureau technique) est chargé de tout le service de la comptabilité des Travaux, du Matériel et du service des Régies.

Il est le reviseur général des mémoires fournis par les agences d'architecture. Il acquitte les dépenses du personnel et prépare les certificats de paiement pour les autres dépenses.

Il commande, reçoit, prend en charge et distribue tous les imprimés de la Direction.

Nota. — La comptabilité tenue par le Bureau technique est celle de l'Ingénieur en chef des ponts et chaussées.

M. Kieffer assiste aux séances du Conseil des Travaux où sont discutées les affaires de service.

L'Inspecteur principal des Travaux (M. VIOLET) est chargé du contrôle de l'exécution des Travaux.

Il visite, à cet effet, les chantiers des travaux en cours d'exécution, les usines et les ateliers des entrepreneurs et rend compte du résultat de ses visites, suivant les cas, soit au Directeur général, soit aux Ingénieurs et Architectes chargés de l'exécution.

L'Inspecteur principal est en outre chargé du contrôle des devis au point de vue technique et rend compte au Directeur général de l'examen des devis qui lui sont soumis en lui proposant les modifications qu'il croit utile d'y apporter¹.

1. — Cette dernière attribution de l'inspecteur principal ne fut pas maintenue.

II. — SERVICES EXTÉRIEURS OU D'EXÉCUTION

1° *Contrôle des constructions métalliques* (M. CONTAMIN, *Ingénieur en chef, chef du service*; M. CHARTON, *Ingénieur en chef adjoint*; M. PIERRON, *Ingénieur*).

Le Service du contrôle des constructions métalliques est chargé :

1° De contrôler les projets se rapportant aux constructions métalliques sous le double rapport des conditions de résistance auxquelles elles doivent satisfaire et des dispositions adoptées pour en assembler les différentes parties. Il étudie, de concert avec les architectes, les détails d'exécution permettant la mise en adjudication des travaux; mais le Service d'architecture est seul chargé de préparer les dispositions d'ensemble des constructions métalliques.

Les plans contenant les détails d'exécution de la construction métallique porteront les mentions suivantes :

DRESSÉ DE CONCERT PAR LES SOUSSIGNÉS :

L'Ingénieur en chef
du Contrôle des constructions métalliques,

L'Architecte,

2° De préparer les cahiers des charges et marchés se rapportant à la mise en adjudication des travaux métalliques; ces cahiers de charges et marchés seront signés par l'Ingénieur en chef du Contrôle et par l'Architecte intéressé;

3° De surveiller la fabrication et d'opérer la réception des pièces à l'usine et sur le chantier de construction : la réception sur le chantier sera constatée par un procès-verbal qui devra être transmis immédiatement à l'Architecte et joint à l'appui de sa comptabilité;

4° De surveiller le travail sur le chantier et de procéder aux pesées, aux essais de résistance des matières, d'en suivre le

montage sur place et de préparer les procès-verbaux de réception provisoire après montage : ces procès-verbaux devront être signés également par l'Architecte. Dans le cours de cette surveillance, s'il reconnaît des erreurs, négligences ou malfaçons, il doit en aviser immédiatement l'Architecte, à qui il appartient de prendre telles mesures que de droit contre l'entrepreneur ;

5° De l'étude et de l'exécution des systèmes de voies ferrées et de transports dans l'Exposition.

Nota. — En cours d'exécution des travaux, aucune modification dans la partie métallique de la construction ne pourra être apportée au projet approuvé sans qu'il y ait eu accord préalable à ce sujet entre l'Ingénieur en chef du Contrôle et l'Architecte.

Les Ingénieurs en chef du Contrôle des constructions métalliques font partie du Conseil des Travaux.

L'Ingénieur assiste aux séances.

2° *Service d'Architecture* (MM. BOUVARD, *Architecte*; DUTERT, *Architecte*; FORMIGÉ, *Architecte, Chefs de service*).

Les Architectes sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'étude des projets et devis ; ils signent les plans d'ensemble ; ils préparent et signent les cahiers de charges et pièces annexes pour les adjudications et marchés ; mais, en ce qui concerne la préparation et l'exécution des travaux de constructions métalliques, comprises dans leurs projets, ils se conforment aux prescriptions de l'article précédent, relatives aux attributions de l'Ingénieur en chef du Contrôle des constructions métalliques.

Ils sont chargés de la direction de leurs chantiers respectifs et donnent les ordres d'exécution aux entrepreneurs. Toutes les fois que ces ordres de service s'appliquent à la partie métallique de la construction, l'Architecte doit transmettre immédiatement une copie de chaque ordre de service à l'Ingénieur en chef du Contrôle, chargé de la surveillance de l'opération.

Ils sont chargés, en outre de l'exécution, de la tenue de comptabilité de leur travaux qui est celle adoptée à la préfecture de la Seine pour le service d'Architecture, des propositions de paiement et du règlement des comptes.

Les Architectes font partie du Conseil des Travaux.

3° *Service des Jardins* (M. LAFORCADE, *Jardinier en chef, Chef de service*).

M. LAFORCADE, Jardinier en Chef, est chargé de l'établissement et de l'entretien des Parcs et Jardins dans toute l'étendue de l'Exposition.

Il tient la comptabilité des travaux qu'il dirige : cette comptabilité est celle de l'Ingénieur ordinaire des ponts et chaussées.

M. Laforcade fait partie du Conseil des Travaux.

4° *Service des Terrassements et des Égouts* (M. LION, *Ingénieur, Chef du service*).

M. LION, Ingénieur, est chargé des Terrassements, de la construction des Égouts et des travaux de toute nature du service de l'Ingénieur, autres que ceux relatifs à l'établissement des voies ferrées placé dans les attributions de l'Ingénieur en chef du Contrôle des Constructions métalliques.

M. Lion tiendra, dans les formes adoptées pour la comptabilité de l'Ingénieur ordinaire des ponts et chaussées, la comptabilité des travaux qu'il exécutera.

M. Lion fait partie du Conseil des Travaux.

III. — CONSEIL DES TRAVAUX

Le Conseil des Travaux examine et arrête tous les projets relatifs à l'exécution des travaux ; il détermine les moyens qu'il juge les plus convenables pour réaliser ses décisions.

Il est composé :

Du Directeur général des Travaux, *Président*,
Des Ingénieurs en chef du Contrôle des constructions métalliques,
Des Architectes,
Du Jardinier en chef,
De l'Ingénieur chargé du service des Terrassements et des Égouts,
Du Secrétaire du service technique,
Du Secrétaire de la Direction générale, *Secrétaire*,

Assistent au Conseil :

L'Ingénieur du Contrôle des constructions métalliques,
Le Chef du Bureau technique, et toute autre personne qui y sera appelée par le Directeur général.

Le présent ordre de service sera notifié par le Secrétaire de la Direction générale à chacun des divers services intéressés.

Fait à Paris, le 10 janvier 1887.

Le Directeur général des Travaux,

ALPHAND.

MODIFICATION A L'ORDRE DE SERVICE

ORGANISANT LE CONSEIL DES TRAVAUX

Le Conseil des Travaux examine et arrête tous les projets relatifs à l'exécution des travaux; il détermine les moyens qu'il juge les plus convenables pour réaliser ses décisions.

Il se réunit tous les jeudis au pavillon Rapp, au Champ de Mars, et est composé de :

MM. ALPHAND, Directeur général des Travaux, *Président*,
Charles GARNIER, Architecte-Conseil,
CONTAMIN, Ingénieur en chef du Contrôle des constructions métalliques,
BOUVARD, Architecte du Palais des Expositions diverses,

DUTERT, Architecte du Palais des Machines,
 FORMIGÉ, Architecte du Palais des Arts,
 BECHMANN, Ingénieur en chef des eaux,
 CHARTON, Ingénieur en chef adjoint du Contrôle des
 constructions métalliques,
 DELIONS, Secrétaire du Service technique,
 LAFORCADE, Jardinier en chef,
 LION, Ingénieur,
 PIERRON, Ingénieur des galeries de l'Agriculture,
 DE MALLEVOUE, Secrétaire de la Direction générale, *Secré-
 taire.*

Assistent aux séances du Conseil avec voix consultative .

MM. ROSIER, Chef du Bureau technique,
 MONTEL, Reviseur,
 SAILLARD, sous-chef du Secrétariat de la Direction générale,
Secrétaire adjoint,

et toute autre personne qui y sera appelée par le Directeur général.

Fait à Paris, le 15 Janvier 1889.

Le Directeur général des Travaux,

A. ALPHAND.

M. DELIONS, Secrétaire du Service technique, fut nommé Ingénieur-Adjoint au Directeur des Travaux, le 28 février 1889.

PRÉPARATION DES PROJETS D'EXÉCUTION

I. — **Principes généraux adoptés pour la Construction.** — Pour élever dans le peu de temps dont ils disposaient les immenses constructions dont ils avaient la charge, les organisateurs de l'Exposition de 1889 n'avaient évidemment pas un choix de matériaux bien étendu. Le fer s'imposait à eux, car seul il se prêtait à une exécution rapide. Aussi, dès les premiers instants, songea-t-on à

l'utiliser pour l'ossature tout entière, laissant à la charpente en bois et à la pierre de taille un rôle extrêmement modeste.

CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES. — L'art de la charpente métallique, qui n'existait pas il y a un siècle, a pris naissance le jour où l'industrie métallurgique, abandonnant ses anciens procédés de production, substitua le laminage au forgeage dans la fabrication des fers du commerce et des fers profilés.

Ses progrès, très rapides, ont suivi une marche constante, dont chacune de nos grandes Expositions internationales a marqué une étape nouvelle, accusant chaque fois des perfectionnements dans la fabrication et augmentant l'importance attribuée aux constructions métalliques. Ces progrès se caractérisaient surtout par une tendance de plus en plus prononcée à réduire au strict minimum l'emploi des pièces de forge et les soudures.

En 1855, les grandes fermes en arc du Palais de l'Industrie, édifiées sur les plans et sous la direction de Barrault, produisirent la plus vive impression de grandeur sur ceux qui pénétraient pour la première fois sous une nef toute métallique de près de 30 mètres d'ouverture. Les pièces rivées, qui entraient pour une part importante dans l'ossature de cette immense nef, continuaient cependant à subir dans leur fabrication, au point de vue de la forme et des assemblages, des façons coûteuses comme main-d'œuvre et travail de forge.

De 1855 à 1867 et à 1878, on simplifia les profils donnés aux pièces et les dispositions pour les assembler entre elles. Les constructeurs s'attachaient déjà à diminuer le nombre des pièces de forge, des soudures, à substituer le fer à la fonte dans les ossatures où on avait cru cette matière indispensable jusque-là. C'était une innovation absolument rationnelle. Le fer se prête très bien à la construction économique de piliers ou supports rigides à grandes dimensions, destinés à servir d'appui aux parties hautes de la charpente. Il facilite leur assemblage avec les pièces voisines et leur donne à peu de frais une fixité que des dispositions compliquées et coûteuses peuvent seules assurer à la fonte. Les piliers en fer

résistent beaucoup mieux que les supports en fonte aux vibrations produites sur les constructions par l'action des vents violents. Leur fabrication enfin est plus rapide, et les précautions à prendre avant le montage dans les transports, chargements, déchargements et coltinages inévitables des pièces sont bien moindres.

Une autre tendance se manifestait dans la même période. On essayait de réduire l'importance accordée aux tirants dans la composition des fermes, principalement avec les grandes portées. C'était le premier pas vers une nouvelle amélioration : les tendeurs, tirants, bielles et entrails exigent en effet l'emploi toujours dispendieux de la forge, comportent des assemblages nécessitant un travail mécanique soigné. Toutes ces pièces forcent à des soudures qui, malgré leur perfection, sont des causes permanentes de dangers.

Les tirants ont en outre des inconvénients propres : on ne connaît jamais leur état de tension réel, et, soit pour les soutenir, soit pour les empêcher de fléchir, on alourdit de pièces auxiliaires les parties hautes de la construction.

Les fermes de 35 mètres que M. Krantz a fait construire pour l'Exposition de 1867 réalisaient partiellement ces théories. Entièrement en fer, elles offraient un aspect de grandeur tout à fait satisfaisant, grâce au report des tirants au-dessus de la toiture, disposition qui dégagait toute la partie haute de l'édifice.

L'Exposition de 1878 attesta la continuité du progrès. Les fermes de 35 mètres abritant la galerie des Machines, étudiées par de Dion, étaient entièrement en fer et dépourvues de tirants. En même temps apparaissaient les premiers spécimens de fermes à rampants, constituées par les faces inclinées d'une poutre évidée reposant librement et simplement par ses extrémités sur deux piliers verticaux. C'est à peine si, dans une partie relativement secondaire des constructions métalliques, les galeries de 25 mètres, on retrouvait des tirants, bielles et entrails.

Enfin ces divers types de fermes, d'apparence légère et agréable, d'une fabrication aisée, s'étaient encore perfectionnés entre l'Expo-

sition de 1878 et l'époque où il s'agissait de déterminer les principes généraux à adopter pour l'ossature métallique des palais de l'Exposition de 1889. Leur utilisation semblait donc indiquée si les conditions du programme le permettaient. De ces conditions, les principales étaient les suivantes :

Les palais devaient dépasser dans leurs dimensions tout ce qui avait été fait jusque-là, sinon en surface, du moins en hauteur. Ils devaient être exécutés dans un temps relativement restreint. Enfin, malgré le grand développement accordé au plancher des étages, on ne disposait que d'une somme inférieure à celle qui avait été attribuée en 1878 à des constructions analogues *et sans plancher*.

Ainsi, augmentation de poids du mètre couvert, du fait tant de la hauteur que de l'action de plus en plus énergique du vent; diminution du crédit affecté à la dépense par unité superficielle, le tout comparé aux constructions du passé : voilà ce que distinguait tout d'abord l'entreprise nouvelle et rendait le problème difficile.

Le grand nombre d'ossatures à étudier et à composer venait aussi compliquer ce problème. En 1878, on s'était trouvé en présence de sept types de fermes ayant respectivement 35, 25, 15, 12, 7 et 5 mètres d'ouverture.

Dans le cas actuel, il s'agissait d'en définir et composer onze avec des ouvertures variant entre 114, 51, 30, 25 et 15 mètres.

Des solutions nouvelles, jointes à une exécution matérielle plus simple des éléments entrant dans la composition des ossatures, permettaient seules d'obtenir, sans dépasser les limites d'argent et de temps imposées, un résultat satisfaisant au point de vue de la forme et de la sécurité.

On est en conséquence parti de cette idée, que la construction devait être la réalisation d'hypothèses simples, et par suite qu'il fallait s'en tenir à des formes continues et aussi peu tourmentées que possible.

On a considéré que la suppression des tirants était une néces-

sité sous le double rapport de l'économie et de la sécurité ; on s'est attaché à composer les poutres de telle sorte que les pièces n'exigeassent aucune inflexion, aucun travail de forge. On a admis que la construction ne devait comporter que des fers de qualité courante, coupés et assemblés dans les conditions utilisant le mieux les propriétés résistantes dues à leur mode de fabrication, et on s'est imposé la condition de ne leur faire subir aucun travail incompatible avec ces propriétés, surtout de ne les soumettre qu'à des façons dont l'exécution fût facile à contrôler et à vérifier. Cette manière de procéder donne, il est vrai, à l'emploi des fourrures une importance plus grande que si on admet l'inflexion et le forgeage des pièces ; mais elle a l'avantage de diminuer singulièrement le prix unitaire de la matière et d'augmenter la rigidité des assemblages.

Dans les trois groupes de Palais de la future Exposition on retrouve des applications de ces principes généraux.

Dispositions spéciales au Palais des Machines. — Le Palais des Machines comportait l'établissement, dans des conditions de prix déterminé au mètre carré couvert, de fermes de 115 mètres d'ouverture offrant toutes garanties au point de vue de la sécurité. La réalisation de ces deux conditions présentait différentes difficultés. Les formules de résistance à appliquer aux poutres courbes supposent dans la courbure de la fibre moyenne et dans les variations que peuvent subir les sections transversales, une continuité facile à obtenir pour les poutres des ponts, mais incompatible avec l'effet architectural qu'on désirait assurer à la construction. Elles réclament pour les appuis une fixité que le sol tourmenté du Palais des Machines ne permettait pas de garantir. D'autre part, la question d'économie exigeait un emploi strict de la matière d'après les besoins de la résistance mise en jeu dans chaque section, et les calculs ne pouvaient pas assurer cette répartition d'une façon certaine.

Un seul mode de construction produisait une détermination mathématique de la répartition des efforts dans les différentes

sections de l'arc : c'était celui des articulations sur les appuis et au sommet. Ce système, en supprimant la continuité au sommet, provoque dans les sections des efforts dépassant un peu ceux qui correspondent à l'hypothèse de la continuité ; mais il garantit une distribution rationnelle absolument rigoureuse des efforts et de la matière employée. On a, pour cette raison, constitué la ferme en faisant buter l'une contre l'autre deux véritables volées de grues articulées à leurs pieds, et s'appuyant l'une sur l'autre grâce à un troisième tourillon d'articulation placé au sommet.

La poussée un peu plus forte qui résulte de ce système n'occasionne qu'un excédent de dépense insignifiant, et la disposition, transformant les appuis en véritables culées de ponts est économique et pratique en ce qu'on n'a pas à faire usage des tirants. Aux considérations d'aspect architectural et de sécurité développées plus haut sur l'intérêt de la suppression de ces pièces, il faut ajouter que, dans le cas du Palais des Machines, pour équilibrer la poussée de 120 000 kilog. qui se produit par instant, on eût été conduit à employer un tirant d'une section nette de près de 30 000 millimètres carrés, pesant 35 000 kilog., sans compter les manchons, couvre-joints, pièces de jonction et appareils de tension. La construction de ce tirant aurait représenté une dépense de 13 à 18 000 francs. Or la valeur moyenne des culées établies ne dépassait pas 8 500 francs par arc. Le rapprochement de ces chiffres montre combien il était avantageux de substituer à l'action incertaine des tirants une réaction des appuis qui avait l'avantage d'être non seulement assurée, mais en outre bien moins coûteuse d'établissement. Enfin, en augmentant l'importance des appuis, on diminuait les chances de tassement dans la construction.

Le système des articulations avait un dernier avantage : celui de ne pas modifier sensiblement la répartition intérieure des efforts moléculaires, au cas d'un léger tassement dans les fondations ou de variations de température dans le milieu où s'élève la construction. Si un tassement se produisait dans les fondations, on

s'en trouvait averti par la déformation en résultant à la clef, et on pouvait y remédier sans autre préoccupation, puisque les fatigues moléculaires dans les volées ne se trouvent pas sensiblement altérées par ce fait.

Cette composition des fermes exige, par contre, un système de contreventement des travées extrêmes plus important que celui qui est nécessaire dans le cas des arcs continus pour résister aux efforts du vent dans le sens de l'axe de la construction pendant la période de montage et après sa mise en service; mais leur calcul ne présente aucune difficulté.

Les éléments de l'ossature devaient être constitués par des fers simplement coupés, dressés, percés, ajustés à leurs extrémités et rivés les uns aux autres sans subir d'inflexions.

Les calculs ont été exécutés en vue de surcharges de neige de 50 kilog. par mètre superficiel de toiture, d'une pression de vent de 120 kilog. par mètre carré de section normale à sa direction, et, en admettant une fatigue extrême de la matière, de 9 kilog. par millimètre carré dans les points où se cumulent toutes les conditions défavorables à la résistance.

Dispositions spéciales aux Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, des Galeries Rapp et Desaix. — Dans les Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, on s'est inspiré des mêmes principes : laisser au fer les parties de la construction exposées à vibrer sous l'action des vents violents et à supporter de fortes charges, réserver à la fonte les parties décoratives.

Les hypothèses dont on a cherché ici la réalisation ont été encore choisies parmi les plus simples. Le profil donné à la section transversale des nefs centrales, caractérisées par une distance entre parements extérieurs des montants égale à 52^m,70 et une hauteur sous clef de 28^m,20, ne se prêtait pas pour le calcul des dimensions à l'application des formules se rapportant aux poutres courbes; on a composé l'ossature de chacune de ces fermes au moyen de deux grandes poutres arquées en tôle et cornières, convenablement profilées, que l'on a fait reposer librement par leurs extrémités infé-

rieures sur des tourillons placés dans des coussinets scellés sur les massifs de fondations, et qui viennent buter l'une contre l'autre, à leur sommet, par l'intermédiaire d'un troisième axe d'articulation.

On aurait pu, par une disposition convenable des fondations, équilibrer la poussée dans les fermes sans intervention de tirants; mais la condition d'établir des caves contre les pieds droits de ces fermes n'ayant pas permis de donner aux fondations les dimensions appropriées pour produire cet effet, on a été obligé de recourir à l'emploi de tirants, placés et dissimulés sous le sol.

Ici encore, le principe était de ne faire subir aux fers que des façons simples. En même temps, pour éviter l'emploi des larges plats dans l'établissement des profils transversaux et réduire ainsi la dépense, on jumelait les fermes, ce qui assurait, dans de bonnes conditions, leur résistance aux efforts de compression supportés par les plates-bandes.

Cette dernière disposition était, en outre, justifiée par une autre considération. En voulant donner aux rampants des fermes l'aspect de poutres courbes à simples treillis, on s'est trouvé, eu égard à la faible hauteur de la poutre et à l'importance laissée aux vides, éprouver de très grandes difficultés pour attacher les barres de treillis aux membrures par un nombre suffisant de rivets. Le doublement de la poutre diminuait de moitié l'effort subi par chaque barre et permettait de substituer, sans aucun inconvénient, le treillis simple au treillis double, dont l'aspect aurait été moins satisfaisant.

Les Galeries latérales, les Galeries Rapp et Desaix et celles sur la Seine comprenaient des fermes à rampant constituées par des arbalétriers en poutres droites et à treillis. Pour ces fermes, la poussée était équilibrée par des tirants; mais il y avait là une exception inévitable.

La conservation, au point de vue architectural, des arbalétriers droits entraînait forcément l'existence de tirants; et, si sur ce point on était obligé d'abandonner les principes généraux adoptés, on y revenait de suite en réduisant au strict minimum l'importance des soudures dans les pièces assemblées.

La construction des dômes a été établie avec les mêmes préoccupations. Pour être absolument certain des conditions de résistance des pièces de leurs ossatures, on a eu soin de ne constituer ces dernières que par des arceaux qui s'appuyaient à leur base sur le châssis polygonal supporté par les grands piliers verticaux et qui venaient buter librement à leur sommet contre la poutre circulaire soutenant le lanterneau. La poussée exercée par chaque arceau était équilibrée par l'intermédiaire de ceintures convenablement étudiées, et le calcul s'en effectuait facilement.

Dispositions spéciales aux Galeries des Industries diverses. — Les Galeries des Industries diverses constituaient, au point de vue de l'étendue des surfaces couvertes, le plus important des trois groupes de Palais élevés dans le Champ de Mars.

Elles comportaient la construction de fermes de 15, 25 et 30 mètres, de pavillons d'angle de grande hauteur et d'un dôme de dimensions magistrales.

L'ensemble des fermes présentait une ossature formée par de simples piliers supportant une poutre cintrée qui n'exerçait aucune poussée sur ses appuis; la membrure inférieure de cette poutre était arquée, en vue de l'effet architectural à produire; ses membrures supérieures, plus ou moins inclinées sur l'horizontale et convenablement raccordées ensemble, constituaient les rampants de la ferme. C'était l'expression la plus complète des règles exposées plus haut.

La sécurité dans ce genre de charpente était facilement assurée. Pour qu'une pièce posée sur deux appuis n'exerce aucune poussée sur ses supports, il suffit, quand ces appuis sont de niveau, que la section milieu de la poutre et les sections intermédiaires puissent résister aux moments de flexion et aux efforts tranchants qui sont la conséquence des actions exercées par les forces dont la poutre doit subir l'effet. En donnant à chacune des sections les dimensions répondant à ces efforts, et en appropriant le profil extérieur de la poutre au genre de couverture à supporter, la question est résolue et l'aspect satisfaisant.

Les fermes sont un peu plus lourdes que celles obtenues avec arbalétriers en poutres droites, butés les uns contre les autres et dont la poussée s'équilibre par des tirants; mais, aujourd'hui que les fermes écartées sont en faveur, le poids de la ferme n'est plus qu'une fraction de plus en plus réduite du poids total, et, si on tient compte de la composition plus avantageuse au point de vue du prix unitaire de la construction avec poutre évidée, on reconnaît que, toute compensation effectuée, cette façon de composer les ossatures offre, au point de vue de l'économie, des avantages sur la ferme à tirant.

Les pavillons de raccordement n'ont rien présenté de spécial. Quant au dôme, il a été établi d'après les règles adoptées pour ceux des Palais des Arts, mais sur une échelle plus grande. Il comporte comme pièces essentielles d'immenses poutres arquées reposant simplement dans leurs parties inférieures sur des massifs de fondation arasés au niveau du sol, et dont les parties supérieures butent librement contre une forte couronne annulaire supportant le faîtage et une statue de grandes dimensions.

La distance très considérable qui sépare la couronne et les appuis sur le sol rend les poussées relativement faibles; elles sont équilibrées, dès qu'on arrive au sommet de la partie prismatique du dôme, par les ceintures métalliques qui réunissent les poutres et servent d'appui à la couverture.

Toute la partie prismatique n'a donc qu'à résister à l'action des charges verticales, et se présente, de ce fait, dans d'excellentes conditions pour le calcul de ses dimensions.

Tel est dans ses lignes générales le programme adopté pour les constructions métalliques de l'Exposition de 1889.

CHARPENTE EN BOIS. — L'importance des ossatures en fer suffit à indiquer le rôle modeste laissé à la charpente en bois; elle ne vient plus nulle part comme partie principale, mais simplement comme auxiliaire de l'ossature métallique. On ne lui demande plus de constituer les poutres qui forment le squelette des édifices, mais simplement de servir de fourrures et de permettre l'application, sur

les parties principales de la construction, de planches en bois ou d'un autre revêtement.

REVÊTEMENT DU SOL. COUVERTURE. VITRERIE. — Le choix des matériaux pour ces diverses entreprises était nécessairement fort restreint. Il était commandé d'ailleurs par les deux conditions essentielles d'économie et de simplicité d'exécution. Le sol, suivant les cas, devait être recouvert soit d'un parquet de sapin, soit d'un dallage en asphalte ou en ciment. La couverture, sauf pour les dômes, devait être exécutée presque exclusivement en zinc : c'est, en effet, la matière la plus légère, la plus durable et relativement la moins chère, à condition d'en restreindre l'épaisseur. Quant à la vitrerie, l'emploi des verres striés suffisamment épais devait mettre les Palais à l'abri des grands orages et diffuser la lumière : cette dernière condition ne fut pas réalisée, et l'on dut, pendant la période de l'exploitation, appliquer des velums ou des couches de peinture sur la surface intérieure des combles vitrés pour éviter le trop grand éclat des rayons du soleil.

II. — Principes généraux adoptés pour la décoration intérieure et extérieure. — La décoration architecturale des édifices destinés à une Exposition universelle, présente des difficultés spéciales très différentes de celles qu'on rencontre dans la décoration monumentale proprement dite. En effet, s'agit-il d'un théâtre, d'une église, d'un palais quelconque, le temps consacré à leur édification n'a qu'une importance toute relative : l'artiste et le constructeur étudient à loisir les formes et les détails de leur œuvre ; ils cherchent à produire pour une époque déterminée un monument qui, en principe, doit avoir une durée indéfinie.

Au contraire, dans une Exposition universelle, les délais d'exécution sont courts, rigoureux et sans appel. Il faut concevoir vite, étudier rapidement, exécuter sans retard ; et, malgré les difficultés imprévues qu'on doit surmonter quand même, il faut arriver à constituer un ensemble solide, brillant, artistique, grandiose même, et cela sans dépasser les limites étroites des autorisations de crédit.

Ce sont là des exigences difficiles à concilier. Différentes considérations ont dicté aux organisateurs de l'Exposition les résolutions à adopter. De ces considérations, les unes ont un caractère historique et ont été tirées des expériences faites aux Expositions précédentes ; les autres, d'une nature plus technique, seront l'objet d'un examen spécial.

Dans les premières Expositions faites tant en France qu'à l'étranger, on se contentait d'établir des sortes de hangars en bois ou en fer, pourvus d'une entrée plus ou moins bien décorée à l'aide de toiles peintes et d'ornements légers : véritable décor forain, temporaire, peu solide, et mesquin d'apparence.

De 1855 date le commencement d'une réaction contre cet état de choses, et en 1867 le palais ovale construit au milieu du Champ de Mars présentait toutes les garanties d'une construction sérieuse et durable : malheureusement l'abus de la tôle pleine et la simplicité trop grande de l'ornementation prêtèrent à de nombreuses critiques.

En 1878, le staff et la faïence faisaient leur apparition comme éléments décoratifs complémentaires du fer ; mais la silhouette générale du Palais, un peu trop géométrique, donna lieu à de multiples observations. Cependant tout le monde s'accorda sur l'intérêt présenté par la rue des Nations et sur l'accueil fait par le public à cette création. Cette vérité fut alors complètement mise hors de discussion, à savoir que la forme extérieure du Palais et le pittoresque des façades constituent pour les visiteurs des attractions aussi grandes que celles exercées sur eux par les produits exposés.

C'était là une indication précieuse, que ne devaient pas négliger les organisateurs de l'Exposition du Centenaire : aussi l'étude et la décoration des façades formaient-elles l'une des grandes préoccupations de la Direction des Travaux en 1889.

Cette préoccupation était d'autant plus vive que les ressources mises à la disposition des architectes étaient extrêmement réduites, et que, si le plan général adopté permettait le développement raisonné et artistique des Palais, il augmentait dans une grande mesure

l'étendue des surfaces à décorer, et par suite la dépense à prévoir.

En 1867 et en 1878, la disposition d'ensemble comprenait un Palais central et unique entouré de jardins pittoresques.

En 1889, au contraire, l'idée génératrice de l'Exposition consistait à établir un jardin central entouré de Palais. L'avantage de cette dernière combinaison était évident : il devenait facile d'étager en de vastes perspectives les principaux édifices qui devaient constituer l'Exposition; mais une augmentation de dépenses s'ensuivait nécessairement.

Comme on ne pouvait recourir à la construction en pierre, pour des raisons d'économie, et à cause du peu de temps dont on disposait; comme, d'autre part, on ne pouvait se contenter d'un vaste décor de charpente et de toile, peu solide et surtout trop mesquin, on était amené, par la force même des choses, à tirer de l'emploi du fer associé à la brique, à la terre cuite, au staff, au bois, au zinc repoussé, tous les effets décoratifs auxquels on voulait atteindre. De la sorte on pouvait édifier les Palais avec rapidité, car ce mode de construction permettait d'organiser facilement la division du travail, tant dans les études préliminaires que dans la mise en œuvre des matériaux. Tandis que l'architecte dessinait ses motifs, l'ingénieur calculait les résistances du métal; pendant que le fer était laminé, percé et assemblé, on moulait les terres cuites, les staffs, on préparait les bois; et, quand les premières assises étaient sorties du sol, le Palais entier se montait avec la rapidité d'un décor de féerie, décor durable toutefois et dont on pouvait conserver les parties essentielles.

Le seul danger à redouter était la monotonie d'aspect résultant d'un mode unique de construction; mais l'alliance du fer et des matériaux décoratifs présente une telle variété de combinaisons qu'il suffit de partager la tâche entre plusieurs artistes pour obtenir aussitôt une diversité qui satisfasse les plus exigeants, tout en laissant à l'ensemble une suite nécessaire. Aussi, malgré la différence de leurs tempéraments artistiques et du programme auquel ils avaient à satisfaire, chacun des trois Architectes des Palais du

Champ de Mars put donner aux façades qu'il avait à construire un caractère très spécial, sans cependant rien exécuter qui ne fût acceptable au point de vue général, ou qui ne s'accommodât avec les parties voisines.

La décoration des Palais du Champ de Mars comprenait deux parties distinctes : la décoration extérieure et la décoration intérieure.

Dans le mode de décoration extérieure adopté pour les Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, la terre cuite simple ou colorée devait tenir la première place. Le fer restait visible dans les lignes principales de l'ossature du monument, mais la céramique se développait largement dans les remplissages. La polychromie était réduite presque partout à deux tons : le bleu des fers et le rose des briques et des bas-reliefs rehaussés d'or. Quelques notes de couleurs vives relevaient de place en place certains détails. De cet ensemble devait résulter une impression claire, gaie et harmonieuse.

Les grandes masses de la construction étaient coupées par des pavillons ou des porches où la maçonnerie de brique et de pierre était seule employée. Enfin le faite de chacun des deux édifices était surmonté d'un dôme en faïence d'un très brillant aspect. Cette réminiscence des dômes persans transformés selon le goût français devait contribuer à donner au Champ de Mars une apparence nettement distincte de celle qu'il avait présentée en 1867 ou en 1878.

Les Galeries des Industries diverses, par leurs formes mêmes, étaient loin d'offrir au talent du décorateur les mêmes ressources que les Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux. Au lieu de deux édifices d'une forme bien nette et d'une destination bien définie, l'Architecte était en présence de Galeries basses simples et monotones. Il sut vaincre la difficulté en masquant les toitures de ces galeries par un vaste portique à haute frise en façade sur le jardin central et venant aboutir au grand dôme monumental, entrée d'honneur des Galeries.

Ici la terre cuite n'avait plus qu'un rôle assez modeste ; le staff

était affecté aux surfaces très ornementées; la brique ou le béton coloré et moulé, aux surfaces plus simples. Les ornements des toitures étaient tous exécutés en zinc repoussé.

Le staff, composé de plâtre et de filasse, très léger et très maniable, permettait d'obtenir de fortes saillies que la terre cuite était impuissante à donner. Il en était de même du zinc repoussé. Aussi, dans toute cette partie de l'Exposition, l'effet décoratif devait-il être plus accentué que partout ailleurs.

Les staffs peints et vernis, le ton ivoire des figures, devaient s'allier admirablement aux ors et aux rehauts de couleur des guirlandes et des cartouches.

La décoration du dôme central, non moins riche que celle des façades des Galeries diverses, était constituée en partie par l'ossature métallique, et comprenait des séries d'écussons et de figures suivant le rampant des corniches; l'ébrasement du porche était lui-même orné de médaillons rehaussés d'or. Sur la calotte du dôme, l'ossature s'accusait plus nettement. Les douze verrières qui l'éclairaient étaient divisées en quatre groupes au moyen de grands arêtières réunis à leur sommet par une couronne de têtes de lions et de guirlandes entremêlées. Au-dessus, s'élevait une Renommée colossale en métal repoussé. De forts amortissements en zinc ajouré reliaient le dôme aux pilastres, surmontés d'une chimère au point de raccordement avec les arêtières.

Dans cet ensemble, les détails devaient être riches, les saillies hardies, les colorations chaudes et harmonieuses; il fallait bien caractériser l'entrée d'honneur des Galeries du Travail et du Progrès.

Tout autre s'annonçait l'impression produite par le Palais des Machines. Là le fer seul régnait en maître; on avait résolu de rejeter dans la mesure du possible toutes décorations auxiliaires et de faire rendre au métal tout ce qu'il pouvait donner au point de vue artistique. De fait, les façades latérales du Palais des Machines devaient offrir un exemple saisissant de la sobriété et de l'élégante simplicité de l'architecture métallique.

Une série d'auvents circulaires soutenus par des consoles en

fer abritaient les verrières du premier étage. Une bande de mosaïque de briques blanches et rouges, coupées de deux en deux travées par des fenêtres en fer, séparait ces verrières de celles du rez-de-chaussée. Celles-ci, encadrées de bandes croisillonnées en fer, reposaient sur un soubassement de mosaïque de briques. Les lignes des piliers et les surfaces de la construction étaient en tôle apparente. Le bord des auvents était décoré d'un ornement très simple en zinc, qui en suivait la courbure et que des caducées coupaient aux sommets des arcs. Au-dessus des toitures des bas-côtés s'élevait la paroi métallique de la grande nef, percée d'œils de bœuf. Elle était couronnée par un large chéneau soutenu à l'aide de consoles en fer plus robustes que celles des auvents.

La décoration des pignons de l'édifice présentait les mêmes qualités de sobriété et d'élégance. Le profil des fermes de 115 mètres en déterminait la forme principale. Un acrotère en zinc repoussé, orné d'une série d'outils modernes, en accentuait la ligne extérieure.

Du côté de l'avenue de La Bourdonnais, deux minarets en tôle ornée accompagnaient les pieds-droits de la grande ferme, soutenue de plus par les deux pavillons d'angle des bas-côtés. Ici encore la part décorative la plus importante était réservée à l'ossature métallique, avec le secours de la mosaïque de briques, des vitraux, et aussi, mais dans une faible mesure, des staffs peints. Des contreforts en fer à treillis consolidaient et raidissaient l'ensemble. La décoration de la façade de l'avenue de la Bourdonnais était complétée par la pose de deux statues colossales de chaque côté de l'entrée.

Tels étaient les principes généraux qu'on avait adoptés pour la décoration extérieure des Palais du Champ de Mars. Les trois modes de décoration pouvaient se caractériser ainsi, suivant le choix des matériaux principaux employés par les architectes :

Céramique et fer : Palais des Beaux-Arts et Arts libéraux ;

Staff, zinc, fer : Palais des Industries diverses ;

Fer, brique et verre : Palais des Machines.

Il y a peu de choses à dire de la décoration intérieure des

monuments de l'Exposition. Les architectes devaient uniformément employer les mêmes procédés : la toile peinte à la détrempe et le staff, et cela toujours pour ces raisons d'économie et de rapidité dont l'importance capitale a été déjà signalée.

Rien n'était plus facile, en effet, que de préparer à l'avance, dans des ateliers spéciaux, des surfaces de toiles peintes et des ornements moulés, pour n'avoir plus qu'à les maroufler ou les poser sans perte de temps au moment où la couverture serait terminée.

C'est ainsi que devaient être décorés à l'intérieur les dômes des Palais des Beaux-Arts, des Arts libéraux, le dôme central, la coupole de l'escalier du Palais des Machines et les grandes surfaces inclinées des plafonds de ce dernier.

On avait laissé à chaque groupe d'exposants le soin de décorer l'entrée des travées qui débouchaient dans la Galerie de trente mètres. L'effet de cette mesure fut des plus heureux et donna à cette galerie un aspect très intéressant.

III. — Principes généraux pour l'exécution des parcs et jardins. — Telles ont été les considérations générales qui ont dicté les différentes solutions adoptées pour la construction des Palais.

En ce qui concerne les Parcs, les principes admis ont eu aussi leur part de nouveauté. Il ne suffisait pas de faire des fleurs et des plantes un cadre approprié aux constructions : l'étendue considérable des surfaces qui étaient attribuées aux Jardins, la décision relative à l'ouverture du soir qui en faisait l'espace réservé aux visiteurs à partir de six heures, obligeaient les organisateurs à donner à cette partie de l'Exposition une importance considérable et un caractère tout spécial.

Pour obtenir des espaces suffisants, on dut régler avec soin le nombre des permissionnaires autorisés à construire en dehors des Palais. Deux bandes de terrain leur furent affectées le long des avenues La Bourdonnais et Suffren ainsi qu'une partie de l'ancien parc, dans le Champ de Mars. Mais dans le nouveau Parc

exécuté entre les terrasses des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, on n'admit que deux installations de kiosques.

Quant au caractère nouveau des installations, il s'accusait nettement, d'abord par les velums, promenoirs couverts, très brillamment décorés, qui jetaient dans les jardins une note gaie et harmonieuse, et devaient contribuer pour une grande part au succès de l'Exposition, puis par les terrasses bordées d'arbres qui s'étendaient le long du Palais, dominant le Jardin intérieur, enfin par l'éclairage électrique. Toutes les pelouses et les massifs furent dessinés par des rampes de lampes à incandescence, en même temps que des milliers de ces lampes semées dans les arbustes donnaient l'impression d'une multitude de vers luisants répandus sur les branches et illuminaient toute l'étendue des jardins.

En outre, les fontaines lumineuses devaient réaliser chaque soir le feu d'artifice le plus intéressant qui se fût jamais vu.

ÉTABLISSEMENT DES DEVIS GÉNÉRAUX

I. — Répartition des crédits. — Ces principes bien établis et les bâtiments de l'Exposition universelle étudiés dans leurs grandes lignes, il devenait nécessaire d'aborder la préparation des devis généraux et des projets de détail. D'un côté, il fallait approprier les édifices à leur destination, leur donner toute l'élégance qu'ils comportaient, et, dans ce but, étudier avec soin leur aspect, tant intérieur qu'extérieur, fixer les dimensions certaines des portées et l'allure générale de l'ossature métallique, déterminer la tonalité des ornements qui pouvaient le mieux en faire ressortir les dispositions, leur trouver en un mot un vêtement qui convînt à leur caractère. Pour répondre à ces considérations multiples, on devait exécuter toutes les études que réclamait la construction des bâtiments, problèmes toujours laborieux à résoudre et rendus plus difficiles encore dans la circonstance par l'importance absolument inusitée des constructions métalliques.

Ce travail regardait particulièrement les Architectes.

D'un autre côté, il fallait, en tenant compte des dispositions et des dimensions des édifices, des efforts qu'ils auraient à supporter, de la nature du sol, de la résistance des matériaux employés, arrêter les conditions d'exécution de l'ossature métallique, dont l'importance devait être considérable.

Cette tâche était plus particulièrement dévolue aux Ingénieurs des constructions métalliques, qui avaient, en conséquence, non à établir des avant-projets sommaires, d'après lesquels les entrepreneurs prendraient les dispositions définitives d'exécution, mais à calculer, dans tous leurs détails, les éléments de la construction, de façon à remettre aux adjudicataires les dessins mêmes d'exécution. Ce travail ne pouvait toutefois s'exécuter indépendamment du premier. Les deux services devaient donc combiner leurs efforts, se communiquer les résultats obtenus, et faire marcher de front leurs opérations. L'alliance de ces deux groupes de travailleurs habituellement séparés s'est accomplie dans la mesure du possible.

Enfin, il fallait arrêter les conditions d'exécution, proposer d'abord les cahiers de charges spéciaux, les métrés, les séries de prix, arrêter enfin les termes de tous les marchés. Ce travail délicat et considérable se fit dans chaque Agence d'architecte, avec le concours du Service central, et, pour les parties techniques des constructions métalliques, avec le concours des agents de ce dernier service.

Grâce à tous ces efforts concordants, les études de détail furent achevées dans des délais relativement courts, et les entreprises purent être traitées non sur des avant-projets sommaires, mais sur des projets définitifs. C'était là une condition essentielle de succès, seule capable d'assurer la rapidité et l'économie de l'exécution : c'est à elle en grande partie que sont dus les résultats financiers si satisfaisants de l'Exposition de 1889.

Toutefois, ce travail de détail ne pouvait lui-même être entrepris qu'après la rédaction par chaque architecte d'un devis général. Aussi, dès que l'étude des différentes parties de la construction

fut assez avancée pour que l'établissement d'un devis détaillé n'offrit pas de difficultés insurmontables ni de trop grandes chances d'erreurs, la Direction arrêta ses prévisions définitives, et, le 12 janvier 1887, la Commission de Contrôle du Ministère des finances fut saisie de la répartition des sommes inscrites à l'article 1^{er} du chapitre II du Budget spécial de l'Exposition.

Cette répartition fut la suivante :

Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux. Galeries Rapp et Desaix.

Montant du Crédit : 6 295 725 francs.

	fr.
Terrassements, maçonnerie.	2 088 308 36
Constructions métalliques	2 794 320 50
Charpente et menuiserie.	104 210 »
Couverture et plomberie.	321 717 60
Vitrierie	167 666 »
Peinture, sculpture, divers	197 300 »
	5 673 522 46
A valoir.	451 946 87
Frais d'agences.	170 205 67
TOTAL PAREIL.	6 295 725 »

Ainsi que l'indiquent les chiffres ci-dessus, la plus grosse part des crédits était affectée à la construction métallique et à la maçonnerie. Celle-ci comprenait en effet toutes les terres cuites, dont la mise en place a donné aux Palais ce caractère d'originalité qui a séduit le public.

Palais des Machines.

Montant du Crédit : 6 496 228 fr. 25

	fr.
Terrassements, maçonnerie.	751 372 30
Constructions métalliques	4 176 139 48
Charpente, parquetage	65 387 43
A reporter.	4 992 899 21

	fr.
<i>Report.</i>	4 992 899 21
Ornementation, etc.	216 032 54
Couverture	190 461 16
Menuiserie	38 084 09
Vitrierie	169 148 05
Peinture	162 194 »
	5 964 980 10
A valoir.	342 037 62
Frais d'agences.	189 210 55
TOTAL PAREIL.	6 496 228 25

Ici la construction métallique avait de beaucoup la plus grande importance, car le fer n'était plus seulement destiné à former l'ossature : il se servait presque complètement à lui-même de décoration.

Galleries des Expositions diverses.

Montant du Crédit : 5 900 179 francs.

	fr.
Terrassements, maçonnerie.	802 026 70
Constructions métalliques	3 042 336 74
Charpente, menuiserie	306 608 36
Couverture	263 476 56
Vitrierie	230 752 13
Peinture, décoration.	343 664 »
Parquetage, dallage	147 712 44
Divers	71 000 »
	5 207 576 95
A valoir.	520 753 07
Frais d'agences	171 849 »
TOTAL PAREIL.	5 900 179 »

La construction métallique dominait encore dans ces constructions, où il s'agissait d'obtenir des surfaces couvertes considérables avec des dépenses très réduites.

Nivellement général. — Réseau d'égouts.

	fr.
Crédit.	780 000

Ces travaux avaient pour objet : 1° la construction d'un réseau d'égouts destiné à desservir les palais et les jardins du Champ de Mars;

2° l'exécution des terrassements généraux en dehors de ceux qu'avait entrepris le Service d'entretien.

Enfin une réserve de 517 867 fr. 75 était constituée pour parer aux surprises que pouvait présenter l'exécution des fondations.

Les autres articles du Budget des Travaux, en dehors de l'article 4, n'ont pas donné lieu à des répartitions spéciales. Leur objet était assez précis et leur importance suffisamment réduite pour que leur emploi ne nécessitât pas des subventions nouvelles.

Toutefois, en ce qui concerne l'article 4, dont l'importance était considérable (3 000 000 fr.) et qui s'était encore augmenté à la suite de divers rattachements, un projet d'ensemble était présenté. Les répartitions suivantes furent soumises à la Commission de Contrôle et acceptées par elle.

Travaux de Jardinage.

	fr.	
Fourniture de terre	103 000 »	
Transplantation d'arbres au chariot.	23 000 »	
Rochers au pied de la Tour Eiffel.	19 000 »	
Terrassements.	30 289 25	
Jardinage.	158 706 40	
Fourniture de plantes	61 823 50	
Divers.	5 702 77	
Entretien.	69 896 64	
	471 420 56	
Imprévus.	42 511 48	
Frais d'agences	11 067 96	
		fr.
		525 000 »

Travaux de Voirie.

	fr.		
Chaussées empierrées	317 419 71	} 361 000 »	} 414 000 »
Trottoirs scellés.	32 580 29		
Frais d'agences	11 000 »		
Travaux divers	46 718 10		
Somme à valoir.	4 681 90	} 53 000 »	
Frais d'agences	1 600 »		
<i>A reporter.</i>			939 000 »

Travaux de Décoration.

	<i>Report.</i>	fr. 939 000 »
	fr.	
Bassins.	217 059 83	
Perrons	29 988 80	
Balustrades.	53 149 32	
Velums	88 021 60	
	<u>388 219 55</u>	
Imprévus.	42 423 46	
	4 306 43	
Frais d'agences	13 048 54	
	<u>448 000 »</u>	
Somme à valoir	213 000 »	
	<u>661 000 »</u>	661 000 »
ENSEMBLE		<u>1 600 000 »</u>

Il convient d'ajouter à cette somme celle de 650 000 francs environ, tant pour l'exécution des Fontaines lumineuses que pour l'exécution de divers travaux décidés après la présentation du Projet général.

Enfin, pour l'article 13, auquel furent rattachés tous les projets nouveaux, c'est-à-dire survenus depuis la création des services de l'Exposition et dont les dépenses devaient être imputées sur les fonds des Réserves spéciale et générale, aucune répartition ne pouvait être arrêtée à l'avance. La somme inscrite à cet article, déduction faite des 1 500 000 francs affectés à la Tour Eiffel, devait faire face à toutes les exigences constatées pendant l'exécution et parer aux insuffisances des autres articles du chapitre II.

MODE DE CONCESSION DES TRAVAUX

1. — **Cahiers de Charges générales, spéciales et particulières.** — Les devis généraux établis, il fallait passer à l'exécution même des travaux, et pour cela arrêter les conditions auxquelles elle serait soumise.

Les conditions variaient évidemment avec chaque entreprise ; mais toutes les opérations, pour être conduites avec ordre, pour ne se point gêner les unes les autres, pouvaient et devaient être soumises à un certain nombre de règles communes. Cela s'était fait sur tous les grands chantiers, et on décida d'agir de même pour l'Exposition de 1889.

En conséquence, fut préparé un cahier des clauses et conditions générales applicables à tous les marchés, quels qu'ils fussent.

Mais les dispositions de ce règlement avaient forcément un caractère d'universalité qui rendait nécessaire, dans la plupart des cas, des cahiers des charges spéciales et des cahiers des charges particulières, d'une précision plus grande.

Les cahiers des charges spéciales, documents tout-à-fait techniques, édictaient les mesures à adopter, les dispositions à prendre pour chaque catégorie d'entreprises.

Quant aux cahiers des charges particulières, ils précisaient toutes les particularités de chaque opération (importance, prix, délais, etc.) et les modifications qu'il y avait lieu d'apporter, dans tel ou tel cas, aux conditions générales et spéciales.

Ces trois documents constituaient les éléments essentiels du dossier de chaque affaire, et les deux premiers assuraient, si nombreux que fussent les chantiers particuliers, si divisée que fût, entre les Architectes et les Ingénieurs, la conduite des travaux, une uniformité absolue de direction dans toute l'étendue de l'enceinte de l'Exposition.

CAHIER DES CHARGES GÉNÉRALES¹. — Le cahier des charges générales fut approuvé par arrêté ministériel du 24 novembre 1886.

Il reproduisait à peu près toutes les dispositions du cahier des charges de 1878, emprunté lui-même presque entièrement à celui des ponts-et-chaussées. Il ne se distinguait de ce dernier que sur les points où il y avait à tenir compte de circonstances spéciales aux travaux de l'Exposition.

1. — Voir aux annexes.

Les différences avec le premier portaient surtout sur les additions suivantes :

Les sociétés ouvrières étaient admises aux adjudications et marchés divers avec des facilités au point de vue financier;

Le Ministre se réservait le droit absolu de déterminer la proportion d'ouvriers étrangers à accepter dans chaque entreprise;

Les interdictions édictées contre le travail du dimanche et des jours fériés étaient supprimées.

En dehors de ces modifications, qui répondaient aux idées du moment sans influencer véritablement sur les conditions des travaux, la Direction conservait les garanties adoptées pour une bonne exécution, et assurait une assiette solide aux marchés à venir en les soumettant à des lois sanctionnées par une longue pratique.

CAHIERS DES CHARGES SPÉCIALES¹. — Il est à peu près impossible de faire une analyse sommaire des cahiers des charges spéciales : ceux-ci, par leur nature même, ne doivent présenter en quelque sorte qu'une énumération de dispositions de détail et de mesures d'exécution. Ils échappent, en conséquence, à toute étude de ce genre.

Pourtant ceux applicables aux travaux de l'Exposition de 1889 renfermaient plusieurs dispositions d'un caractère général qu'il est intéressant de rappeler.

Ils fixaient tous, et d'une façon très précise, les devoirs et responsabilités de chaque entrepreneur, dégageant avec grand soin l'Administration en cas de vols, avaries ou accidents quelconques; ils prenaient toutes les précautions imaginables pour éviter des demandes de plus-value, et fixaient dans ce but, d'une façon très précise, les travaux et frais divers compris dans les prix d'application.

Ils établissaient enfin les conditions du travail de nuit et du travail en régie, et dispensaient de tout rabais les salaires des ouvriers fournis en régie.

Les plus importants de ces documents se rapportaient aux tra-

1. — Voir aux annexes les cahiers des charges spéciales.

vaux de maçonnerie, de charpente en bois et de menuiserie, de couverture, de vitrerie, et surtout aux travaux de constructions métalliques (fer et acier).

CAHIERS DES CLAUSES ET CONDITIONS PARTICULIÈRES. — Les cahiers des clauses et conditions particulières variaient d'une entreprise à l'autre. Leurs dispositions seront exposées au fur et à mesure que seront décrits les travaux auxquels ils se rapportaient.

II. — **Adjudications et Marchés de gré à gré.** — Sur les bases arrêtées par les projets de détail (dessins, cahiers des charges), on passa sans retard à l'exécution, et le premier acte de l'Administration fut de chercher des entrepreneurs capables de l'aider dans l'accomplissement de sa tâche. Devait-on, dans ce but, recourir à l'adjudication ou traiter de gré à gré? Il était impossible d'adopter une solution unique, car, si, dans les travaux ordinaires qui n'exigent ni une célérité exceptionnelle ni des efforts tout spéciaux, il n'y a aucun inconvénient à provoquer la concurrence des entrepreneurs, il n'en va pas de même dans une Exposition où les plus grandes difficultés de temps se rencontrent et où l'énergie et les connaissances personnelles étendues sont indispensables. En fait, dans de pareilles circonstances, l'entrepreneur n'est plus un simple agent d'exécution; il est le collaborateur de l'architecte ou de l'ingénieur qui l'emploie. D'où l'obligation d'un choix extrêmement sévère.

A la vérité, le nombre d'hommes capables, énergiques et disposant de moyens suffisants pour mener à bien de pareilles opérations est, en France, assez considérable, et dans bien des cas l'adjudication est possible entre ceux-là.

Mais ce n'est déjà plus l'adjudication publique ordinaire, appelant à elle toutes les bonnes volontés : il y a une sélection faite qui restreint, dans de grandes limites, la concurrence. Toutefois, cette concurrence, si réduite qu'elle soit, est nécessaire pour abaisser les prix : aussi, en principe, l'adjudication est-elle restée la règle des marchés; mais elle n'a pu être appliquée dans tous les

cas, et le traité de gré à gré, tout en restant l'exception, s'est imposé plus d'une fois. La raison s'en conçoit facilement : en dehors des motifs qui viennent d'être exposés contre l'adjudication, il est telles circonstances (rapidité d'exécution, impossibilité de répartir entre plusieurs personnes la responsabilité de travaux de même nature exécutés dans une même construction, difficultés que soulève la présence sur un chantier d'ouvriers de même profession exécutant des travaux identiques pour différents patrons, etc.), telles raisons spéciales, qui ne permettaient pas de demander à l'adjudication la désignation d'un entrepreneur et obligeaient la Direction de recourir à des personnes sûres, éprouvées depuis longtemps.

D'ailleurs, en agissant ainsi, l'Administration de l'Exposition n'innovait rien : elle mettait seulement en pratique les dispositions arrêtées par le décret du 18 novembre 1882, et justifiait facilement par les conditions insérées dans ce décret les propositions qu'elle présentait.

III. — Division limitée des Travaux. — Convenait-il, d'autre part, quel que fût le mode de concession adopté, de multiplier indéfiniment les contrats en réduisant l'importance de chacun d'eux ? Là encore il n'était pas possible d'adopter un mode de procéder applicable à tous les cas.

Certes les circonstances où se trouvaient les organisateurs de l'Exposition Universelle de 1889, au début même de leur œuvre quand l'hiver commençait, au milieu de la crise qui sévissait sur les industries du bâtiment, pouvaient les amener à chercher à donner du travail au plus grand nombre. D'ailleurs, en agissant ainsi, ils servaient aussi les intérêts de l'État : en permettant à tout le monde de participer aux adjudications, ils augmentaient la concurrence et par suite le rabais.

Mais cette décision ne pouvait avoir un caractère absolu et général : telle entreprise ne saurait être conduite économiquement que par l'emploi d'engins mécaniques, et l'emploi de ces engins n'est possible que si elle s'applique à de grandes quantités d'ouvrages.

D'autre part, toutes les fois qu'il y a lieu de recourir à la fabrication de modèles, il est extrêmement avantageux de confier à la même personne, ou tout au moins à peu de personnes, les reproductions qu'exigent ces modèles; enfin il est plus facile d'agir sur une maison importante, disposant d'un personnel doué de toutes les connaissances nécessaires, que sur une foule de petites maisons particulières.

L'Administration, en prenant avec elle une légion de tâcherons, exécuterait pour ainsi dire en régie les travaux qu'elle aurait à accomplir, et elle ne trouverait pas dans cette façon de procéder les garanties que lui donne une maison importante, habituée à bien faire et disposant de moyens puissants.

Toutes ces considérations empêchèrent que l'on s'arrêtât à une solution unique. Des marchés furent conclus pour des sommes très variables, les conditions de chaque cas particulier dictant la solution à adopter d'après les trois éléments suivants : qualité de l'exécution, rapidité, économie.

IV. — Nature des Marchés; Marchés de location et Marchés de fourniture définitive. — Donnés de gré à gré ou par adjudication, les travaux devaient-ils être exécutés en location ou en fourniture définitive?

En principe, il semble qu'il ne doit pas y avoir de doute : la location s'impose. Ne s'agit-il pas de constructions dont l'existence est limitée à quelques mois? Ne peut-on pas ainsi obtenir une réduction sensible dans les prix? Enfin, de cette façon, n'assure-t-on pas à l'avance la démolition dans des conditions qu'on a tout loisir et toute facilité de déterminer?

Mais les choses ne se passent pas aussi simplement dans la pratique : l'économie prévue ne se réalise pas toujours, parce que les entrepreneurs ont soin de compter pour peu de chose la valeur de reprise des matériaux, de faire figurer dans leurs calculs pour une somme importante l'intérêt du capital qu'ils ont engagé dans l'opération et la dépréciation qui peut atteindre leurs marchan-

disent par suite de variations dans les cours de vente. Ils sont en outre toujours portés à réclamer de sérieuses indemnités pour les avaries éprouvées par les objets dont ils sont restés propriétaires ; ils n'aiment pas entreprendre des opérations qui ne se liquident pas de suite d'une façon définitive et qui peuvent plus tard avoir pour conséquence l'encombrement de leurs chantiers par les matériaux de démolition. Enfin ils doivent toujours compter sur des déchets sérieux.

Or, sauf en ce qui concerne l'entretien, dont on peut charger l'entrepreneur à ses risques et périls, il semble bien difficile de parer à ces inconvénients. Néanmoins, les marchés de location s'imposent dans bien des cas : en dehors des motifs rappelés au début de ce chapitre, il en est d'autres qu'on peut faire valoir soit en leur faveur, soit contre les traités de fournitures définitives.

Si l'Administration, en effet, reste propriétaire des matériaux de construction, elle a à sa disposition une telle quantité de choses de même nature qu'elle se fait forcément concurrence à elle-même au moment de la revente, et avilit le prix de ce qu'elle offre. D'autre part, elle peut, en chargeant l'entrepreneur propriétaire de l'entretien, obtenir aussi un résultat beaucoup plus satisfaisant (car cet agent est intéressé à la bonne conservation des matériaux) que par tout autre procédé.

En outre, tout constructeur sachant qu'il doit rentrer à un moment déterminé en possession des matériaux peut mettre en œuvre ces matériaux de façon à en tirer facilement parti plus tard, ce qui lui permet de consentir des rabais plus importants.

En résumé, beaucoup de bonnes raisons peuvent être données pour et contre la conclusion de marchés de location, et la solution à adopter doit être dictée par l'examen de chaque cas particulier où telle ou telle considération prime toutes les autres.

D'ailleurs, certains travaux ne comportaient pas de marchés en location : il est impossible, en effet, de faire exécuter de cette façon des travaux dans lesquels la main-d'œuvre entre pour la presque totalité du prix.

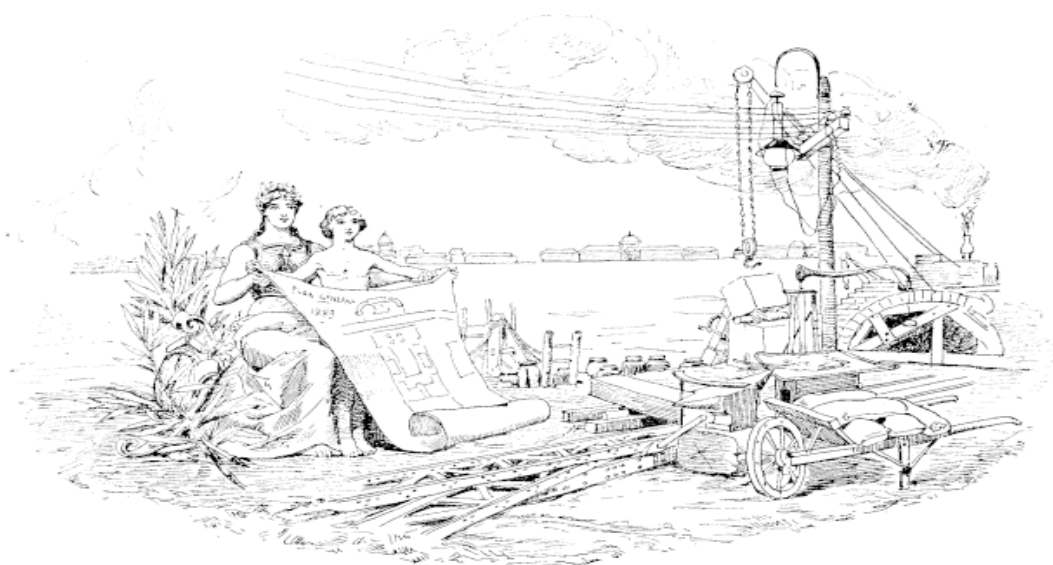
Par contre, toutes les entreprises où la valeur des matériaux prend une importance capitale, comme la charpente en bois, la menuiserie, la vitrerie, la couverture, etc., se prêtent très bien à cette manière de traiter. Mais, même en ce qui concerne les dernières, il y a de grandes distinctions à faire; et chaque fois que les opérations à accomplir exigent des matériaux spéciaux, employés dans des dimensions qui en augmentent considérablement les prix, il y a peu d'avantages à agir ainsi, la difficulté du emploi enlevant toute valeur à la matière.

Enfin, malgré les avantages qu'on peut y trouver, il importe de tenir compte des usages, qui empêchent de faire exécuter certains travaux, notamment ceux de maçonnerie, autrement qu'en fourniture, sans qu'il y ait à cela des raisons absolument décisives.

C'est en se réglant d'après ces principes qu'on a agi dans l'Exposition de 1889, et les résultats ont toujours répondu à l'attente des organisateurs.

Il importe cependant de rappeler que, chaque fois qu'on a pu croire à la conservation des Palais, une solution mixte a été adoptée : on a ajouté à la série de prix de location une série de prix de rachat, fixant ainsi à l'avance les conditions dans lesquelles la cession, si elle avait lieu, serait faite.





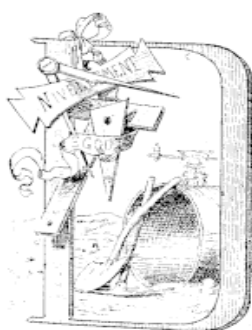
DEUXIÈME PARTIE

PÉRIODE D'EXÉCUTION

CHAPITRE PREMIER

TRAVAUX PRÉPARATOIRES

I. — Prise de possession des Terrains et Fermeture de l'Enceinte.



Dès le mois de septembre 1886, le Champ de Mars fut remis par le Ministère de la Guerre à la Direction des Travaux. (Voir aux Annexes le procès-verbal de remise.)

On s'occupa aussitôt de lever le plan général de nivellement du terrain. Ce travail, exécuté avec le plus grand soin, avait un double objet : la constatation de l'état réel des lieux en vue de la restitution future des emplacements aux autorités militaires, et la détermination du

niveau à adopter pour le sol de l'Exposition, de façon à réduire au minimum les transports de terres aux décharges publiques.

En même temps, on commençait les travaux de clôture. (Adjudication du 18 septembre 1886.)

Les palissades en bois adoptées en 1878 avaient été prises comme type d'enclos pour l'Exposition de 1889.

Elles se composaient de planches en sapin de 2^m,65 de hauteur sur 0^m,21 de largeur et 0^m,025 d'épaisseur clouées à 0^m,05 de distance les unes des autres sur trois lisses maintenues par des poteaux. Ces poteaux, placés à 2^m,10 d'intervalle, étaient solidement fixés au sol par des semelles et contre-fiches complètement enterrées.

L'entreprise comprenait trois lots, correspondant aux trois avenues limitant la surface à occuper à l'Ouest, au Sud et à l'Est. Le côté Nord n'avait pas paru demander de palissades, la terrasse du parc formant une barrière suffisante à ce moment. Sous le titre de « 4^e lot », l'Administration avait mis en même temps en adjudication le treillage mécanique destiné à border les côtés de la voie transversale laissée à la circulation des piétons et voitures.

De nouveaux marchés furent passés dans la suite pour le Trocadéro, le quai d'Orsay et l'esplanade des Invalides.

La dépense des clôtures s'accrut, en outre, des frais d'une substitution, aux entrées de l'Exposition, de clôtures en fer et grilles aux clôtures en bois.

Cette modification avait pour objet d'égayer les entrées et de réserver la perspective, qu'une clôture en planches aurait interrompue de façon fâcheuse, notamment au pont d'Iéna et au Trocadéro. La grille, d'un modèle élégant, n'a pas cependant été vraiment coûteuse, par suite de sa légèreté : elle revenait, y compris la pose, à 11 francs le mètre pour les parties dormantes et à 45 francs pour les parties ouvrantes ; mais ce prix s'augmenta des dépenses de remaniements jugés nécessaires en cours d'exécution et pendant l'Exposition, et du remplacement, à la porte Rapp, de la clôture courante par une grille monumentale.

Les travaux de clôture furent rapidement menés : moins de deux

mois après l'adjudication, le Champ de Mars était transformé en chantier fermé¹.

L'exécution s'était partagée entre les agences de MM. Bouvard, Pierron et Lion; mais ce dernier fut chargé de centraliser le service d'entretien des palissades dans l'Exposition et ses annexes. Le périmètre développé des clôtures donnait une longueur de 10 342^m, dont le tableau suivant contient la répartition par nature et emplacements :

INDICATION des EMPLACEMENTS	PALISSADES.	GRILLES en FER.	MUR de CLOTURE.	PARAPETS.	BALUSTRADES.	CONSTRUCTIONS DIVERSES.	SEINE	MURS du QUAI.
	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.	mèt.
Trocadéro.	925 24	464 37	154 90			22 80		
Quais de Billy et de Passy.	14 60	66 50		424 10		3 80		
Invalides.	1092 33	73 82				45 61		
Quai d'Orsay.	1175 47	144 78			13 53	11 30		
Berges.	392 49	131 55		660 74		310 15	169 75	598 70
Champ de Mars.	2093 16	1126 47			1 60	224 54		
TOTAUX.	5693 29	2007 49	154 90	1084 84	15 13	618 20	169 75	598 70
TOTAL GÉNÉRAL.				10 342 ^m ,27				

Le prix moyen du mètre linéaire ressort ainsi :

Travaux accessoires et dépenses de portes comprises, savoir :

1° Pour les palissades en bois : le mètre linéaire . . . 17 fr. 92

2° Pour les grilles en fer : le mètre linéaire. 23 fr. 66

3° Pour la clôture de la porte Rapp : le mètre linéaire. 96 fr. 56

Un certain nombre de grilles figurant au tableau, notamment

1. — La fermeture du Champ de Mars et du quai d'Orsay de chaque côté du pont d'Iéna obligea l'Administration à remettre en état la tranchée du quai d'Orsay. Les trottoirs furent refaits, la chaussée réparée, et l'éclairage au gaz réinstallé.

celles du Trocadéro, existaient sur place avant les travaux de l'Exposition, et n'ont causé aucune dépense d'installation.

II. — Travaux de recherches et Sondages. — La clôture du Champ de Mars par des palissades avait été rapidement achevée. C'était un moyen de prouver que l'idée de l'Exposition prenait corps, qu'on passait de l'étude à la réalisation. C'était aussi une mesure de sécurité, pour empêcher les promeneurs de faire des chutes dans les fouilles commencées.

Dès les premiers jours de l'occupation, en effet, l'Administration s'était livrée à des opérations de sondage qui exigeaient des recherches assez importantes.

Une première expérience, décidée pour constater la résistance à l'écrasement du sol du Champ de Mars, avait fait reconnaître que, malgré les apports de sable ordonnés à plusieurs reprises, on se trouvait en présence d'un terrain de remblai de très mauvaise qualité, et qu'on ne pouvait asseoir aucune construction de quelque importance sans descendre jusqu'au sol naturel.

A quelle profondeur le rencontrerait-on ? Quelle serait sa composition ? Telle était la double question qu'il s'agissait avant tout de résoudre.

Deux séries de sondages furent tentées à l'effet de se rendre compte de la nature du terrain : l'une ayant pour but de donner une idée générale de la totalité du Champ de Mars, l'autre de faire connaître spécialement la partie consacrée au Palais des Machines.

La première opération exécutée fut donc celle des sondages généraux. Elle comprit deux parties.

Tout d'abord, la Direction décida le creusement de cinquante puits de 1^m,20 de diamètre, avec des profondeurs diverses allant de 6 à 9 mètres.

Ces fouilles firent reconnaître la présence d'une forte couche de remblais de composition et de hauteur variables, sous laquelle, à une cote à peu près constante, on rencontrait un lit de sable et gravier d'alluvion.

C'était une base d'appui solide, si l'épaisseur en était suffisante.

La vérification en fut faite, en pratiquant dans neuf des puits des sondages qui fournirent les indications suivantes :

La couche sableuse découverte à une profondeur moyenne de 4^m,90, et un peu au-dessus du niveau des eaux d'infiltration, avait une épaisseur à peu près régulière de 7 mètres.

Elle s'appuyait, autant du moins que le révélèrent les prises d'échantillons, sur l'argile plastique grise du bassin de Paris.

Ces constatations offraient le plus grand intérêt en raison même des emplacements où elles étaient faites. Les puits avaient été disposés sur la ligne des constructions projetées, aux points principaux des constructions métalliques.

Dix-huit puits étaient destinés à la vérification des assises du Palais des Beaux-Arts, dix à celui des Arts libéraux, deux à l'aile droite des Galeries des Expositions diverses, vers l'entrée Desaix, deux à l'aile gauche, vers l'entrée Rapp, et treize à la Galerie des Machines, savoir : six du côté du jardin d'isolement, quatre du côté de l'École Militaire, et trois dans l'axe longitudinal du Palais.

A cette première donnée, obtenue à la fin de 1886, s'ajouta quelques mois plus tard celle qui résulta des recherches effectuées dans la partie du Champ de Mars avoisinant la Seine.

Quatre puits de 1^m,40 de diamètre creusés, deux pour la Tour de 300 mètres près du quai, et deux dans le Parc, à des profondeurs variant de 10 à 13 mètres, confirmèrent en tous points les résultats donnés par les fouilles précédentes.

Les vérifications multipliées étaient entièrement concluantes pour les sondages généraux ; il était inutile de les répéter. En principe la question de solidité des fondations était résolue. Aussi la Direction n'eut-elle plus qu'à se préoccuper d'un cas absolument spécial, le Palais des Machines.

Cet édifice, de dimensions absolument inconnues, faisait face à l'École Militaire. Quelle était la composition du terrain dans cette partie du Champ de Mars ? Devait-on y rencontrer l'uniformité de la couche sableuse accusée par les sondages généraux ? Il était per-

mis d'en douter. On se rappelait qu'en 1878 le sol avait été profondément bouleversé pour les installations de l'Exposition, et il aurait été imprudent de s'en rapporter sur ce point aux indications générales déjà obtenues.

Il fut décidé que, pour parer à tout danger, à raison de l'importance du Palais et de la poussée prodigieuse de fermes de 110 mètres, on exécuterait des sondages sur la ligne des piliers.

Le forage fut poussé plus avant que dans les sondages généraux. Le sondage n° 9 atteignit même la cote 35 à partir du sol, soit 1^m,08 seulement en contrehaut du niveau de la mer. Au fond de ce sondage, la sonde descendit d'un seul coup de 30 centimètres dans la craie excessivement molle.

Les couches géologiques rencontrées dans les autres parties du Champ de Mars se représentèrent dans le même ordre, mais avec des variations très sensibles dans les épaisseurs.

La figure 14 met en lumière d'une façon saisissante les différences de hauteur reconnues dans les sondages voisins. Dans le puits n° 12, la couche de remblai est de 5 mètres, celle de sable de 3 mètres. Au puits n° 3, l'argile n'est séparée des débris de démolition que par un mètre de gravier.

Cette particularité n'était-elle que l'effet d'un hasard malheureux, et le terrain entre les piliers était-il aussi résistant que celui rencontré dans les sondages généraux?

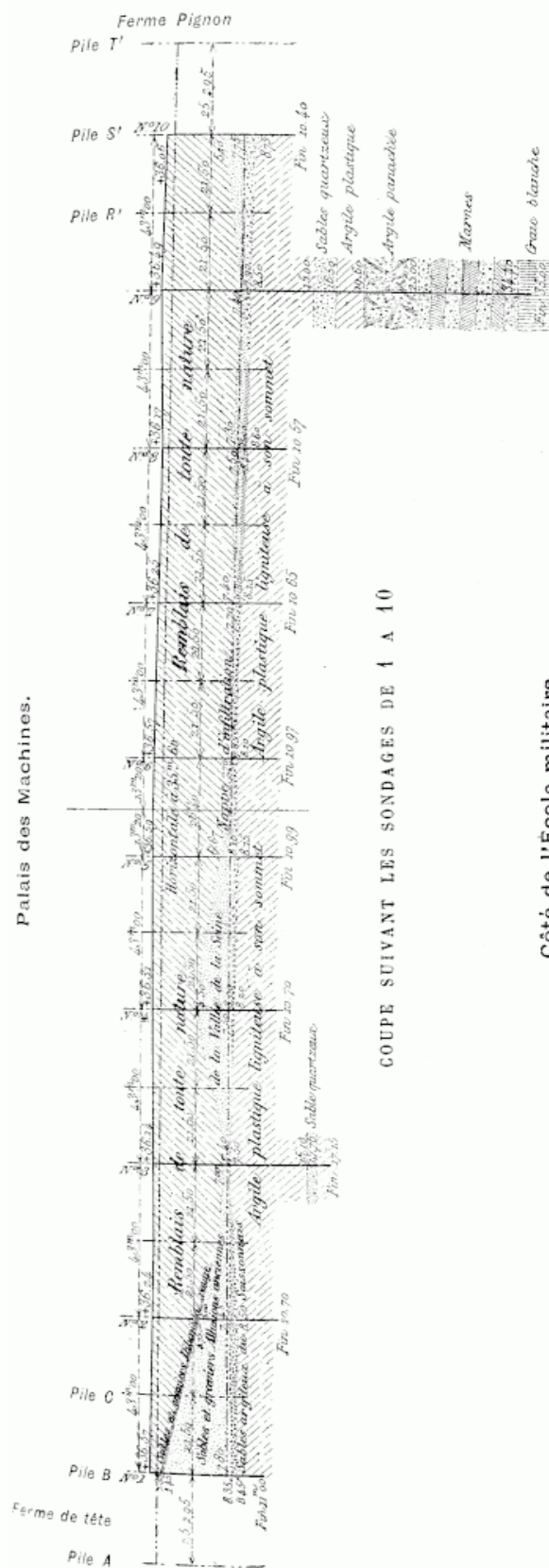
Pour avoir une certitude à cet égard, on creusa une tranchée sur la ligne joignant les puits 12 et 3. On put alors constater que la couche sableuse passait sans transition du simple au double.

C'était donc un bouleversement complet qui avait été produit dans cet endroit, et il faut l'attribuer au passage de l'excavateur utilisé pour l'enlèvement des sables par l'entrepreneur chargé de ce travail en 1878.

En résumé, les recherches faites conduisaient aux conclusions suivantes :

Les couches du Champ de Mars d'origine sédimentaire, reconnaissables par leur nature stratifiée, sont à peu près horizontales;

Palais des Machines.

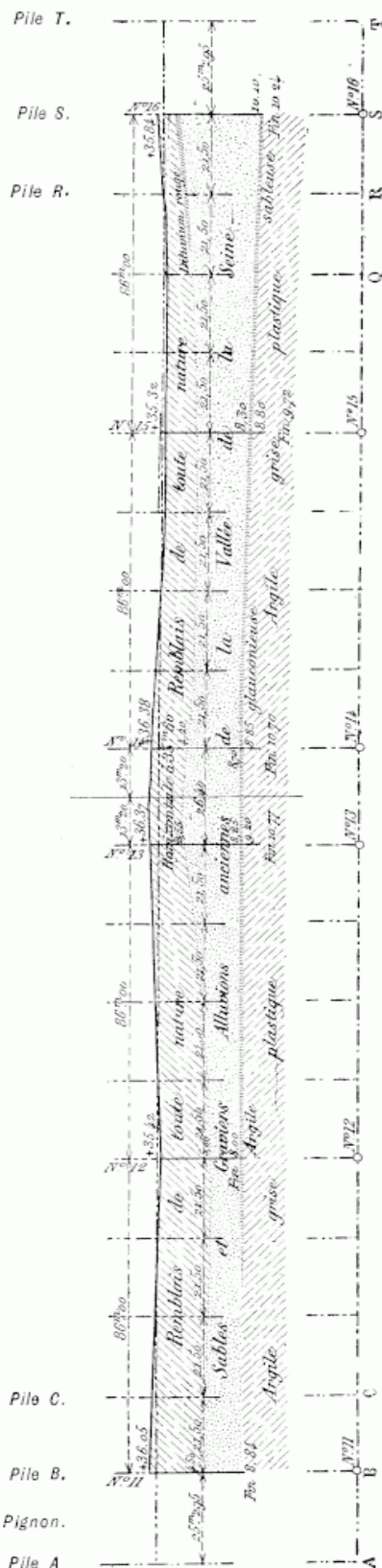


Côté de l'École militaire.



Avenue de la Bourdonnais.

Ferme Pignon.



Côté de la Seine.

COUPE SUIVANT LES SONDAGES DE 11 A 16

FIG. 14. — COUPE GÉOLOGIQUE SUIVANT LES DEUX LIGNES DE FONDATION DES GRANDES FERMES

A la base on rencontre la craie blanche (période secondaire);

Puis vient l'étage parisien (période tertiaire), comprenant les marnes blanches et argileuses, les argiles grises et panachées, et l'argile plastique et ligniteuse;

A la surface, et de formation récente (époque quaternaire), les alluvions de la vallée de la Seine, composées de sable et de graviers calcaires et siliceux;

Enfin les remblais les plus divers composent la dernière couche.

La couche d'argile plastique grise panachée, sous-jacente à la première couche de sable, maintient les eaux d'infiltration à un niveau sensiblement constant.

Comme constatation toute spéciale, le terrain destiné à la Galerie des Machines avait subi d'importantes modifications et exigeait des précautions sérieuses pour les fondations de cet édifice.

Ces travaux furent exécutés en régie sous la direction de M. Lodin, ingénieur des mines, par les soins de M. Cayrol, entrepreneur.

La réception définitive eut lieu le 31 décembre 1886, par M. Lion, ingénieur.

L'entreprise avait duré de fin septembre à mi-novembre 1886 : c'est dire qu'elle avait été conduite avec une rapidité remarquable.

Les sondages particuliers du Palais des Machines furent poussés avec une vigueur au moins égale.

Effectués en régie sous les ordres de M. Lion, les travaux, entrepris par M. Paulin Arrault, se maintinrent dans les limites de la somme allouée, malgré des prix nécessairement élevés justifiés, par la difficulté de fournir des résultats exacts dans un terrain très irrégulier.

III. — Nivellement et Réseau d'égouts. — Le nivellement général du Champ de Mars constituait une opération assez délicate. Cette immense surface, qui paraissait une vaste plaine presque plate, contenait des dépressions importantes en certaines parties. Les inégalités qu'on y remarquait avaient deux causes : la remise incomplète du sol dans son état normal après l'Exposition de 1878,

et les travaux de voirie, qui avaient créé des pentes pour assurer l'écoulement des eaux pluviales avec un réseau d'égouts peu étendu.

Six lignes de faite, trois dans le sens de la longueur, trois dans celui de la largeur, déterminaient le partage des eaux.

Une première suivait l'axe principal du Champ de Mars, avec trois points hauts (l'un à 36^m,66 au-dessus du niveau de la mer, près de l'École Militaire; un autre à 36^m,15, près de la terrasse du Parc; le dernier à 36^m,15, sur la voie transversale) et deux points bas (l'un à 35^m,93 au Nord et près de la rue transversale du Champ de Mars; l'autre à 36^m,03 au Sud de cette même rue).

Les deux autres lignes de faite longitudinales étaient constituées par les bordures mêmes du Champ de Mars sur les avenues de La Bourdonnais et de Suffren.

Les lignes de faite transversales se composaient :

1° D'une ligne parallèle à la bordure de l'avenue de La Motte-Picquet, s'en écartant de 10 mètres, ayant deux points hauts (l'un à peu près au milieu du Champ de Mars, 36^m,66; l'autre à l'avenue de La Bourdonnais, 36^m,85) et deux points bas (l'un à l'avenue de Suffren, 36^m,36; l'autre à 110 mètres de l'avenue de La Bourdonnais, 36^m,09);

2° De la voie transversale du Champ de Mars, ayant un point haut de 36^m,15 sur l'axe longitudinal de cette plaine et deux points bas (33^m,39 et 33^m,83), sur les avenues de Suffren et de La Bourdonnais;

3° Enfin de la ligne de la terrasse du Parc (point haut, 36^m,15 au milieu; points bas, 32^m,83 et 32^m,70, aux extrémités Est et Ouest).

En laissant de côté la bande de terrain longeant l'avenue de La Motte-Picquet, qui s'inclinait vers l'École Militaire, le Champ de Mars se trouvait divisé en quatre secteurs encadrés par les lignes de faite.

Tel était le relief du sol au moment de la prise de possession; il devait subir de profondes modifications, car il ne s'accordait en rien avec les dispositions adoptées pour l'Exposition de 1889.

Le plan général supposait, en effet, l'établissement au-dessus du niveau de l'ancien Parc prolongé, dans la direction de l'École Militaire, sur une partie de la largeur du Champ de Mars, d'une terrasse sur laquelle s'élèveraient les Palais proprement dits.

On ne pouvait songer à faire coïncider le centre des bâtiments avec le centre géométrique du Champ de Mars : c'eût été rendre impossibles les effets de perspective que l'on voulait obtenir.

On se décida :

1° A approcher le plus possible les constructions de l'École Militaire, en réservant entre la voie publique et la Galerie des Machines une cour de 30 mètres seulement, destinée aux constructions abritant les générateurs ;

2° A couvrir, sans autre interruption qu'un jardin de 30 mètres (qui fut abandonné plus tard aux demandes d'emplacements), toute la surface du Champ de Mars jusqu'à 400 mètres de l'ancien Parc : à cette distance, les constructions se réduisaient à deux ailes parallèles aux avenues de Suffren et de La Bourdonnais, laissant entre elles un espace de plus de 180 mètres de largeur, atteignant même 210 mètres entre les Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux.

La différence de hauteur entre le sol des Palais et le sol des Jardins fut réglée par cette considération qu'on devait s'efforcer de n'envoyer aux décharges publiques aucun déblai, et qu'on ne devait importer dans l'enceinte réservée aucun remblai qu'il fallût réexporter plus tard. C'est en tenant compte de ces différents ordres d'idées que la cote 35,60, au-dessus du niveau de la mer, fut prise uniformément pour le sol des constructions. (Série B, Planche 1.)

Cette décision entraîna les conséquences suivantes : les parties voisines de l'École Militaire se trouvaient en contre-haut, les parties du côté de la Seine en contre-bas ; il y avait donc à transporter des terres du Sud au Nord. (Voir les profils de la planche.)

L'entreprise, mise en adjudication le 14 février 1887, fut attribuée à MM. Huguet, Versillé et Appay.

Les travaux furent attaqués sans délai partout où les transports de terre pouvaient s'effectuer sans inconvénient, c'est-à-dire dans

les endroits où il n'y avait à prévoir ni fouilles ultérieures pour fondations, ni construction d'égouts. Exécutés sous les ordres de M. Lion, ingénieur, à l'aide de wagonnets et de voies de 0^m,50, système Decauville, ils furent menés très rapidement.

Les mouvements de terres déplacées ont été considérables.

Les plus importants sont :

	Mètres cubes.
Déblais pour fouille à jet de pelle.	172 000
Déblais transportés au tombereau aux décharges publiques	18 000
(Ces déblais sont la conséquence de l'abaissement à la cote convenable des parties trop élevées du Champ de Mars.)	
Déblais mis en remblais à deux jets de pelle.	13 500
(Une partie de ces déblais provient de la reprise des déblais ci-dessus; une autre partie, de l'exécution des fouilles exigées par la construction des égouts.)	
Déblais transportés en remblais à la brouette	8 500
(Même observation que ci-dessus.)	
Déblais transportés au wagonnet.	130 000

Sur ce dernier chiffre, 130 000 mètres cubes ont demandé en outre deux jets de pelle pour leur mise en place, à cause des difficultés d'approche causées par les travaux de fondation à ce moment en cours.

Les fouilles ont fait reconnaître 10 000 mètres cubes de vieilles maçonneries ou de béton, restes des anciennes Expositions, qu'il a fallu démolir.

Le règlement du sol après achèvement du terrassement a porté sur une surface de 416 000 mètres carrés environ.

Les changements apportés au nivellement dans le Champ de Mars ont eu, en outre, pour effet de modifier l'organisation des égouts.

Au moment de la prise de possession, le Champ de Mars déversait les eaux pluviales, par des rigoles, dans les bouches d'égout ménagées à cet effet et aboutissant à l'ancien réseau de galeries souterraines. (Série B, Planche 2.)

Ce dernier comprenait :

1° Un égout longeant toute l'avenue de La Motte-Picquet;

2° Deux branchements partant de cet égout, près de l'École Militaire, pour se réunir en une seule galerie de 2 mètres carrés de section dans l'axe principal du Champ de Mars. (Après un parcours de 150 mètres environ, cette galerie faisait un coude assez brusque vers la gauche et allait se déverser dans la Seine par l'égout de l'avenue de Suffren, à environ 400 mètres en aval du pont d'Iéna);

3° Un branchement prenant naissance à la rue Desaix, avec direction sur le Sud-Est, qui pénétrait de 70 mètres dans le Champ de Mars;

4° Un autre branchement symétrique à celui-là vers la rue Saint-Dominique;

5° Un branchement parallèle à la terrasse de l'ancien Parc, long de 110 mètres, se reliant à l'égout principal dans l'égout même de l'avenue de Suffren;

6° Un autre branchement de 50 mètres symétrique à ce dernier, vers l'avenue de La Bourdonnais.

Les eaux du Parc s'écoulaient par un égout type n° 13 (2^m, 10/1^m, 30) le traversant dans toute sa largeur.

Les six grands secteurs qui, à part la bande de terrain de 10 mètres de largeur inclinée vers l'avenue de La Motte-Picquet desservie par le caniveau de cette avenue, se partageaient le Champ de Mars, envoyaient leurs eaux de la façon suivante : les deux du Sud, dans les branchements venus de l'École Militaire; le secteur Sud-Est, dans le branchement de la rue Saint-Dominique; le secteur Sud-Ouest, dans le branchement de la rue Desaix; les deux secteurs Nord, dans les branchements voisins de la terrasse du Parc.

Ce réseau, utilisé en 1867 et en 1878, ne pouvait convenir dans son état actuel. La pente en était trop faible, et depuis plusieurs années la ville de Paris avait renoncé à s'en servir. Il fallait en établir un nouveau, en conservant toutefois la plus grande partie possible de l'ancien.

Un égout d'un type spécial (1^m,80/1^m,60), avec banquettes pour recevoir une conduite d'eau de 0^m,60 de diamètre, fut construit dans le Jardin d'isolement du Palais des Machines.

De cette première ligne, et avec une inclinaison de 45° sur elle, se détachaient, symétriquement à l'axe longitudinal du Champ de Mars et dans sa direction, deux autres égouts (ancien réseau type de 2^m/1^m,35) de 220 mètres de longueur. Après avoir desservi une grande partie des galeries des Expositions diverses parallèles à la Seine, en arrivant aux fondations du Dôme, les deux branchements se réunissaient dans une galerie parallèle à l'avenue de La Motte-Picquet (type 1^m,80/1^m,10); enfin, sur le milieu de cette galerie venait s'amorcer l'égout principal des Jardins, qui les traversait très près de l'axe du Champ de Mars.

Cette dernière galerie, après avoir dépassé la fontaine placée sous la Tour, se terminait à l'égout transversal du Parc allant de l'avenue de La Bourdonnais à l'avenue de Suffren (type n° 13).

La première ligne s'accrut de deux autres (type de 1^m,80/1^m,10) parties du milieu environ des égouts passant sous les galeries des Expositions diverses, parallèles aux avenues de Suffren et de La Bourdonnais. Suivant les façades des Palais sur les Jardins, elles arrivaient aux extrémités nord des Terrasses, et tournaient à angle droit pour rejoindre l'égout principal des Jardins.

Différents tronçons de l'ancien réseau complétaient cet ensemble, notamment à la hauteur de la rue de Grenelle, de la rue Saint-Dominique, et près de l'extrémité nord du Champ de Mars. Des branchements analogues et à peu près symétriques se trouvaient vers l'avenue de Suffren. Il convenait d'ajouter au réseau nouveau : d'une part, les égouts de l'avenue de Suffren dans la partie comprise entre l'avenue de La Motte-Picquet et la rue de la Fédération, et de la rue Desaix à la Seine; d'autre part, les égouts de l'avenue de La Bourdonnais. En résumé l'écoulement des eaux était assuré :

Pour le Palais des Machines et les constructions adjacentes, par l'égout de l'avenue de La Motte-Picquet, celui du Jardin de 30 mètres, ceux des avenues de la Bourdonnais et de Suffren ;

Pour les Galeries des Expositions diverses et les bâtiments en bordure sur les avenues, par les deux grands égouts à 45° sur l'axe du Champ de Mars; par les deux lignes supplémentaires venant longer les façades des Palais; par l'égout de l'avenue de La Bourdonnais, et, sur une certaine étendue, par celui de l'avenue de Suffren; par les branchements des rues Saint-Dominique et Desaix;

Pour les Palais des Arts, ainsi que les constructions avoisinantes, par les égouts longeant les façades sur le Jardin central, par les égouts des avenues de La Bourdonnais et de Suffren, et par les branchements près de l'ancien Parc sur les deux avenues;

Pour le Jardin et le Parc, par les égouts des façades intérieures des Palais, par l'égout longitudinal s'étendant sous les bassins et fontaines, et par l'égout transversal du Parc.

Cette entreprise considérable, mise en adjudication le 14 février 1887 avec celle du nivellement général, échut à MM. Huguet, Versillé et Appay.

Les parties principales de la construction ont donné les prix de revient ci-après :

TYPE.	LONGUEUR.	SECTION LIBRE.	CUBE de la MAÇONNERIE.	PRIX par MÈTRE courant.	OBSERVATIONS.
	mètres.	mètres.	mètres.	fr. c.	
$\frac{1,80}{1,10}$	1341 60	1 60	1 19	40 85	A 5 ^m ,28 de profondeur moyenne.
$\frac{1,80}{1,10}$ modifié	509 48	1 64	1 37	39 27	A 3 ^m ,42 de profondeur moyenne. La modification de ce type pour recevoir le tout-à-l'égout a occasionné au mètre courant un travail supplémentaire de : 0^m,319 de terrassement. 0^m,318 de maçonnerie. 0^m,48 d'enduit. } donnant une augmentation de dépense de 3 fr. 69 au mè- tre courant comprise dans le prix.
$\frac{1,80}{1,10}$	78 45	1 60	1 19	44 91	A 6 ^m ,71 de profondeur moyenne.
$\frac{1,80}{1,60}$	347 80	1 93	1 61	50 84	A 5 ^m ,15 de profondeur moyenne.

TYPE.	LONGUEUR.	SECTION LIBRE.	CUBE de la MAÇONNERIE.	PRIN par MÈTRE courant.	OBSERVATIONS.
$\frac{2,00}{0,95}$	mètres. 91 70	mètres. 1 84	mètres. 4 74	fr. c. 17 83	Ancien égout du Champ de Mars conservé dans le Jardin haut. Au lieu de prolonger l'égout central projeté jusqu'au point de jonction des deux anciens égouts du Champ de Mars, on a pu utiliser une partie de l'ancien égout central sur 91 ^m .70 de longueur en effectuant pour cela quelques travaux de raccordement et de rechargement de radier.
$\frac{2,00}{1,35}$	478 80	2 54	5 19	»	Ancien égout du Champ de Mars conservé sous les Galeries diverses, qui a été raccordé avec les types nouveaux.
$\frac{2,10}{1,30}$	202 00	2 28	1 26	80 00	A 4 ^m .80 de profondeur moyenne. Déviation exécutée au compte de M. Eiffel.

Les égouts ont été construits, sous les ordres de M. Lion, ingénieur, dans les conditions adoptées par la ville de Paris, en meulière et mortier de ciment. Seul le tronçon passant près de la Direction des Travaux a été fait en béton Coignet et aménagé pour le tout-à-l'égout; il a été pourvu de réservoirs de chasse. (Série B, Planche 3.) Le travail, très activement mené, a duré seulement du 20 février au 15 mai 1887.

IV. — Viabilité. — Il importait d'assurer la circulation du public dans toutes les parties de l'Exposition et de permettre aux voitures, aussi bien avant que pendant l'Exposition, d'accéder facilement en un point quelconque.

A cet effet, un nombre considérable de chemins sablés et de trottoirs bitumés ou sablés ont été établis pour les piétons, et un grand nombre de voies, les unes empierrées, les autres pavées, ont été construites.

La Planche 5, série B, présente la répartition de ces différentes catégories de voies. Leur exécution n'a donné lieu à aucun incident.

Toutes les voies pavées ont été construites à l'aide de pavés de rebut provenant des dépôts de la Ville de Paris; tous les trottoirs en bitume ont été faits en location.

La surface de chacune de ces voies s'établit de la façon suivante :

	Mètres carrés
Trottoirs sablés.	1 050 »
Trottoirs bitumés.	9 910 »
Chemins sablés	16 400 »
Chemins gravillonnés	22 300 »
Voies empierrées	40 600 »
Voies pavées	13 100 »

La dépense de construction ressort aux chiffres suivants par mètre carré :

	fr. c.
Trottoirs sablés (compris bordure).	0 47
Trottoirs bitumés (compris bordure).	2 90
Chemins sablés	0 13
Chemins gravillonnés	0 16
Voies empierrées	2 52
Voies pavées (y compris transport des pavés et four- niture de sable).	3 90

Il y a lieu d'ajouter que, pour permettre aux voitures d'accéder directement du Parc et du Jardin bas sur les Terrasses, deux rampes avaient été ménagées, l'une devant la façade du palais des Beaux-Arts, l'autre devant le palais des Arts libéraux, symétrique à la première.

Mais, il ne suffisait pas d'avoir construit toutes ces voies; il fallait les entretenir en bon état de viabilité et en bon état de propreté ¹.

Pour obtenir le premier résultat, on s'adressa aux entrepreneurs

1. Cet entretien devait s'appliquer, en dehors des voies nouvelles :

	Mètr. car.
1° Aux chaussées et sentiers du quai d'Orsay.	18 600
2° Aux chaussées et à certaines parties sablées de l'esplanade des Invalides.	15 600
3° Aux chaussées du parc du Trocadéro.	13 900
Total.	48 100

Enfin il y avait à nettoyer et à arroser les berges de la Seine rive droite et rive gauche, sur une surface de 10 000 mètres carrés environ.

de la construction, qui continuèrent leurs marchés d'exécution primitifs; et, pour la seconde, on tenta une adjudication restreinte.

Les dépenses d'entretien se sont trouvées réduites, par suite du remboursement effectué par divers concessionnaires pour différents ouvrages, dont le principal était l'enlèvement des ordures ménagères provenant de leurs établissements. Cette opération fut confiée à MM. Huguet, Versillé et Appay.

Tous ces travaux ont été exécutés sous la direction de M. Lion, ingénieur.

L'entretien, le nettoyage et l'arrosage étaient faits par 64 cantonniers et 4 chefs.

V. — Passerelles et Escaliers. — L'importance des emplacements affectés, dans le plan de l'Exposition de 1889, tant aux installations des Exposants qu'à la création des Parcs et Jardins, n'avait pas permis aux organisateurs de se renfermer dans les limites du Champ de Mars. Les terrains de l'esplanade des Invalides, du Trocadéro, le quai d'Orsay, les berges des quais de Billy et de Passy étaient devenus des annexes obligées. L'adoption d'un périmètre aussi étendu n'était pas toutefois sans inconvénient : elle avait notamment le désavantage de priver tout un quartier de Paris de communications faciles avec les autres parties de la ville, et il avait fallu chercher les moyens — tout en conservant autour des différentes sections de l'Exposition une clôture destinée à assurer la sécurité des Exposants et la régularité de la perception des droits d'entrée — de ne pas gêner la circulation des voitures et piétons à l'extérieur.

La Direction des Travaux le trouva dans la création de passerelles et d'escaliers.

Voici les différents points de l'enceinte sur lesquels des travaux de ce genre furent exécutés :

Une première passerelle fut établie au droit du pont des Invalides;

Une seconde, au droit du pont de l'Alma, au carrefour du même nom;

Deux autres, sur la tranchée du quai d'Orsay, côté de Grenelle et côté du Gros-Caillou.

Au pont d'Iéna, sur la rive gauche, les berges furent mises en communication à l'aval et l'amont, à l'aide de deux escaliers de 6 mètres de largeur.

Enfin, pour faciliter l'écoulement des visiteurs les jours de fête et dimanches, on dut, au cours de l'Exposition, construire une nouvelle passerelle au pont des Invalides, ainsi qu'un escalier à l'amont du pont de l'Alma, conduisant, par un passage bordé de grillages, de la berge au Pavillon du Portugal.

Trois escaliers en bois, dont l'un sur la rive droite et deux sur la rive gauche, donnèrent accès aux pontons de la Compagnie des Bateaux-Omnibus. (Série B, Planches 6, 7, 8, 9, 10, 13.)

Passerelle de l'Alma. — Le plus important de ces ouvrages fut sans contredit la passerelle du carrefour de l'Alma. Elle fut construite sur le plan et sous la direction de M. Charles Gauthier, architecte. (Série B, Planche 4.)

Elle ne servait pas seulement à relier les extrémités de la place par une voie aérienne : elle faisait encore une entrée monumentale de l'Exposition Universelle dans cette partie du quai d'Orsay.

Les raisons qui firent adopter le projet de construction d'une passerelle de 50 mètres étaient de deux sortes :

Il s'agissait, en premier lieu, d'assurer le passage des piétons au-dessus du carrefour de l'Alma à l'aide d'une construction aussi peu encombrante que possible par ses points d'appui, la circulation des voitures sur la voie publique devant être en ce point extrêmement active pendant toute la durée de l'Exposition ; il s'agissait, en deuxième lieu, de faire en cet endroit, si bien exposé aux regards et si rapproché de la grande entrée du Champ de Mars, une sorte de motif grandiose destiné à indiquer le voisinage de cette entrée. Ces deux conditions amenèrent l'architecte, M. Ch. A. Gauthier, à chercher un système de charpente pouvant, par sa structure et sa forme générale, faciliter l'établissement d'un grand décor tout en laissant bien apparent le côté original de la construction. C'est ainsi

qu'il adopta l'idée simple des deux fermes parallèles auxquelles la passerelle était suspendue et servait d'entrait.

La forme et les proportions des arcs de suspension ont été surtout déterminées par la nécessité de faire grand et de donner à l'œuvre un aspect très décoratif. Ce but fut atteint en choisissant pour l'intrados une courbe brisée de proportions analogues à celles des ogives françaises du ^{xiii}^e siècle, et qui, présentant un sommet saillant, convenait mieux comme effet que toute autre ligne (plein cintre ou arc surbaissé).

Cette forme originale, si chère à nos ancêtres, reporta la pensée de l'auteur à leurs fêtes brillantes. Il considéra l'Exposition de 1889 comme une sorte de tournoi où chaque nation, chaque province devait arborer ses couleurs et ses armes. C'est ainsi que furent fixés aux arcs de la passerelle les écus de nos anciennes provinces et les pavillons des nations étrangères.

Ces arcs ainsi décorés, flanqués à droite et à gauche de pylones accompagnés des armes de la Ville de Paris et de grands cartouches portant les dates de 1789, formaient par leur ensemble très brillant de couleurs une sorte d'entrée triomphale.

L'ossature propre de la passerelle se composait de deux fermes distantes l'une de l'autre de 6 mètres; elle avait 50 mètres de portée entre les pieds des arcs. La hauteur au sommet de l'extrados était de 26^m,40.

La hauteur du plancher (qui n'était autre chose que l'entrait des fermes) était de 7 mètres au-dessus de la chaussée.

Les huit pylones de 36 mètres d'élévation, dont quatre de chaque côté de la passerelle, et deux escaliers de 5 mètres à ses deux extrémités, complétaient l'ensemble de la construction, d'une légèreté remarquable.

La partie métallique, la plus importante de l'ouvrage, fut confiée à MM. Moisant, Laurent, Savey et C^{ie}, qui s'acquittèrent avec un succès complet d'une tâche délicate.

Les difficultés furent très nombreuses dans le montage : la pose dut avoir lieu sans interrompre la circulation des piétons et des voi-

tures, d'une activité exceptionnelle en cet endroit et à cette époque.

L'opération fut terminée en dix jours, sans le secours des échafaudages usités, et de la façon suivante :

Le montage en porte-à-faux de chaque moitié de la passerelle fut exécuté à l'aide d'une bigue articulée. Installée d'abord sur un pylone en bois ayant la hauteur de la retombée, puis placée sur des guides spéciaux agrafés sur l'extrados de l'arc, elle permit de monter les tronçons formant chaque moitié de l'arc.

Le porte-à-faux était maintenu d'abord par l'encastrement des retombées sur les fondations, et ensuite par deux palées.

La jonction des deux demi-arcs a été obtenue par l'action de vérins sur les deux palées.

Le poids total de la charpente métallique était de 90 000 kilos, représentant un poids de 303 kilos au mètre carré pour la surface couverte par le plancher. Voici d'ailleurs les calculs de résistance qui ont servi à son établissement.

CALCULS DE RÉSISTANCE

CONDITIONS PRINCIPALES

Entre les retombées des arcs.	50 ^m ,000
Du sol à l'intrados des arcs à la clef.	25 ^m ,000
D'axe en axe des garde-corps.	6 ^m ,000
Surcharge sur le tablier	300 ^k

1^o Calculs des arcs.

MOMENTS FLÉCHISSANTS

Ces arcs sont calculés d'après la méthode suivie par M. de Dion pour le calcul des fermes de l'Exposition de 1878, méthode qui a été exposée dans les mémoires de la société des Ingénieurs civils, année 1879, et qui a reçu la sanction de la pratique.

	kilog.
Poids total des fers de la passerelle.	90 000
Poids des madriers et du platelage, environ.	12 440
Poids des écussons et des drapeaux, environ.	13 200
Surcharge $300^k \times 6^m,00 \times 52^m,800$	95 000
Charge totale.	210 640
Soit par mètre courant sur toute la passerelle $\frac{210\,640}{52\,800} =$	4 000
Charge par mètre courant sur chaque arc.	2 000

Le moment fléchissant maximum d'une poutre droite de même portée que l'arc, supportant le même poids par mètre courant, est

$$M = \frac{p l^2}{8} = \frac{2\,000 \times 51,60^2}{8} = 665\,640^k.$$

Ce moment maximum au milieu permet de tracer la parabole enveloppe des moments fléchissants intermédiaires (fig. 15).

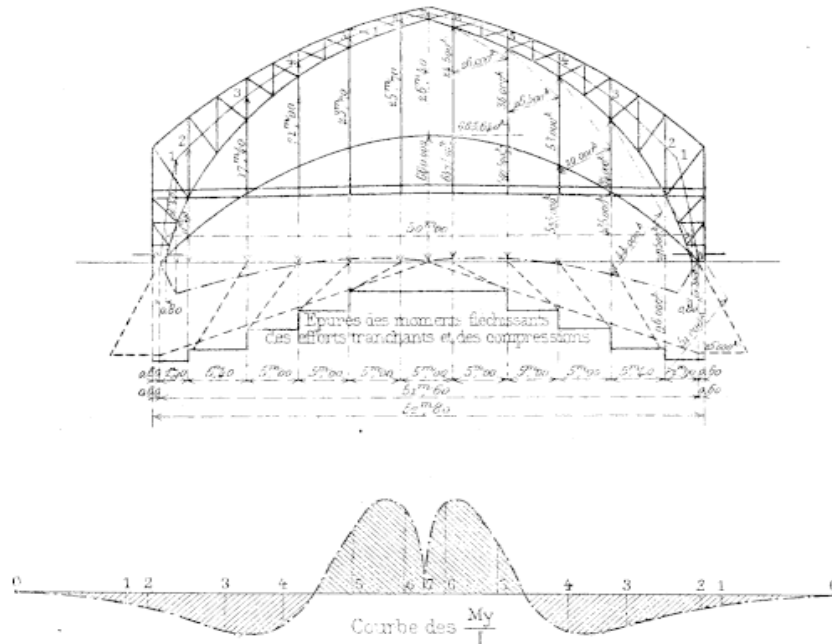


FIG. 15.

Pour vérifier la valeur de la poussée N , on a l'équation

$$\sum \frac{M y}{EI} \Delta a = 0.$$

On a trouvé, après quelques tâtonnements, que la valeur de N qui permettait de satisfaire à cette condition était de $25\,000^k$.

La valeur de y aux points 1, 2, 3...7 étant respectivement, d'après l'épure, $10^m, 800$, $11^m, 900$... $26^m, 400$, la valeur de Ny en ces mêmes points est de $270\,000^k$, $297\,500^k$, $435\,000^k$, $660\,000^k$.

Si on déduit ces valeurs de Ny des moments fléchissants correspondants de la poutre droite, on obtient la courbe des moments fléchissants de l'arc.

EFFORTS TRANCHANTS ET EFFORTS DE COMPRESSION

L'effort tranchant maximum d'une poutre droite de même portée que l'arc est

$$T = \frac{pl}{2} = \frac{2\,000^k \times 51^m, 60}{2} = 51\,600^k.$$

L'effort tranchant étant nul au milieu, la poutre étant entièrement chargée, on peut tracer sur l'épure les 2 lignes droites enveloppes des efforts tranchants intermédiaires, ce qui permet d'obtenir les efforts tranchants au droit des montants supportant la passerelle.

La poussée horizontale $N = 25\,000^k$ étant constante et se manifestant en tous les points de la fibre neutre de l'arc, il est facile de tracer sur l'épure les résultantes des efforts tranchants et de la poussée au droit des montants supportant la passerelle.

Ces résultantes, ou compressions dans l'arc, permettent de déterminer à l'aide d'épures les efforts au droit des montants et des croisillons.

SECTIONS DES DIVERS ÉLÉMENTS DE L'ARC

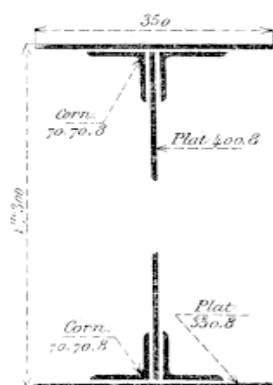


FIG. 16.

1° Valeur de R dans la section horizontale au point 0.

La valeur de la compression provenant de l'effort tranchant est de $51\,600^k$.

La compression provenant du vent est pour chaque retombée d'arc :

$$\frac{315 \times 100^k \times 14}{2 \times 6^m,00} = 36\,750^k.$$

Les pieds des arcs ont la section ci-contre (fig. 16) :

$$\Omega = 16\,220^m / m, \\ R = \frac{51\,600^k + 36\,750^k}{16\,220} = \frac{88\,350^k}{16\,220} = 5^k,45.$$

2° Valeur de R dans la section verticale au point 2.

Le moment fléchissant au point 2, mesuré sur l'épure, est de $162\,000^k$.

L'arc ayant la section ci-contre en ce point (fig. 17),

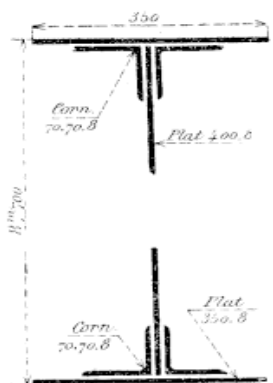


FIG. 17.

$$\frac{I}{n} = 0,08700, \\ R_1 = \frac{162\,000}{87\,000} = 1^k,86.$$

Compression provenant de la poussée,

$$\text{Poussée} = 25\,000^k, \\ \Omega = 16\,220^m / m^2, \\ R_2 = \frac{25\,000}{16\,220} = 1^k,54.$$

Compression provenant du vent.

Pression du vent sur les arcs $196 \times 100^k =$	19 600 ^k
Bras de levier	7 ^m ,50
Espacement des arcs.	6 ^m ,00
Section d'un arc au point 2.	18 220 ^m / m ²

$$R_3 = \frac{19\,600^k \times 7,50}{2 \times 6,00 \times 18\,220} = \frac{147\,000^k}{218\,640} = 0^k,67,$$

$$R = R_1 + R_2 + R_3 = 1,86 + 1,54 + 0,67 = 4^k,07.$$

3° Valeur de R dans la section verticale au point 3.

Le moment fléchissant au point 3, mesuré sur l'épure, est de 77 000^k.
L'arc ayant la section ci-contre en ce point (fig. 18),

$$\frac{I}{n} = 0,044\,000,$$

$$R = \frac{77\,000^k}{44\,000} = 1^k,75.$$

Compression provenant de la poussée.

$$\text{Poussée : } 25\,000^k,$$

$$\Omega = 15\,820^{\text{m}^2},$$

$$R_2 = \frac{25\,000^k}{15\,820} = 1^k,58,$$

$$R = R_1 + R_2 = 1^k,75 + 1^k,58 = 3^k,33.$$

La compression provenant du vent est négligeable.

4° Valeur de R dans la section verticale au point 4.

Le moment fléchissant au point 4, mesuré sur l'épure, est de 19 000^k.
L'arc ayant la section ci-contre en ce point (fig. 19),

$$\frac{I}{n} = 0,01880,$$

$$R_1 = \frac{19\,000^k}{18\,800} = 1^k,01.$$

Compression provenant de la poussée.

$$\text{Poussée} = 25\,000^k,$$

$$\Omega = 15\,420^{\text{m}^2},$$

$$R_2 = \frac{25\,000^k}{15\,420} = 1^k,62,$$

$$R = R_1 + R_2 = 1^k,01 + 1^k,62 = 2^k,63.$$

La compression provenant du vent est négligeable.

5° Valeur de R dans la section verticale au point 5 (fig. 20).

$$R_1 = \frac{14\,008^k}{11\,800} = 1^k,19,$$

$$R_2 = \frac{25\,000^k}{15\,020} = 1^k,66,$$

$$R = R_1 + R_2 = 1^k,19 + 1^k,66 = 2^k,85.$$

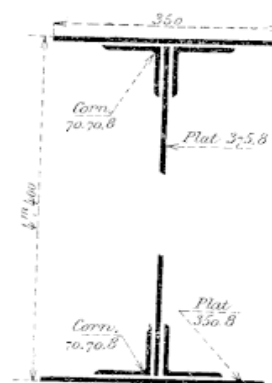


FIG. 18.

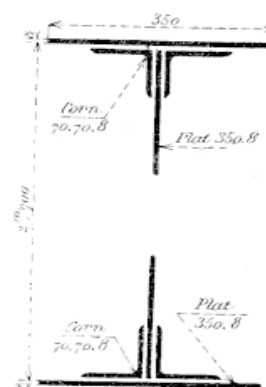


FIG. 19.

6° Section verticale au point 6.

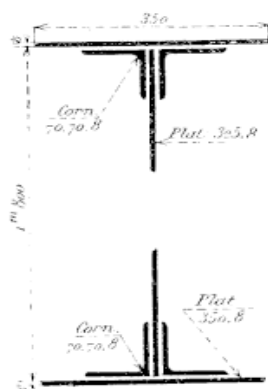


FIG. 20.

$$R_1 = \frac{15\,000^k}{8\,750} = 1^k,72,$$

$$R_2 = \frac{25\,000^k}{14\,620} = 1^k,71,$$

$$R = R_1 + R_2 = 3^k,43.$$

7° Section verticale au faîtage (fig. 21).

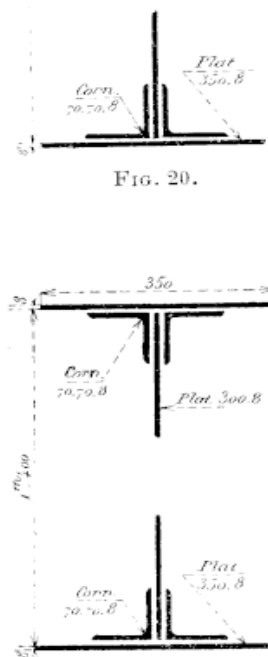


FIG. 21.

$$R_1 = \frac{5\,640^k}{8\,750} = 0^k,65,$$

$$R_2 = \frac{25\,000^k}{14\,620} = 1^k,71,$$

$$R = R_1 + R_2 = 2^k,36.$$

8° Section des montants verticaux de l'arc (fig. 22).

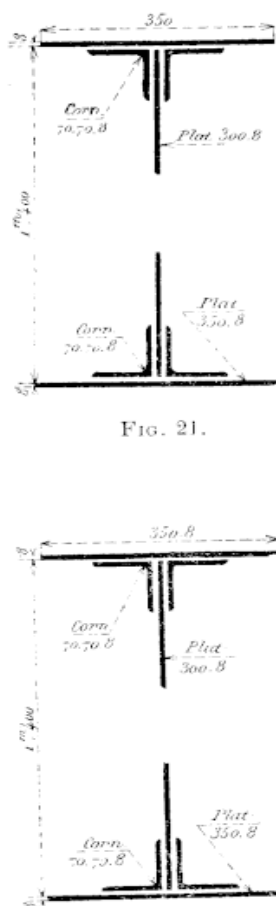


FIG. 22.

1° Montant au point 2 :

$$4 \text{ Cornières } 100/100/13 \dots\dots\dots 11\,180^m/m^2$$

$$\text{Plat } 210/24 \dots\dots\dots 5\,040^m/m^2$$

$$\text{Section} \dots\dots\dots 16\,220^m/m^2$$

$$R = \frac{96\,000^k}{16\,220} = 5^k,90.$$

2° Montant au point 3 :

$$4 \text{ Cornières } 100/100/13 \dots\dots\dots 9\,724^m/m^2$$

$$\text{Plat } 210/24 \dots\dots\dots 5\,040^m/m^2$$

$$\text{Section} \dots\dots\dots 14\,764^m/m^2$$

$$R = \frac{84\,000^k}{14\,764} = 6^k,10.$$

3° Montant au point 4 :

$$4 \text{ Cornières } 90/90/13 = 8\,684^m/m^2,$$

$$R = \frac{53\,000^k}{8\,684} = 6^k,10.$$

4° Montant au point 5 :

$$4 \text{ Cornières } 80/80/10 = 6\,000^m/m^2,$$

$$R = \frac{36\,000^k}{6\,000} = 6^k,00.$$

5° Montant au point 6 :

$$4 \text{ Cornières } 70/70/8 = 4\,220^m/m^2,$$

$$R = \frac{21\,500^k}{4\,220} = 5^k,80.$$

9° Section des croisillons de l'arc.

1° Croisillons entre les points 5 et 6 :

$$4 \text{ Cornières } 70/70/9 = 4720^m/m^2,$$

$$R = \frac{26\,000^k}{4\,720} = 5^k,50.$$

2° Croisillons entre les points 4 et 5 :

$$4 \text{ Cornières } 70/70/9 = 4\,720^m/m^2,$$

$$R = \frac{26\,500^k}{4\,720} = 5^k,60.$$

3° Croisillons entre les points 3 et 4 :

$$4 \text{ Cornières } 80/80/9 = 5430^m/m^2,$$

$$R = \frac{29\,000^k}{5\,430} = 5^k,33.$$

4° Croisillons entre les points 2 et 3 :

$$4 \text{ Cornières } 90/90/11 = 7\,430^m/m^2,$$

$$R = \frac{44\,000^k}{7\,430} = 5^k,90.$$

5° Croisillons entre les points 0 et 2 :

$$4 \text{ Cornières } 100/100/11 = 8\,310^m/m^2,$$

$$R = \frac{51\,000^k}{8\,310} = 6^k,12.$$

2° Calculs du contreventement des arcs.

L'effort tranchant provenant du vent est aux extrémités des arcs :

$$\frac{315^2 \times 100^k}{2} = 15\,750^k.$$

L'effort sur les barres extrêmes du contreventement, déterminé à l'aide d'une épure, est de $8\,900^k$.Chaque barre extrême se compose d'une cornière de $120/80/15$, dont la section est de $2\,775^m/m^2$.

$$R_1 = \frac{8\,900^k}{2\,775} = 3^k,21 \text{ à la traction.}$$

Étant donnée la longueur des barres de contreventement, le travail dû à leur propre poids n'est pas négligeable.

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{21^k \times 8,5^2}{8} = 190.$$

Les barres ayant la section ci-contre (fig. 23) :

$$\frac{I}{n} = 0,000\,052, \quad \left| \begin{array}{l} R_2 = \frac{190^k}{52} = 3^k,65, \\ R = R_1 + R_2 = 3^k,21 + 3^k,65 = 6^k,86. \end{array} \right.$$



FIG. 23.

Les contreventements intermédiaires sont en cornières de 120/80/12, 110/70/12 et 110/70/10.

3° Montants verticaux supportant les poutres du tablier.

Surcharge au droit d'un montant :

$5,00 \times 3,00 \times 300^k$	4 500 ^k
Platelage.	450 ^k
Poutrelle	80 ^k
Contreventement du Tablier.	60 ^k
Poids propre d'un montant.	510 ^k
Charge totale.	6 000 ^k

Les montants ayant la section ci-contre (fig. 24) :

$$\Omega = 1\,500^m/m^2, \quad R = \frac{6\,000^k}{1\,500} = 4^k,00.$$

4° Poutres du tablier.

Longueur des travées des poutres 5^m,000

Charge totale sur chaque poutre par mètre courant $\frac{5\,500^k}{5,00} = 1\,100^k$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{1\,100^k \times 5,00}{8} = 3\,430^k.$$

Les poutres ayant la section ci-contre (fig. 25) :

$$\frac{I}{n} = 0,001114, \quad R = \frac{3\,430^k}{1\,114} = 3^k,09.$$

L'effort tranchant $\frac{pl}{2} = \frac{1\,100^k \times 5,00}{2} = 2\,750^k.$

Sur chaque barre environ $\frac{2\,750 \times 1,41}{2} = 1\,950^k.$

1 corn. 60/60/6 a une section de 684^m/m² (fig. 26) :

$$R = \frac{1\,950^k}{684} = 2^k,85.$$

5° Entretoises du tablier.

Espacement des entretoises. 1^m,25

Surcharge par mètre carré. 300^k

Surcharge par mètre courant. 375^k

Charge totale par mètre courant. 450^k

Portée des entretoises 6^m,00

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{450^k \times 6,00^2}{8} = 2\,020^k.$$

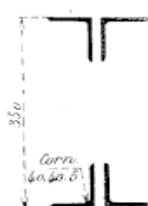


FIG. 24.



FIG. 25.



FIG. 26.

Les entretoises ayant la section ci-contre (fig. 27) :

$$\frac{I}{n} = 0,000\ 290, \quad \left| \quad R = \frac{2\ 020^k}{290} = 6^k,95. \right.$$

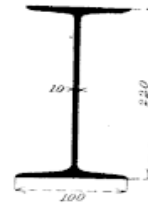


FIG. 27.

6° Stabilité et Boulons d'ancrage des arcs.

Pression du vent par mètre carré. 130^k.

Surfaces rencontrées par le vent :

1° Arc complet supposé plein	272 ^{m²}
2° Poutre horizontale supposée pleine.	42 ^{m²}
3° Montants et écussons (le 1/3 de la surface qu'ils occupent)	152 ^{m²}
4° Surface des drapeaux.	172 ^{m²}
	638 ^{m²}

Distance du centre de pression au-dessus des maçonneries : 16^m,80.

Poids total de la passerelle avec drapeaux et accessoires :

$$210\ 640^k - 95\ 000^k = 115\ 640^k.$$

Effort de traction sur les boulons de scellement (fig. 28) :

Pression du vent : $100^k \times 638 = 63\ 800^k$.

Considérant A comme axe de rotation, la valeur de F, provenant de l'action du vent : $\frac{63\ 800^k \times 16,80}{6,5} = 165\ 000^k$.

Valeur de E provenant du poids de la passerelle : $\frac{115\ 640^k}{2} = 57\ 820^k$.

Effort de soulèvement aux 2 pieds d'un arc : 107 180^k.

— au pied — 53 590^k.

Chaque pied d'un arc est rendu solidaire aux maçonneries par 6 boulons de scellement.

L'effort sur un boulon est : $\frac{53\ 590^k}{6} = 8\ 900^k$.

La section utile des boulons, dont le diamètre est de 0^m,045, est de 1 260^{mm²}.

$$R = \frac{8\ 900^k}{1\ 260} = 7^k,06.$$

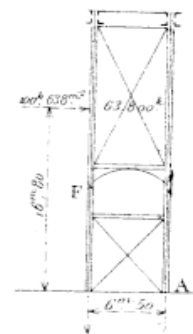


FIG. 28.

7° Volume et Stabilité des maçonneries.

1° La pression du vent étant nulle.

Volume de la maçonnerie d'un pied d'arc : 27^{m³},45.

Poids de la maçonnerie d'un pied d'arc : $27,45 \times 2\ 000^k = 54\ 900^k$.

Le poids propre de la passerelle sur un pied d'arc : $\frac{57\ 820^k}{2} = 28\ 910^k$.

Pression à la base de la maçonnerie. 83 810^k.

Le coefficient de frottement sur la maçonnerie de la terre ordinaire légèrement mouillée est de 1,40; il en résulte que l'effort nécessaire pour déterminer le glissement du bloc sur le terrain est de $83\,810^k \times 1,40 = 117\,330^k$.

La poussée n'étant que de $25\,000^k$, la stabilité est assurée.

2° *La pression du vent étant de 100 kilos.*

Pression de la maçonnerie d'un pied d'arc : $54\,900^k$.

Effort de soulèvement d'un pied d'arc : $53\,590^k$.

Pression sur la base de la maçonnerie : $1\,310^k$.

Frottement provenant des maçonneries et tendant à résister à la poussée :

$$1\,310^k \times 1,40 = 1\,840^k.$$

La poussée étant de $25\,000^k$, l'effort que les terres en contact avec la surface verticale de la maçonnerie supportent dans le sens vertical est de

$$25\,000^k - 1\,840^k = 23\,160^k.$$

La surface de la maçonnerie dans le sens vertical est de $2^m,50 \times 2^m,80 = 7^m^2$.

La surface en centimètres carrés = $7^m,00 \times 100^2 = 70\,000^c^2$.

Le terrain supporte donc dans le sens vertical un effort de $\frac{23\,160^k}{70\,000} = 0^k,330$.

3° *Pression en centimètres carrés sur la base de la maçonnerie.*

Pression totale à la base de la maçonnerie : $79\,310^k$.

Surface de la base de la maçonnerie : $4^m,5 \times 1^m,8 = 8^m^2,10$.

Surface de cette base en centimètres carrés : $8^m^2,10 \times 100^2 = 81\,000^c^2$.

L'effort supporté par la base est de $\frac{79\,310^k}{81\,000} = 0^k,98$ par centimètre carré quand la pression du vent est nulle.

Si cette pression est de 130^k par mètre carré, tout le poids de la passerelle est supporté par un seul arc; d'où il suit que la pression sur un pied d'arc le plus chargé est de $50\,400^k + 57\,820^k = 108\,220^k$.

L'effort supporté par la base est de $\frac{108\,220^k}{81\,000} = 1^k,34$ par centimètre carré.

8° *Solives du plancher.*

Surcharge par mètre courant . . .	$300^k \times 0,70 =$	210^k
Solives et platelage		$\frac{40^k}{250^k}$
Charge par mètre courant		250^k

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{250 \times 1,25^2}{8} = 49,$$

$$\frac{1}{n} = 0,000\,085, \text{ (fig. 29.)}$$

$$R = \frac{49}{85} = 0^k,58.$$



FIG. 29.

9° Platelage.

Surcharge par mètre courant.	$0,21 \times 300^k =$	63^k
Platelage.		17^k
Charge par mètre courant sur une planche.		80^k

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{80^k \times 0,61^2}{8} = 3,7,$$

$$\frac{I}{n} = \frac{0,030^3 \times 0,210}{12 \times 0,015} = 0,0000315 \text{ (fig. 30.)}$$

$$R = \frac{3^k,7}{31,5} = 0^k,118.$$

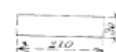


Fig. 30.

Les huit pylones en charpente furent montés tout assemblés et d'une seule pièce ; le mérite de cette difficile opération revient à MM. Richebois et Grenié, les entrepreneurs.

Autres passerelles. — Les quatre passerelles énumérées plus haut se distinguaient surtout par la variété des types adoptés.

Dans celle du pont d'Iéna, tout en bois, la poutre dite Américaine fut imposée à M. Poirier, le constructeur. Dans les quatre dernières on fit usage de ponts démontables en fer. Au pont des Invalides, le système Seyrig (Compagnie Française du matériel des Chemins de fer) et le système Brochocki ; sur la tranchée du quai d'Orsay (côté du Gros-Caillou), le système Eiffel ; sur la même tranchée (côté de Grenelle), le système de Schryver, furent employés.

Dans toutes ces passerelles, la largeur de 6 mètres fut observée, au besoin en accolant deux passerelles du même système. On admit une surcharge de 300 kilos par mètre carré pour les tabliers ; cette surcharge fut, par exception, portée à 400 kilos pour les passerelles du pont d'Iéna.

Enfin, chacun de ces ouvrages fut considéré comme objet d'Exposition établi en location, et la participation de l'Administration se borna à la dépense des culées, plates-formes, escaliers d'accès et points d'appui.

La longueur du développement total était la suivante :

	mètres.
Passerelles Poirier (côté Passy)	31 28
— (côté Paris)	32 29
Passerelles Schriver.	64 28
— Eiffel	62 16
— de l'Alma	65 10
— de Seyrig.	16 52
— Brochocki	34 80
	306 43

Les plates-formes du pont d'Iéna venaient s'ajouter à ce chiffre pour 20 mètres.

Sauf la passerelle de l'Alma édifiée sur les plans et sous la direction de M. Gauthier pour la partie architecturale, et sous le contrôle de M. Contamin pour la partie métallique, tous les travaux furent exécutés sous la surveillance de M. Lion, ingénieur.

VOIES FERRÉES

I, — Voies destinées au transport des matériaux de construction et des produits exposés. — Le transport à pied d'œuvre des matériaux destinés à la construction des Palais et celui des produits exposés, dont quelques-uns avaient un poids considérable, présentait une grosse difficulté et dès que les dispositions générales de l'Exposition furent arrêtées, il fallut aborder et chercher les moyens d'en triompher.

Le camionnage par voie de terre, qui s'offrait à l'esprit comme première ressource, pouvait suffire pour les objets fabriqués dans Paris même; pour les produits incomparablement plus nombreux expédiés de province et de l'étranger, il n'eût jamais permis de mettre chaque chose en place dans un temps relativement très court.

Aussi, dès les premiers jours, décida-t-on la création d'un réseau

de voies ferrées destinées à desservir les différentes parties du Champ de Mars.

Le plan général (Série C, Planche 1) indique les dispositions prises en vue de ce résultat.

L'emplacement des voies a été choisi de manière à desservir également les galeries des Expositions diverses et le Palais des Machines sans aucune gêne pour les installations, et à concilier le retour des wagons vides avec la circulation des wagons chargés, circonstance essentielle pour assurer le service de l'exploitation dans les meilleures conditions de rapidité et d'économie.

Quarante plaques tournantes, dont trente-huit de 4^m,50 de diamètre et deux de 5^m,15, 7 143 mètres de rails, formaient le matériel fixe. Le réseau se composait :

1° De deux voies principales : une d'arrivée et une de départ, et d'une voie de manœuvre pour les machines;

2° D'un ensemble de voies reliées entre elles et aux voies principales, disposées en carré pour permettre l'approche des wagons chargés sur tous les points de l'Exposition.

Toutes ces voies furent établies à la même cote 35.35.

Elles étaient raccordées à la gare du Champ de Mars par une ligne coupant le Jardin bas central de l'Exposition. Son tracé présentait deux courbes, l'une de 160 mètres, l'autre de 300 mètres de rayon, avec une déclivité maxima de 0,0083.

Malgré le développement de ce réseau, on reconnut en cours de travaux la nécessité de l'augmenter d'une façon notable.

Les entrepreneurs de constructions métalliques établirent des lignes provisoires.

Ils firent poser dans le Parc et à leurs frais, par la Société des Ponts et Travaux en fer, une voie étroite qui, traversant le Jardin haut près de la Terrasse, derrière la Fontaine centrale, longeait chacune des façades du Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux jusqu'aux Dômes; au Palais des Machines, la Compagnie de Fives-Lille installa un tronçon temporaire.

La plus importante augmentation fut réalisée après l'achèvement

des Palais, et par suite des besoins mêmes du service général de l'Exposition.

Dès le début, il avait été décidé que le raccordement dans le Parc avec la gare du Champ de Mars disparaîtrait trois semaines avant l'ouverture de l'Exposition, pour permettre l'enlèvement du remblai sur lequel il était établi et la transformation de l'emplacement en jardin. A l'époque indiquée, la suppression pure et simple aurait empêché l'entrée de beaucoup de produits en retard. Pour éviter cet inconvénient, une nouvelle voie fut établie en bordure et le long de l'avenue de Suffren. A niveau sur un assez grand parcours, elle se reliait aux voies de la gare de la Compagnie de l'Ouest par deux raccordements : l'un consistant en un simple changement à deux voies, l'autre comportant un pont tournant de 12 mètres de diamètre pour les voitures et machines à grand écartement d'essieux exposées par les différentes Compagnies de chemins de fer.

A son extrémité amont, cette voie auxiliaire rejoignait en deux points le réseau du Champ de Mars.

La distribution des matières transportées s'opérait de la manière suivante. Les wagons, au nombre de douze en moyenne par train, étaient amenés par machine sur la voie d'arrivée, à proximité de la voie transversale qu'ils devaient suivre pour se rendre à pied d'œuvre. De ce point, les wagons chargés étaient poussés à bras, et, après déchargement, ramenés par les voies de retour sur la ligne principale du départ, où la machine, ayant passé sur la voie de manœuvre, les reprenait pour les rentrer en gare du Champ de Mars.

La précision des ordres de service, une surveillance très active, le bon entretien des voies, maintinrent une régularité constante dans la manutention; il ne s'est produit ni accident ni encombrement. Et cependant l'étendue du réseau subit des augmentations importantes.

Telle est, dans son ensemble, l'organisation adoptée avant l'Exposition.

La construction et l'exploitation ne donnèrent lieu à aucun incident.

Pendant l'Exposition, une partie seulement des voies était de nature à être conservée : c'était celle qui pouvait être facilement dissimulée au moment de l'ouverture, et se prêter ensuite à un rétablissement immédiat, notamment dans les passages réservés à la circulation, tant à l'intérieur qu'à l'extérieur des Palais.

La cote adoptée pour l'établissement des voies était inférieure de 0^m,25 à celle adoptée pour le niveau général du sol (35^m,60). Les voies extérieures aux Palais furent recouvertes de sable, les voies intérieures de trappes en parquets, préparées et ajustées d'avance, qui en moins de deux jours furent amenées du lieu de dépôt, quai de Javel, et mises en place.

Après l'Exposition, les voies ferrées ont servi à l'enlèvement des produits exposés et des matériaux de démolition d'un certain nombre de constructions, mais avec une modification de l'organisation primitive.

La réexpédition des objets avec la voie unique de l'avenue de Suffren eût été très longue : il fallait à l'intérieur du Champ de Mars en ajouter une seconde aboutissant à la gare.

L'emplacement de celle qui avait traversé le Parc autrefois n'était utilisable qu'à la condition de refaire un remblai considérable et de détruire une partie du Jardin destinée à être conservée. Il ne pouvait donc en être question. Après diverses études et entente avec la Compagnie de l'Ouest, la voie fut posée sur toute la longueur du Palais des Arts libéraux en moins de huit jours. Sa rampe maxima était de 0,09, et son plus petit rayon de courbe de 85 mètres.

Malgré cette déclivité et cette faible courbe, le service de l'exploitation fonctionna très régulièrement et sans accident. La vitesse des trains dut seulement être très réduite.

Pendant toute sa durée, le réseau des voies ferrées rendit ainsi des services continus, mais qui entraînèrent d'assez fortes dépenses.

Différentes raisons expliquent cette circonstance : d'abord la longueur considérable des voies (près de 8 kilomètres) ; une instal-

lation extrêmement solide ensuite, imposée par un intérêt de sécurité publique; enfin l'obligation de louer le matériel de la voie, obligation qui mettait l'Administration dans la nécessité absolue de s'adresser à des Compagnies déterminées sans pouvoir établir de concurrence entre elles. Et cependant cette solution était préférable à un achat direct du matériel, suivi deux ou trois ans plus tard d'une vente à de mauvaises conditions. Il aurait même été très difficile de se procurer en très peu de temps toutes les plaques tournantes nécessaires.

D'ailleurs une combinaison intervenue avec la Compagnie de l'Ouest résolut la question dans les meilleures conditions possibles.

En voici les clauses principales :

La Compagnie fournissait les rails, coussinets, éclisses, plaques tournantes..., etc., le loyer étant proportionnel au temps pendant lequel la Direction des travaux garderait le matériel. La Compagnie livrait ses fournitures en gare du Champ de Mars. L'Administration des Travaux de l'Exposition faisait exécuter les travaux par un entrepreneur de son choix, agréé par la Compagnie, sauf les modifications intérieures de la gare du Champ de Mars causées par la création du nouveau réseau, que la Compagnie de l'Ouest se réservait d'exécuter elle-même, aux frais de l'Exposition.

Après réception de la voie, la Compagnie de l'Ouest se chargeait de l'exploitation, de l'entretien en état des passages à niveau, moyennant le prix de 1 franc par tonne de marchandises transportées dans le Champ de Mars, prix acquitté par les destinataires. La Direction des Travaux assurait le bon entretien des voies, la surveillance des manœuvres à bras et le graissage des plaques tournantes.

Ces conventions firent l'objet de deux contrats : l'un, en date du 17 novembre 1886, fixant les conditions générales des marchés de location¹; l'autre, en date du 13 novembre 1887, fixant les conditions de l'exploitation pendant la période des travaux.

1. Voir *Annexes*.

Elles se complétèrent des marchés conclus :

1° Avec MM. Grenier père et fils pour le ballastage et la pose des voies ;

2° Avec MM. Gaillot et Gallotti, pour la construction de la voie latérale à l'avenue de Suffren ;

3° Avec les Chemins de fer de l'État, pour la location du pont tournant de 14 mètres de diamètre établi dans la gare du Champ de Mars.

Il n'est ici question que de la période des travaux. Des conditions spéciales furent faites pour le transport des produits exposés.

La dépense kilométrique atteignit 32 000 francs.

C'est un chiffre élevé ; mais il importe de ne point oublier qu'il s'est trouvé augmenté dans des proportions sensibles par le nombre considérable de plaques tournantes qu'il a fallu installer. On a pu d'ailleurs effectuer des transports de grande importance, puisque le tonnage a été de 57 600 tonnes, se répartissant entre :

	Tonnes.
Matériaux pour les travaux.	27 600
Objets exposés.	30 000

Il est nécessaire d'ajouter que cette dépense a paru devoir s'augmenter du montant des droits d'octroi calculés sur le poids total des rails, coussinets, plaques tournantes, etc., employés. L'Administration de l'Exposition avait demandé que ces objets fussent exceptés de toute taxe, se fondant principalement sur ce que le réseau à créer constituait un prolongement du réseau de la Compagnie de l'Ouest ; que l'enceinte de l'Exposition était constituée en entrepôt, et enfin sur ce que, au bout de trois ans, tous les rails, coussinets, etc., seraient réexpédiés sur Paris. Elle consentait d'ailleurs à ce que le poids des quantités introduites fût pris en charge et les droits acquittés sur les quantités non représentées à la sortie.

L'Administration de l'Octroi, au contraire, prétendait que, le réseau en question n'ayant pas été reconnu d'intérêt général, et les tarifs de transport n'ayant pas été homologués, la demande

de l'Exposition ne pouvait être prise en considération, et qu'on ne pouvait admettre que des matériaux de construction *non exposés* fussent admis en franchise dans Paris.

L'État a maintenu énergiquement son interprétation, qui est en tous points conforme au droit et à l'équité.

Les travaux, commencés le 9 août 1887 pour le réseau principal, ont été terminés vers la fin de 1888, époque à laquelle on put seulement achever la pose de toutes les voies du Palais des Machines. Les voies principales sur lesquelles circulaient les machines ont été achevées dès le 15 juillet 1887 et reçues le 20 du même mois par la Compagnie de l'Ouest. Tous ces travaux ont été exécutés avec une grande activité et régularité sous la direction de M. Charton, Ingénieur en chef adjoint du Contrôle des constructions métalliques, ayant pour principal agent M. Journès, ancien Chef de section des Chemins de fer de l'État.

II. — Voies destinées aux Visiteurs. — En 1867 et 1878, les espaces réservés aux installations avaient pu être concentrés. En 1889, l'éloignement considérable des points extrêmes était une cause de gêne et de fatigue, qu'il importait d'atténuer autant que possible. L'idée d'un chemin de fer sillonnant les parties principales de l'Exposition se présentait naturellement à l'esprit.

On ouvrit au mois de juillet 1887 un concours pour la réalisation de cette idée. Le programme, très précis, en fut dressé par le Chef du service mécanique et électrique de la Direction de l'Exploitation. Le tracé de la ligne formait un circuit fermé, partant de l'esplanade des Invalides, longeant le quai d'Orsay jusqu'au pont d'Iéna, gagnant l'avenue de Suffren, et suivant l'avenue de La Motte-Picquet jusqu'à l'esplanade des Invalides, pour revenir à son point de départ par la rue de Constantine.

Trois projets seulement furent présentés par MM. Decauville aîné, Severac et Eugène Hénard. Les deux premiers projets étaient des chemins de fer à voie étroite. Le projet de M. Eugène Hénard consistait à établir un plancher continu garni de sièges sur une

chaîne sans fin de wagons occupant tout le circuit. Cette chaîne, mue par une série de moteurs électriques placés de distance en distance et commandés par un poste central, était animée d'une vitesse réduite de 5 kilomètres à l'heure. Placée dans une petite tranchée qui mettait la plate-forme mobile presque au niveau du sol, elle était accessible sur tous les points de son parcours. Elle devait tourner constamment sur elle-même, et s'arrêter 15 secondes toutes les minutes pour en faciliter l'usage aux femmes ou aux personnes âgées ou timorées. Des postes de surveillants, échelonnés sur le circuit et en communication électrique avec le poste central moteur, permettaient d'arrêter instantanément le train continu en cas d'accident. D'après le mémoire de l'auteur, ce nouveau mode de transport devait permettre de prendre ou de quitter, même pendant la marche, la plate-forme mobile à un point quelconque du parcours, en supprimant toute station spéciale et tout rassemblement de foule.

Malgré l'intérêt que présentaient ces projets, aucun d'eux ne répondant aux conditions du programme du concours, la Direction générale des Travaux dut reprendre la question, et étudier complètement un nouveau projet, dont l'exécution, mise en adjudication, imposait au futur concessionnaire une série d'obligations, mais l'autorisait à se rembourser de ses dépenses par une redevance perçue sur les visiteurs transportés.

Une double préoccupation avait inspiré le travail de l'Administration : ne pas gêner la circulation des voitures et piétons sur les voies publiques en contact avec le chemin de fer projeté ; réduire au minimum les travaux d'art à effectuer sur le parcours.

La ligne partait de l'angle du quai d'Orsay et de la rue de Constantine sur l'esplanade des Invalides, traversait à niveau la place dans sa largeur, pour atteindre la contre-allée du quai d'Orsay entre les rangées d'arbres voisins des maisons. Après avoir franchi à niveau le boulevard de La Tour-Maubourg, le quai d'Orsay jusqu'à 90 mètres de l'axe du pont de l'Alma, elle entraînait en tranchée sur une longueur de 80 mètres, passait sous un pont de 20 mètres, et

regagnait par une tranchée de 70 mètres le niveau de la contre-allée; continuant à suivre le quai d'Orsay, elle se raccordait à la hauteur de l'avenue de La Bourdonnais avec la voie aboutissant à la gare du dépôt, s'engageait à nouveau, à 123 mètres de l'axe du pont d'Iéna, dans une tranchée suivie d'un tunnel de 40 mètres et d'une dernière tranchée de 133 mètres, et reprenait le niveau du quai jusqu'à l'avenue de Suffren. Arrivé à cet endroit par une courbe en pente de 43 mètres de rayon, elle longeait la chaussée sur 95 mètres empruntait ensuite le trottoir, agrandi de 3 mètres jusqu'à l'avenue de La Motte-Picquet, où elle s'arrêtait. (Série B, Planches 14, 15, 16 et 17.)

Sur tout le parcours, il existait une voie de montée et une voie de descente; la station des Invalides avait de plus une voie de garage de 0^m,75. Des plaques tournantes et des lignes de raccordement avec des aiguillages nombreux permettaient le passage des machines et trains d'une voie à une autre.

Les ouvrages d'art comportaient l'exécution d'un pont au carrefour Rapp et d'un tunnel au pont d'Iéna.

Au premier de ces points, pour obtenir partie de la hauteur nécessaire au passage des trains, on dut couper l'égout collecteur, démolir la voute sur une hauteur de 1^m,20, et appuyer sur les pieds-droits mêmes la plate-forme de la voie. Grâce à l'élévation de la galerie, cette modification n'arrêta pas le service du collecteur, qui conservait encore au-dessous de la banquette une ouverture de 1^m,99 pour la circulation des wagonnets et des égoutiers. La plate-forme était constituée par un plancher formé de rails de 35 kilos posés jointivement sous les voies montantes et descendantes, et de madriers dans l'entre-voie et sur les deux côtés, le tout recouvert de ballast. (Série B, Planche 18.)

Cette première opération dut être complétée par une seconde. La distance entre l'égout réduit et le sol extérieur était insuffisante pour le passage des trains: on dut surélever le niveau de la chaussée du carrefour Rapp. Cette surélévation atteignit 1^m,50 à la rencontre du prolongement de l'axe du pont de l'Alma et du chemin de fer.

Le pont installé dans ces conditions avait 5^m,80 de largeur. Il reposait sur de très fortes poutres en bois horizontales avec entailles à leurs extrémités, formant butées, s'appuyant sur des pieux verticaux moisés à la partie inférieure, assis eux-mêmes sur une fondation en béton de 0^m,81 en contre-bas de la plate-forme de la voie.

Sur ces poutres, une série de madriers jointifs supportaient un pavage en bois posé sur béton de 0^m,10 d'épaisseur.

Aux essais, ce pont supporta un poids de 1 753 kilos par mètre carré, avec une flexion de 0^m,003 seulement.

Le tunnel du pont d'Iéna fut construit sur le même type en ce qui concerne le pont ; mais l'absence d'égout permit de descendre beaucoup plus bas en tranchée, sans changer le niveau extérieur du sol.

Les terres des tranchées étaient retenues par un système de madriers de 0,22/0,08, avec montants de 0,20/0,20 solidement butés au pied, reliés en tête par une longrine, et assujettis par des moises boulonnées à des pieux battus en arrière de la tranchée.

Grâce aux combinaisons employées, le chemin de fer n'apporta pas de trouble sérieux à la circulation publique dans les parties où son activité était précieuse à ménager.

Pour les passages à niveau, aucune disposition d'exception n'était prescrite.

Trois gares et deux haltes se rencontraient sur le parcours dans l'ordre suivant :

Gare de la Concorde : angle du quai et de la rue de Constantine;

Halte de l'Agriculture : entre les rues Malar et Jean-Nicot;

Halte de l'Alimentation : à la hauteur du Palais de l'Alimentation;

Gare de la Tour Eiffel : du côté aval du tunnel du pont d'Iéna;

Gare des Machines : presque à l'angle des avenues de La Motte-Picquet et de Suffren.

Ces gares, bâties en bois, d'un modèle élégant, étaient surtout des bureaux de distribution de billets. Les voyageurs attendaient les trains sous des velums tendus au-dessus des voies et dans la

largeur des gares. La gare de dépôt, située à l'angle du quai d'Orsay et de l'avenue de La Bourdonnais, servait à remiser le matériel au repos : elle occupait un terrain de la Ville de Paris mis gratuitement à la disposition de l'Exposition.

Dans toutes les parties à niveau, en dehors des voies publiques et de l'esplanade des Invalides, des barrières isolaient le chemin de fer ; des portes mobiles enfermaient, au moment du passage des trains, les parties de la voie publique empruntées par la ligne du chemin de fer.

Les travaux de terrassement, commencés le 1^{er} août 1888, prirent fin le 15 avril 1889.

La pose des voies, inaugurée le 9 décembre 1888, était terminée le 1^{er} mai 1889 pour la section comprise entre la Tour Eiffel et l'Esplanade, le 20 juin 1889 pour la moitié comprise entre la Tour Eiffel et la Galerie des Machines. Cette dernière section ne put être terminée en même temps que la première, parce que l'emplacement laissé à la voie normale de l'avenue de Suffren, et qui lui était nécessaire, ne fut disponible que très tard.

La construction des gares ne fut achevée qu'à l'ouverture même de l'Exposition.

Enfin le matériel, composé de huit machines et trente-deux voitures système Decauville, fut rendu sur place le 1^{er} mai 1889.

MM. Gaillot et Gallotti acceptèrent seuls l'exécution aux conditions du cahier des charges. Un ordre de service du Directeur général des Travaux, en date du 17 juillet 1888, les plaça sous la surveillance et le contrôle de M. Lion, ingénieur, pour la construction de la voie proprement dite, y compris tunnels et bâtiments, et sous ceux de M. Charton, ingénieur en chef adjoint des Constructions métalliques, pour l'étude et le choix des signaux, l'examen et la désignation des appareils de sécurité, la mise en place de ces appareils, l'étude et l'acceptation du matériel roulant, enfin pour l'exploitation.

La réception de la voie fut faite par une Commission composée de :

MM. Mayer, Ingénieur des ponts-et-chaussées attaché au contrôle des Tramways dans le département de la Seine ;

Contamin, Ingénieur en chef du contrôle des Constructions métalliques ;

Charton, Ingénieur en chef adjoint ;

Lion, Ingénieur.

	Fr.
Les travaux du chemin de fer, y compris bâtiments, clôtures et accessoires, ont coûté.	275 000 »
La pose de la voie, le ballastage, la pose des signaux, grues, plaques tournantes, voies de service et aiguillage, ont coûté.	25 000 »
La valeur du matériel fixe, voie, aiguillage, signaux, grues, plaques, téléphone, etc., a été de.	108 000 »
La valeur du matériel roulant : 8 machines et 32 voitures, était de	308 000 »
Enfin la remise en état a coûté.	50 000 »

L'exploitation n'exigea aucune prescription spéciale.

Les précautions les plus minutieuses furent prises pour éviter tout accident.

La longueur des trains, l'horaire, la vitesse, furent réglés avec grand soin, tant pour accélérer la circulation au-dedans de l'Exposition que pour garantir celle du dehors, et principalement au boulevard de Latour-Maubourg, où les trains devaient se croiser.

Les mesures prises réduisirent à *un* le nombre des accidents, et cependant le nombre des voyageurs dépassa le chiffre de 6 millions.

Enfin cette entreprise, qui n'avait pu trouver à l'origine de partisans convaincus, que l'Administration avait dû donner pour une somme insignifiante (0 fr. 10 de redevance pour 100 francs de recette), procura des bénéfices considérables aux concessionnaires MM. Gaillot, et Gallotti, et à M. Decauville, leur associé pour l'exploitation.

Elle a versé à l'Exposition une somme totale de : 1 585 fr. 02.

Il importe d'ajouter que ce chemin de fer a non seulement servi au transport des visiteurs, mais encore à la manutention des caisses et colis des exposants.

APERÇU CHRONOLOGIQUE SUR LA MARCHE DES TRAVAUX

Les travaux de clôture et de sondages furent à peu près les seuls exécutés sur le chantier du Champ de Mars pendant l'hiver 1886-1887. Quelques opérations préliminaires eurent néanmoins lieu, ou furent mises en cours pendant cette période. Les jardiniers commencèrent à déplanter les arbres qui gênaient les constructions projetées, mirent en cavalier les terres végétales à l'emplacement des futurs pavillons et des pieds de la Tour; la balustrade de l'ancienne terrasse fut enlevée. Mais l'effort réel de la Direction se porta sur l'achèvement des devis généraux d'abord, des projets de détail ensuite, et sur la mise en adjudication des parties complètement étudiées.

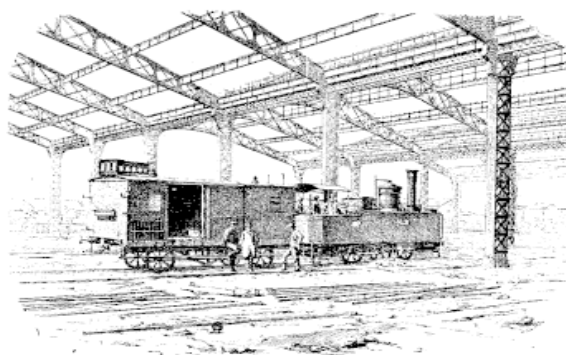
Ce fut l'époque de la conclusion avec la Compagnie de l'Ouest d'une part, et avec MM. Grenier d'autre part, d'une convention pour l'établissement des voies ferrées; ce fut l'époque des adjudications des fermes métalliques de 25 mètres des Galeries des Expositions diverses (4 décembre 1886), des maçonneries de fondations de ces galeries (20 décembre 1886), des verres striés (31 janvier 1887), du nivellement général et du réseau d'égouts (4 février 1887), des terrassements et maçonneries des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux (28 février 1887).

A cette dernière date, le printemps était proche, et l'activité la plus grande allait se manifester sur tous les points du chantier par la mise à exécution de tous les projets pour lesquels les entrepreneurs étaient désignés.

La même période vit aussi l'organisation de la Direction prendre son fonctionnement régulier, non seulement dans les rapports des services intérieurs entre eux mais encore avec le Commissariat général, les Directions générales des Finances et de l'Exploitation, et la Commission de contrôle dite des Quarante-trois.

Cette dernière Commission prenait en janvier 1887 connaissance des devis généraux du Champ de Mars appuyés des plans des édifices : elle les approuvait et autorisait les dépenses.

C'est au printemps de 1887 que furent réellement entrepris les grands travaux des Palais, dont nous allons maintenant aborder l'étude.

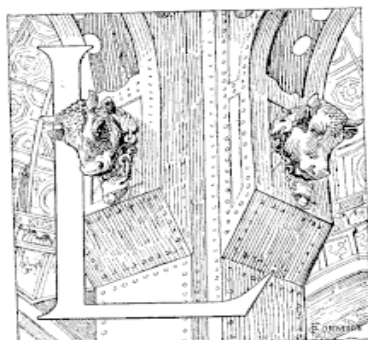




CHAPITRE II

PALAIS DES BEAUX-ARTS ET DES ARTS LIBÉRAUX GALERIES RAPP ET DESAIX

1. — Plan et Description générale.



UNE des dispositions les plus heureuses de l'Exposition universelle de 1889 consistait à élever, à droite et à gauche du Champ de Mars, perpendiculairement à la Seine, le long des avenues Suffren et La Bourdonnais, deux bâtiments identiques comme aspect et comme dimensions, destinés tous les deux à encadrer d'une façon grandiose le Parc central et sa fontaine monumentale. (Série D, Pl. 1 à 11.)

D'après les données générales du programme, chacune de ces constructions devait comprendre une nef centrale, longue de 209^m,30, large de 53^m,50, entourée de galeries de 15 mètres de largeur, et, du côté de l'École militaire, un vestibule de 30 mètres sur 120 mètres de longueur, servant de trait d'union avec les sections des industries diverses.

La destination de ces Palais était déterminée d'avance. Celui de droite, indépendamment de l'Histoire rétrospective du Travail,

devait abriter les expositions afférentes au groupe II, c'est-à-dire l'Éducation, l'Enseignement, l'Imprimerie, la Librairie, les Arts du dessin, la Médecine et la Chirurgie, les Instruments de géographie et de précision : tout ce qui, en un mot, contribue à la diffusion de la science et aux progrès de l'esprit humain. L'autre Palais était affecté aux Beaux-Arts, dont l'installation avait été, dans les expositions précédentes, quelque peu sacrifiée. En 1878, notamment, l'Exposition internationale de Peinture et de Sculpture modernes, aménagée dans une suite de galeries situées dans l'axe longitudinal du Champ de Mars, se trouvait séparée de l'Exposition rétrospective des portraits nationaux, qu'on avait dû organiser séparément dans les salles du Trocadéro. Pour l'Exposition du Centenaire, appelée à réunir, à la fois, l'exposition décennale des Artistes français et étrangers de 1878 à 1889 et la collection de chefs-d'œuvre que l'Art français a produits depuis 1789 jusqu'à nos jours, il était préférable de grouper ces richesses dans un monument spécial pouvant lui-même offrir un spécimen remarquable de l'architecture moderne et des procédés industriels auxquels elle emprunte ses éléments décoratifs. Une fois ces grandes lignes arrêtées, il restait à déterminer le choix des matériaux ainsi que le caractère propre à chacune de ces constructions, en recherchant à la fois la nouveauté des formes et l'originalité d'un style vraiment français.

L'obligation de recouvrir une grande surface sans points d'appui intermédiaires, les vastes proportions de ces deux Palais, leur élévation et les délais très restreints assignés pour leur exécution, imposaient naturellement l'emploi du fer. D'autre part, la céramique offrait ici une ressource précieuse, en venant, avec le modelé de ses revêtements polychromes, dissimuler la sécheresse d'aspect des ossatures métalliques.

Si le rôle assigné à chaque Palais exigeait de notables différences dans les installations intérieures, qui avaient été laissées d'ailleurs aux soins de la Direction de l'Exploitation, en revanche, leur construction présentait une similitude à peu près complète. Il

suffira donc d'exposer les dispositions générales du Palais des Arts libéraux pour faire, par cela même, connaître celles du Palais des Beaux-Arts, tout en notant, au fur et à mesure de cette description, les quelques dissemblances qu'offre chacun d'eux.

Une charpente métallique, dont le sommet forme une voûte en berceau surbaissée, constituait la nef centrale de l'édifice. Elle était composée de grandes fermes courbes ayant 28^m,07 de hauteur au faitage. Au milieu de cette nef, qu'accompagnaient de chaque côté des balcons en encorbellement (au Palais des Beaux-Arts, ces balcons n'existaient pas), s'élevait, à 56 mètres de hauteur, dans l'axe longitudinal du Palais, une coupole d'une ossature très fine, portée sur quatre piliers isolés, dont la hardiesse augmentait la profondeur de la nef et accentuait ses vastes proportions. D'élégantes arcatures en forme d'ogives surbaissées reliaient ces piliers au reste de la construction. Au dessus de cet ensemble régnait une première ceinture circulaire ajourée d'œils-de-bœuf encadrés de briques émaillées et qui constituait l'étage d'attique. De cette ceinture partaient des demi-fermes courbes venant aboutir à une couronne intérieure à laquelle s'attachaient le fleuron et la clef pendante qui terminaient l'édifice.

Des escaliers doubles, situés aux deux extrémités de la nef centrale, conduisaient, par quatre paliers droits, aux galeries du premier étage ainsi qu'au balcon de la galerie Desaix. Afin de laisser toute facilité pour l'exposition d'objets dont elle ignorait forcément alors la nature et le nombre, la Direction des Travaux s'était bornée à livrer de vastes galeries largement éclairées, en laissant l'agencement intérieur à la fantaisie des exposants, libres d'orner et d'agréments à leur guise les espaces mis à leur disposition.

Du côté de Grenelle et vers la Seine, toute la galerie du rez-de-chaussée du Palais des Arts libéraux avait été close, pour servir entièrement aux diverses expositions, tandis que, sur la terrasse du Parc, la galerie était ouverte au rez-de-chaussée : la moitié antérieure formait un promenoir couvert ; l'autre moitié était occupée par des restaurants.

Au Palais des Beaux-Arts, la façade sur l'avenue de La Bourdonnais, au lieu d'être affectée aux exposants, était réservée pour moitié aux établissements de consommation et pour moitié à la circulation publique, comme sur le jardin.

Dans cet édifice, le vestibule d'honneur se trouvait au centre, sous une coupole absolument semblable, comme forme et comme décoration extérieure, à celle du Palais des Arts libéraux; il renfermait de plus un grand escalier à double révolution conduisant aux salles du premier étage, qu'occupait la Peinture française et étrangère, tandis que le vestibule lui-même et la galerie Rapp étaient consacrés à la Sculpture.

Dans l'axe du dôme, trois arcades plein-cintre accusaient l'entrée principale de chaque Palais. Elles étaient épaulées, à droite et à gauche, par des pylônes surmontés d'un campanile et reliées par un attique qui couronnait les arcades.

Au-dessus de l'entrée d'honneur dans les deux Palais, se profilait la coupole émaillée de tons blanc, bleu, jaune et or, qui l'entouraient d'une chaude lumière et de reflets chatoyants.

A droite et à gauche de cette entrée s'étendaient, jusqu'aux pavillons extrêmes, les portiques ouverts des promenoirs extérieurs. Chaque travée de la façade était composée par des piliers carrés dont le socle reposait sur la maçonnerie, à la hauteur de la frise, et que reliait un arc métallique. Ces piliers étaient décorés de terres cuites. Ils étaient reliés entre eux par des lignes horizontales de terre cuite et de fer formant l'appui du premier étage, l'entablement et l'attique de couronnement. Entre les piliers, de légères colonnettes en fonte soulageaient les poutres. Les grandes baies cintrées qui se trouvaient immédiatement au-dessus étaient garnies de grands châssis vitrés. L'attique était interrompu, au droit de chaque pilier, par un piédestal dont l'amortissement recevait la hampe d'une bannière.

Dans la direction de la Seine, deux pavillons couronnés d'une corniche en charpente peinte et dorée, et recouverts, l'un et l'autre, d'un dôme établi sur plan carré, limitaient les façades de chacun des

deux palais. Ils étaient, comme le motif central, traités en maçonnerie revêtue de briques et de terres cuites. La masse de ces pavillons contrebutait énergiquement les travées métalliques des façades et accusait d'une façon nette les angles du monument. A l'extrémité opposée, des pignons en maçonnerie, encadrés de grands pylones formant avant-corps, jouaient un rôle analogue. Au milieu s'ouvrait une arcade plein-cintre constituant un porche couvert, qui donnait accès aux galeries Rapp et Desaix. L'arcade était couronnée de frises en terre cuite et de consoles en bois peint. L'entrée de la galerie Rapp donnant sur l'avenue de La Bourdonnais était précédée d'un grand perron droit, et chacun des pylones était surmonté d'un groupe d'enfants supportant un globe lumineux.

Telle était, dans les lignes générales, cette partie de l'Exposition.

II. — Fondations. — L'importance des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, et les conditions d'exécution qui, dès l'origine, leur avaient été assignées, amenèrent la Direction à prévoir pour ces édifices des fondations particulièrement résistantes.

Les substructions ne pouvaient s'appuyer sur aucune des couches de remblai formant sur une assez grande profondeur la partie supérieure du sol du Champ de Mars : elles durent être descendues jusqu'au sol naturel, qu'on rencontrait seulement, en cet endroit, à 5 et même 6 mètres en contre-bas, c'est-à-dire à peu près au niveau du lit de la Seine (28 mètres au-dessus du niveau de la mer).

L'adoption du système de construction par travées comportait des points d'appui principaux très chargés et des remplissages relativement légers.

On se contenta de forer, à l'emplacement des piliers, des puits qui furent reliés les uns aux autres par des arcs en meulière. Les substructions affectèrent en plan la forme d'un vaste rectangle, à l'intérieur duquel, à 15 mètres de chacun des grands côtés et parallèlement à eux, s'étendaient deux nouvelles lignes de constructions.

En outre, une série de points d'appui se trouvait dans l'intérieur de l'enceinte ainsi constituée.

La section des puits, circulaire ou elliptique, variait de 1^m,20 à 2^m,50 et même 3^m,50 de diamètre, suivant les emplacements et proportionnellement aux charges.

Chacun de ces puits fut rempli de béton de chaux hydraulique, fortement pilonné par couches, jusqu'à une arase commune (33^m,35), faite d'une chape en ciment.

C'est au-dessus de cette arase que des arcs en maçonnerie de meulière et chaux hydraulique furent construits sur la terre battue en cintre, pour relier les têtes des puits et porter les murs exécutés en même maçonnerie jusqu'au sol des Palais.

L'arase des puits en béton correspondant à peu près à l'ancien niveau du Champ de Mars et le sol nouveau des terrasses se trouvant sensiblement plus élevé à l'emplacement des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, les arcs et les maçonneries de meulière qu'ils supportaient durent être remblayés de chaque côté sur une hauteur de 2 mètres.

L'ensemble des mouvements de terre atteignit 150,000 m. c. Ce travail considérable fut achevé en très peu de temps par le service du nivellement général, malgré les difficultés de toute nature qu'occasionnait la présence sur le chantier des entreprises de la construction.

Comme contre-partie de ce remblayage, on a dû exécuter, pour les galeries du sous-sol, destinées à servir de cave aux restaurants installés dans les bas-côtés sur le jardin, des fouilles en déblai sur presque toute la longueur de la façade de chaque Palais : on descendit, pour ce travail, jusqu'à la cote 32. — Des murs soutenant les terres furent construits en meulière au pourtour des sous-sols; ils reposaient, comme ceux précédemment décrits, sur des arcs bandés entre les têtes des puits en béton.

Pour les dômes, dont les dimensions et le poids considérable exigeaient des précautions toutes spéciales, il fallut recourir à des dispositions un peu différentes.

Les quatre piliers principaux furent fondés sur d'énormes massifs en béton de 25 m. c. environ, descendus à la même profondeur de 5 mètres. — Des puits et des arcs intermédiaires les réunissaient, et établissaient, en outre, une liaison entre eux et les fondations des autres parties du Palais.

Ces dernières maçonneries furent hourdées en mortier de ciment.

Les travaux de fondations des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux et des galeries Rapp et Desaix ont fait l'objet d'une seule entreprise, qui s'est, toutefois, scindée sur le chantier en deux opérations distinctes : l'une, comprenant les fondations courantes, a pu être commencée dès les débuts de la période préparatoire de l'Exposition, en avril 1887, et terminée vers le mois d'octobre de la même année; l'autre, s'appliquant aux fondations des Dômes, et dont l'exécution était subordonnée aux dispositions à adopter pour les supports des coupes, n'a pu être commencée que vers le mois d'août 1887, et n'a été terminée qu'au commencement de 1888.

Pendant ces deux périodes, l'entrepreneur adjudicataire a fait preuve de la plus grande activité; il avait organisé son chantier de la façon la plus complète, avec grue à vapeur et bétonnière sur plate-forme surélevée. Les cailloux et la chaux étaient déposés par la grue au-dessus de la bétonnière, et tombaient dans les wagonnets, qui les distribuaient sur tout le chantier.

Les prix de règlement, rabais déduits, étaient de :

	Fr. c.
Fouille en excavation. le mètre cube.	1 14
— en rigole. —	1 37
— pour puits. —	2 54
Béton de chaux hydraulique —	12 70
Maçonnerie de meulière et mortier de chaux hydraulique —	16 51
Maçonnerie pour arcs —	17 18
— de meulière et mortier de ciment. —	28 98

A l'entreprise des fondations se rattachait l'exécution des perrons et balustrades des entrées Rapp et Desaix.

A la porte Rapp, les installations comprenaient un escalier droit donnant accès au palier situé devant le porche principal. De chaque côté de cet escalier, et séparées de lui par des massifs d'arbustes, deux rampes permettaient aux visiteurs d'accéder au même palier.

Des balustrades limitaient le perron et les rampes encadrant les massifs de verdure.

A la porte Desaix, il n'y avait qu'un escalier droit.

Les balustrades et les marches avaient été exécutées en béton aggloméré du système Coignet; elles reposaient sur des fondations en meulière et mortier de chaux hydraulique.

Leur construction avait nécessité l'exécution d'environ 368 m. c. de fouilles, de 242 m. c. de maçonnerie de meulière, la fourniture et pose de 359 mètres linéaires de marches, 70 mètres linéaires de balustrades et de plusieurs limons; travaux et fournitures auxquels avaient été appliqués les prix suivants :

	Fr. c.
Fouille en déblai et transport aux décharges publiques. le mètre cube.	5 70
Fouille en déblai et transport à un relai. —	2 25
Mètre linéaire de marche.	8 50
— — de balustrade	48 00

III. — **Ossature métallique.** — Les constructions métalliques formant l'ossature principale et la décoration intérieure des Palais des Arts présentent un intérêt tout particulier.

Les différentes parties de ce vaste ensemble étaient couvertes par des charpentes de fer de systèmes variés. On y trouvait successivement : une grande ferme courbe, sans tirants apparents, de 52^m,70 de largeur, supportant la toiture de la grande nef centrale; une autre ferme triangulaire, plus petite, de 14 mètres de portée, destinée à abriter les bas-côtés; une seconde ferme triangulaire, de 30 mètres de largeur, soulagée par des colonnes en fonte couvrant les

grands vestibules Rapp et Desaix; enfin l'ossature métallique hémisphérique des dômes.

Il importe d'examiner successivement ces divers éléments, en faisant porter l'étude, dans chaque cas particulier, sur la composition de la charpente, les calculs de résistance, les procédés de montage et les prix unitaires.

FERME DE 52 MÈTRES

Description. — La ferme de 52 mètres est un exemple frappant du rôle considérable que peut jouer le sentiment artistique dans le tracé des constructions en fer. Il ne faut pas s'imaginer, en effet, que la formule mathématique détermine le dessin des organes métalliques d'une façon si rigoureuse qu'il dicte d'une façon définitive la seule solution à adopter, et que le dessin des façades se déduit sans modification possible des calculs de résistance. A chaque problème posé répondent presque toujours plusieurs solutions, et c'est en exerçant son choix parmi elles que le constructeur peut affirmer son goût.

Plusieurs systèmes avaient été proposés pour l'exécution de la grande nef de chacun des Palais des Arts.

L'un était dû à la maison Eiffel : il consistait en deux grandes poutres obliques équilibrées sur deux piliers, et venant se réunir au faitage; ces deux piliers ménageaient entre eux un espace formant nef, et le surplus de la partie couverte servait à abriter les bas-côtés. Il en résultait une énorme toiture à deux pentes, d'une largeur totale de 85 mètres. Or, malgré leur ingénieuse combinaison, ces fermes avaient l'inconvénient de donner une trop faible hauteur aux façades, pour une trop grande élévation au faitage : on y renonça.

Le second système proposé consistait en fermes courbes très surbaissées, calculées comme des poutres rigides reposant simplement sur des points d'appui latéraux : on évitait ainsi la poussée,

mais on obtenait, par contre, une ossature métallique d'un aspect très défectueux : la section de la poutre atteignait 5 mètres au faitage et 2 mètres seulement aux naissances. C'était là un projet inacceptable pour un Palais des Beaux-Arts.

Le profil adopté comme le plus satisfaisant a l'avantage de baisser, autant que possible, la ligne supérieure du toit, et par suite le cercle d'appui des coupes, tout en laissant une hauteur suffisante aux façades et aux porches. (Série E, Planches 1 à 12.)

Le pied-droit, diminué au-dessous du premier étage afin de dégager la surface mise à la disposition du public, s'élargit à 12 mètres environ au-dessus du sol, comme un chapiteau, d'où s'élance la courbe elliptique de la ferme proprement dite.

L'extrados de la demi-ferme est formé par un arc de grand rayon venant s'arrêter au cheneau; l'intrados est constitué par un arc d'ellipse dont le petit axe ne coïncide pas avec celui de la ferme. Il en résulte que la tangente au sommet n'est pas horizontale, et, par suite, que les deux demi-fermes forment un angle entre elles à cet endroit.

En résumé, la silhouette de deux demi-fermes réalise une ogive aplatie reposant sur deux piliers plus étroits, et son épaisseur aux naissances donne une section très favorable à la résistance de la matière.

Les membrures sont réunies par des montants verticaux et des diagonales simples; le pilier et le chapiteau ont leurs semelles reliées par des treillis. (Série E, Planches 1 à 12.)

La ferme est articulée aux naissances et à la partie supérieure. L'ensemble du système ressemble donc à deux volées de grue, articulées à leurs pieds, et venant buter l'une contre l'autre, par l'intermédiaire de la troisième articulation. Cette disposition permet de déterminer exactement le point de passage des réactions et de suivre facilement les forces agissant sur les éléments de la ferme.

Les fermes avaient été calculées de manière à n'avoir point besoin de tirant; mais, par suite de la nécessité de réserver, le long des fondations, des caves pour les restaurants, les substructions

n'ont pu être faites assez considérables pour résister à la poussée horizontale des pieds-droits, et on fut amené, pour annuler cette poussée, à relier les sabots en fonte des articulations inférieures par des tirants noyés dans le sol. Ces tirants ont d'ailleurs permis une économie notable dans la maçonnerie des Palais. Ils ont toutefois été cause d'une difficulté assez sérieuse à l'exécution. Pour répondre aux nécessités artistiques de la construction, il fallait laisser l'articulation du pied apparente, et il n'était pas aisé de concilier cette condition avec la présence du tirant. Les meilleurs points d'attache du tirant étaient, en effet, sur l'axe même des tourillons. Ce système était inacceptable. On aurait pu choisir les points d'attache sur les coussinets inférieurs de l'articulation; mais dans ce cas le calage de ces coussinets, calage nécessaire pour pouvoir remédier aux tassements possibles des maçonneries, eût été rendu très difficile par la présence du tirant. Il fallait donc y renoncer.

On se décida alors à employer une sorte de boîte à sable reposant directement sur la maçonnerie de fondation. Dans cette boîte, traversée par le tirant, se place une autre boîte dont le fond tourné vers le haut porte le coussinet inférieur. Cette dernière, évidée sur ses deux faces latérales, laisse passer le tirant; elle porte trois orifices qu'on peut fermer au moyen de solides bouchons en fer. En la remplissant de sable au moment du montage, il est facile de régler exactement la hauteur définitive de la ferme. Si un tassement se produit, on peut, après avoir soulevé la ferme avec des vérins, remplir la boîte de sable et rétablir le niveau primitif.

Le tirant est fileté à ses deux extrémités et muni de deux écrous et contre-écrous ronds percés d'un certain nombre de trous pour le serrage au levier.

L'écartement des membrures extrêmes de la ferme est, entre les deux piliers, de 52^m,70; l'écartement des membrures internes est de 49^m,80; la distance des axes des deux articulations est de 51^m,30.

La hauteur au faitage est de 28^m,87. Ces fermes sont espacées de 18^m,10 d'axe en axe; seules, les travées voisines de la galerie

Rapp et de la galerie sur la Seine ont une dimension réduite à 6^m,25. Ces deux travées extrêmes se terminent, d'ailleurs, par un immense pignon vitré reposant sur une poutre qui traverse la nef dans toute sa largeur. Cette poutre repose sur une série de piliers également carrés qui ont la hauteur des piliers de la grande nef. Chaque ferme est, à proprement parler, formée par la réunion des deux fermes distinctes écartées de 0^m,45 l'une de l'autre, avec leurs membrures et treillis spéciaux réunis par des semelles. Cette disposition en caisson à jour donne une épaisseur d'un aspect satisfaisant, et de plus a l'avantage de combattre le voilement. De chaque côté de l'articulation supérieure, et à 0^m,85 de l'axe, se trouve une panne qui supporte le chemin de faitage. La réunion de ces deux pannes forme un groupe de poutres écartées de 1^m,70, courant sur toute la longueur de la nef.

La disposition est répétée fort heureusement pour le reste de la construction : chaque demi-ferme se trouve divisée en trois parties par des groupes de pannes jumelles écartées de 1^m,70; l'intervalle compris entre les groupes est de 6^m,80. Une sixième panne se trouve isolée près du chéneau. Les pannes sont reliées entre elles par les chevrons métalliques, portant à leur tour les petites pannes ainsi que les fers à vitrage.

Dans le Palais des Arts libéraux, la couverture en verre ne s'étend que jusqu'à la 4^e panne à partir du faitage. Dans le Palais des Beaux-Arts, au contraire, où la lumière est indispensable aux tableaux et aux dessins, la toiture vitrée s'étend jusqu'à la 6^e panne.

Les pignons d'extrémité sont constitués par une ferme reposant sur deux piliers situés aux extrémités de la nef, avec un masque en tôle dont l'extrados se dessine par deux rampants et l'intrados par une courbe reproduisant le profil des fermes de 25 mètres.

Une poutre-tirant relie ses deux extrémités et supporte un pan de fer en partie vitré.

Les fermes ne devaient avoir à l'origine d'autre contreventement que celui que constituaient les pannes; mais, en cours d'exé-

cution, il a paru nécessaire d'établir entre elles un système de liaison absolument indéformable : on a en conséquence réuni dans chaque travée les demi-fermes voisines par des tirants en fer formant les diagonales de la partie de la travée couverte en zinc.

Les fermes pèsent environ 53 tonnes.

Calculs. — Les calculs de la ferme de 52 mètres se sont effectués exactement de la même manière que ceux de la ferme de 110 mètres du Palais des Machines exposés plus loin. Il n'en sera en conséquence pas traité dans ce chapitre.

Montage des fermes de 52 mètres. — Les grandes fermes de

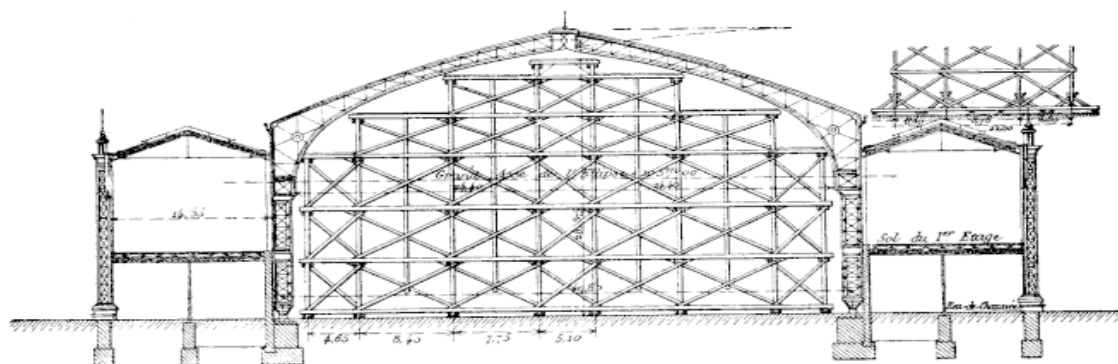


FIG. 31.

52 mètres du Palais des Beaux-Arts ont été levées en dix fragments au moyen d'un échafaudage roulant dont la surface horizontale occupait toute une travée. Cet échafaudage était constitué par quatre palées réunies entre elles par des moises et contre-fiches (fig. 31). Il pesait 200 tonnes, et il fallait pour le supporter 42 galets de roulement de 49 centimètres de diamètre. A sa partie supérieure, il se terminait par une série de plates-formes en gradins, sur lesquelles on installait les appareils de levage, et où on effectuait le rivetage de certaines pièces avant leur assemblage avec les parties construites.

On mettait d'abord en place les deux piliers verticaux à l'aide de chèvres installées sur la première plate-forme ; on montait ensuite les deux tympans jusqu'à la première panne, puis la partie médiane,

que l'on élevait du sol au moyen de chèvres en bois, enfin le reste de la ferme, par fragments ne dépassant pas huit tonnes.

Au Palais des Arts libéraux, le grand échafaudage des fermes de 52 mètres occupait également toute une travée; mais il était construit plus légèrement, et était évidé dans sa partie médiane. Il n'exigeait que 16 galets de roulement de 90 centimètres de diamètre pour son déplacement. (fig. 32.)

FERMES DE 14 MÈTRES

Description. — Les galeries latérales des deux Palais étaient constituées par une

succession de fermes très simples de 14^m,55 de portée, s'appuyant d'une part sur les piliers de la façade, et de l'autre sur la grande nef.

Ces petites fermes étant écartées de 9^m,05¹ et les grandes fermes de la nef étant écartées de 18^m,10, il en résulte que chaque travée de la nef comporte deux travées des bas-côtés.

En façade, les fermes intermédiaires sont toujours supportées par une série] de piliers carrés, dont le socle repose sur de la maçonnerie, et qui sont reliés les uns aux autres, à la hauteur de la frise, par un segment d'arc métallique. Du côté de la grande nef, elles s'appuient soit sur la ferme de 52 mètres, soit sur des piliers spéciaux montant jusque sous le cheneau. Chacune d'elles est constituée par deux arbalétriers, en forme de poutre droite, à treillis de 0^m,40 de hauteur. Un tirant en fer rond, supporté par une aiguille pendante et venant s'agrafer à l'aide d'une chape

1. L'écartement de 9^m,05 n'est pas constant : il n'est que de 6^m,75 pour les deux travées voisines des galeries d'extrémité.

en fer forgé à une petite distance des deux naissances, suffit pour assurer la stabilité du système. (Série E, Pl. 13.)

Les naissances sont d'ailleurs renforcées par deux consoles en tôle boulonnées sur les points d'appui. Les arbalétriers, d'autre part, sont réunis au faitage par une solide plaque de tôle.

La couverture proprement dite est supportée par un système de 7 pannes, dont 5 soutiennent un large lanterneau vitré, destiné à éclairer les salles de peinture. Ces pannes, très peu chargées, sont composées de poutres en treillis à diagonales assemblées avec les fermes au moyen de goussets en tôle.

L'assemblage du tirant vertical avec la ferme se fait très simplement, au moyen de deux fers plats rivés à la semelle inférieure et courbés du côté de l'aiguille, de manière à pincer son extrémité aplatie à cet endroit; un boulon traversant les trois pièces constitue une attache très suffisamment solide. Cette même ferme a été employée dans la construction des galeries sur la Seine.

Planchers. — A 7 mètres au-dessus du sol, les galeries latérales se trouvent divisées dans leur hauteur par un plancher dont les grosses poutres sont supportées au milieu de leur longueur par un pilier en fer à U, et à leurs extrémités, d'un côté par le mur qui sépare la grande nef des galeries latérales, d'un autre côté, en façade, par une poutre à treillis allant d'un pilier à l'autre : cette poutre en treillis prend en outre 2 points d'appui sur des colonnettes en fonte placées à 0^m,50 des piliers.

Le plancher se continue dans la grande nef du Palais des Arts libéraux¹ par une partie en encorbellement d'une saillie de 5 mètres, soutenue tous les 9^m,05 par une console double fixée aux pieds-droits de la ferme de 25 mètres et aux piliers intermédiaires.

Montage des fermes des bas-côtés. — Les piliers de façade et les fermes des bas-côtés ont été levés et mis en place à l'aide de chèvres de 20 mètres de hauteur établies sur le sol.

1. — Il n'y a pas d'analogie au Palais des Beaux-Arts : le plancher est limité aux bas-côtés.

Poids. Prix unitaires. — L'ensemble qui vient d'être décrit a fait l'objet de quatre entreprises, auxquelles s'est ajoutée, mais pour partie seulement, l'entreprise de la fourniture des fontes des Palais des Arts.

Ces quatre entreprises se sont partagées, les deux premières, le Palais des Arts libéraux, les deux autres, le Palais des Beaux-Arts, chacune d'elles prenant à sa charge la construction de la moitié d'un Palais (le dôme et la partie correspondante sur les façades exceptés), grande nef et galeries latérales.

Mises en adjudication, le 25 juillet 1888, sur le prix de 0 fr. 35 le kilogr., elles ont donné lieu aux rabais suivants, consentis par les entrepreneurs ci-après :

Palais des Arts libéraux.

Partie Sud : Hachette fils et Driout.	0 fr. 40 p. 100
— Nord : de Schrywer et C ^{ie}	0 fr. 40 p. 100

Palais des Beaux-Arts.

Partie Sud : Munier.	0 fr. 80 p. 100
— Nord : Société nationale de Construction, de Travaux et de Matériels.	0 fr. 40 p. 100

Quant aux fontes, elles ont été livrées par la Compagnie de Commentry et Fourchambault au prix de 28 francs les 100 kilogr., frappé d'un rabais de 1 p. 100.

Les travaux ont demandé beaucoup de soins et ont été exécutés assez difficilement sur plusieurs chantiers. Ils se sont néanmoins terminés dans des délais suffisants pour permettre l'installation des exposants.

La quantité de fer et de fonte qu'ils ont mise en œuvre s'est élevée à 5763941 kilogr., répartie comme l'indique le tableau ci-après entre les constructeurs et les différentes parties de la construction.

ENTREPRENEURS.	DÉSIGNATION DES PARTIES.	POIDS.	POIDS TOTAL.
		kilogr.	kilogr.
Hachette fils et Driout.	Ossature des Palais.	1,190,698	1,199,450
	Tendeurs et goussets.	8,752	
De Schrywer et C ^{ie}	Ossature.	1,432,737	1,457,867
	Plancher.	14,162	
	Goussets et tendeurs.	10,968	
Munier	Ossature.	1,205,709	1,236,633
	Plancher.	14,789	
	Goussets.	16,135	
Société nationale d'Entreprise et de Construction, de Tra- vaux et de Matériels.	Ossature.	1,395,603	1,424,991
	Plancher.	15,299	
	Goussets.	14,089	
Compagnie de Commentry et Fourchambault.	Fontes.	445,000	445,000
TOTAL.			5,763,941

La dépense totale rapportée au poids de l'ossature (5 763 941 kil.), à la surface couverte (30 145 mètres carrés) et au volume abrité (735 000 mètres cubes), fait ressortir les différents prix moyens :

Du kilogr., à.	0 fr. 374
Du mètre carré couvert, à	71 51
Du mètre cube abrité, à.	2 93

Les prix unitaires étaient de 35 centimes le kilogr. pour l'ossature courante, 25 centimes pour les fers des planchers, 28 centimes pour les fontes, diminués des rabais d'adjudication, et de 77 centimes, sans rabais, pour les contreventements.

FERMES DE 30 MÈTRES DES GALERIES RAPP ET DESAIX

Description. — Le système de charpente métallique adopté pour les vestibules Rapp et Desaix, de 30 mètres de largeur, présente un caractère de simplicité remarquable. (Série E, Pl. 14.)

Chaque ferme se compose de deux grands arbalétriers à treillis, portant, d'un côté, sur le mur en maçonnerie du vestibule, de l'autre, sur les piliers en tôle soutenant le pignon du Palais.

Ces arbalétriers, réunis au faîtage par une forte plaque de tôle, sont soulagés, à 10 mètres de l'axe, par deux élégantes colonnes en fonte de 18^m,44 de hauteur.

Le vestibule se trouve ainsi divisé en trois parties dans toute sa longueur, savoir : une partie de 20 mètres et deux petites galeries de 5 mètres.

Ces galeries comportent une tribune, au même niveau que le premier étage du Palais.

Les arbalétriers sont composés comme des poutres droites croisillonnées; la distance de deux semelles est de 70 centimètres. Ils sont reliés (pour les deux constituant une même ferme), dans l'axe même des colonnes, par un tirant destiné à annuler la poussée sur les appuis.

Les fermes sont entretoisées par dix-sept pannes ainsi disposées, savoir : une première panne entre le mur et l'axe de la colonne; deux autres jumelées au droit de l'axe de la colonne (disposition heureuse, qui assure la rigidité absolue des points d'appui); quatre pannes entre la colonne et le faîtage; et enfin, la plus haute, formant panne faîtière, dans l'axe du vestibule. Les deux versants de la toiture sont symétriques.

Les neuf premières pannes voisines du faîtage supportent un lanterneau vitré. L'aiguille pendante et le tirant sont disposés de la même manière que ceux des fermes de 14 mètres.

Le vestibule a une longueur totale de 117^m,80.

Les fermes et leurs colonnes le divisent en quinze travées d'inégales largeurs, suivant les points d'appui du Palais des Beaux-Arts, auxquelles elles se raccordent. Aux extrémités, ces travées ont 4^m,70; au centre, elles ont 9^m,20; enfin leur largeur s'élève à 14 mètres au droit des bas-côtés du Palais.

Au premier abord, toute cette ossature métallique paraît présenter de l'analogie avec le système employé à la gare du Nord.

Mais, à l'examen, il est facile de voir que ces deux systèmes diffèrent notablement en plusieurs points. A la gare du Nord, les colonnes métalliques, qui sont aussi très élancées, se terminent par une sorte d'amortissement en fonte, composé de lignes droites, d'un dessin un peu sec. Dans le vestibule Rapp, au contraire, la colonne est surmontée d'une double console en fer, avec volute en tôle enroulée, d'un excellent effet.

A la gare du Nord, la partie de ferme comprise entre les piliers est une véritable ferme à la Polonceau, avec bielle et tirant. Dans le vestibule, c'est une ferme simple, composée d'arbalétriers à treillis, sans bielle et sans complication de tirants. L'impression en est plus sobre et moins confuse; les yeux ne se perdent pas au milieu de l'enchevêtrement des lignes (défaut décoratif des fermes à la Polonceau).

En résumé, le système employé à l'Exposition, tout en étant aussi simple que possible, ne manque ni d'élégance ni de grandeur.

Calculs.

Les dimensions transversales données aux éléments composant les fermes étant les mêmes pour toutes ces fermes, on ne les a déterminées que pour celles qui ont à supporter les plus grandes charges, c'est-à-dire pour celles écartées entre axe de 9^m,20. En procédant de cette façon, on a donné aux arbalétriers de quelques fermes des dimensions supérieures à celles strictement nécessaires à la résistance, et augmenté ainsi la rigidité générale de toute la construction.

Quant aux pannes et autres pièces de cette ossature, elles ont toutes été calculées en les prenant à leur longueur réelle.

FERMES

LANTERNEAU

Le lanterneau est constitué par des montants en fer à [] qui s'appuient sur les pannes et supportent à leur partie supérieure des fers à simple T, sur lesquels sont fixés les fers à vitrage.

I. — Fers à vitrage.

Les fers à vitrage les plus fatigués sont placés (fig. 33) à une distance d'axe en axe égale à 0^m,511. Ils peuvent être assimilés à des solides reposant sur cinq

appuis équidistants A, B, C, D, E, placés sur une même droite AE faisant un angle (α) avec l'horizontale (fig. 34), et soumis à l'action d'une charge verticale uniformément répartie, égale, par mètre linéaire, à :

$$P' = [3^k, 120 + 0^k, 198 + (12^k + 50^k) \times 0,511]^{(1)} \\ = 35^k,$$

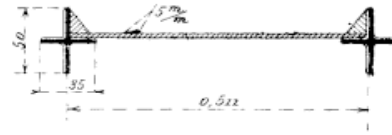


FIG. 33.

puis à l'action d'une charge transversale (P) due à la composante normale du poids d'un homme marchant sur une planche appuyée sur un certain nombre de ces fers; on suppose cette force égale, suivant la verticale, à la moitié du poids d'un homme ordinaire, soit à 40^k.

Les forces verticales qui agissent sur le fer à vitrage étant décomposées en composantes normales à ce fer et en composantes suivant sa direction, on voit qu'on peut, au point de vue de la résistance, assimiler le fer à vitrage

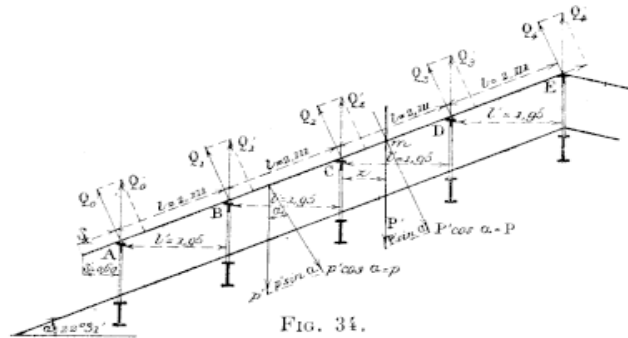


FIG. 34.

à un solide reposant sur cinq appuis A, B, C, D, E, de niveau, espacés entre eux de

$l = \frac{l'}{\cos \alpha} = \frac{1,95}{\cos 22^\circ 31'} = 2^m, 111$, débordant l'appui A d'une quantité égale à $\left(\frac{\delta'}{\cos \alpha}\right)$ et soumis à l'action d'une charge normale à la direction du fer, uniformément répartie sur toute sa longueur, égale à $(p' \cos \alpha)$, à l'action d'un effort de compression agissant suivant son axe et égale à $(p' \sin \alpha)$, et enfin à l'action d'une charge distincte dont la composante normale à la direction du fer est $(P' \cos \alpha)$ et la composante parallèle à cette direction $(P' \sin \alpha)$.

Pour trouver la position de la section la plus fatiguée et celle de la charge distincte rendant cette fatigue la plus grande, il faut établir les relations qui existent entre les composantes des charges normales à la direction du fer à vitrage, les réactions des appuis et les moments fléchissants au droit de ces appuis, en considérant la charge distincte placée successivement dans chacune des travées. De la discussion de ces relations on déduit facilement la position de la charge distincte qui fait naître le moment fléchissant le plus grand et la position de la section dans laquelle il se développe.

1^o **Surcharge P' dans le 1^{er} intervalle A B.** — Désignons par $\mu_0, \mu_1, \mu_2, \mu_3, \mu_4$ (fig. 35) les moments fléchissants sur les appuis, et par Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 les réac-

1. — Dans cette formule, 3^k,12 représente le poids par mètre courant du fer à vitrage; 12^k se rapporte au poids du verre par mètre carré; 50^k représente une surcharge de neige de 0^m,50 d'épaisseur; 0,198 le poids du mastic.

tions normales à la fibre moyenne de ces mêmes appuis. Ces quantités se déduiront des équations :

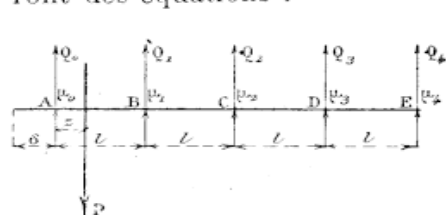


FIG. 35.

$$\mu_0 = p \frac{\delta^2}{2}, \quad (1)$$

$$4 l \mu_0 + 16 l \mu_1 + 4 l \mu_2 = 2 p l^3 + 4 P \frac{z}{l} (l^2 - z^2), \quad (2)$$

$$4 l \mu_1 + 16 l \mu_2 + 4 l \mu_3 = 2 p l^3, \quad (3)$$

$$4 l \mu_2 + 16 l \mu_3 = 2 p l^3, \quad (4)$$

donnant, en posant $\left[A = P \frac{z(l-z)}{l^2} \right]$:

$$\mu_0 = p \frac{\delta^2}{2},$$

$$\mu_1 = -\frac{15}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 + \frac{15}{56} A (l + z),$$

$$\mu_2 = \frac{4}{56} \mu_0 + \frac{2}{28} p l^2 - \frac{4}{56} A (l + z),$$

$$\mu_3 = -\frac{1}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 + \frac{1}{56} A (l + z),$$

$$\mu_4 = 0,$$

d'où l'on déduit :

$$Q_0 = p \frac{l}{2} + \frac{\mu_0 - \mu_1}{l} + P \left(1 - \frac{z}{l} \right) + p \delta,$$

$$Q_1 = p \left(\frac{l}{2} + \delta \right) + \frac{\mu_0 - \mu_1}{l} + A \frac{l}{z},$$

$$Q_2 = p l + 2 \mu_1 - \frac{(\mu_0 + \mu_2)}{l} + A \frac{l}{l - z},$$

$$Q_3 = p l + \frac{2 \mu_2 - (\mu_1 + \mu_3)}{l},$$

$$Q_4 = p l + \frac{2 \mu_3 - \mu_2}{l},$$

$$Q_5 = p \frac{l}{2} - \frac{\mu_3}{l}.$$

La valeur du moment fléchissant au point d'application de la charge isolée est par suite :

$$\mu_m = \mu_0 - \left[\frac{\mu_0 - \mu_1}{l} + \frac{1}{2} p l + P \left(1 - \frac{z}{l} \right) \right] z + p \frac{z^2}{2}, \quad \text{ou bien :}$$

$$\mu_m = -p z (l - z) + \frac{1}{l} \left[\mu_1 z + \mu_0 (l - z) \right] - A l.$$

2° Surcharge P' dans le 2° intervalle B C. — Nous aurons, en conservant aux lettres leur même signification, z désignant toujours la distance du point d'application de la charge P à l'appui de gauche le plus rapproché, les valeurs suivantes des moments fléchissants et des réactions :

$$\begin{aligned}
 \mu_0 &= p \frac{\delta^2}{2}, \\
 \mu_1 &= -\frac{15}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 + \frac{1}{56} A (26 l - 19 z), \\
 \mu_2 &= \frac{4}{56} \mu_0 + \frac{2}{28} p l^2 + \frac{4}{56} A (2 l + 5 z), \\
 \mu_3 &= -\frac{1}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 - \frac{1}{56} A (2 l + 5 z),
 \end{aligned}
 \quad \left| \begin{aligned}
 Q_0 &= p \left(\frac{l}{2} + \delta \right) + \frac{\mu_0 - \mu_1}{l}, \\
 Q_1 &= p l + \frac{2 \mu_1 - (\mu_0 + \mu_2)}{l} + A \frac{l}{z}, \\
 Q_2 &= p l + \frac{2 \mu_2 - (\mu_1 + \mu_3)}{l} + A \frac{l}{l-z}, \\
 Q_3 &= p l + \frac{2 \mu_3 - \mu_2}{l}, \\
 Q_4 &= p \frac{l}{2} - \frac{\mu_3}{l}.
 \end{aligned} \right.$$

Quant au moment fléchissant au point d'application de la charge P, il a pour expression :

$$\mu_m = -\frac{p}{2} z (l-z) + \frac{1}{l} [\mu_2 z + \mu_1 (l-z)] - A l.$$

3° Surcharge P' dans le 3^e intervalle CD. — Les moments fléchissants au droit des appuis seront donnés par les formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 \mu_0 &= p \frac{\delta^2}{2}, \\
 \mu_1 &= -\frac{15}{16} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 - \frac{1}{56} A (7 l - 5 z), \\
 \mu_2 &= \frac{4}{56} \mu_0 + \frac{2}{28} p l^2 + \frac{4}{56} A (7 l - 5 z), \\
 \mu_3 &= -\frac{1}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 + \frac{1}{56} A (7 l + 19 z);
 \end{aligned}$$

les valeurs des réactions, par :

$$\begin{aligned}
 Q_0 &= p \left(\frac{l}{2} + \delta \right) + \frac{\mu_0 - \mu_1}{l}, \\
 Q_1 &= p l + \frac{2 \mu_1 - (\mu_0 + \mu_2)}{l}, \\
 Q_2 &= p l + \frac{2 \mu_2 - (\mu_1 + \mu_3)}{l} + A \frac{l}{z}, \\
 Q_3 &= p l + \frac{2 \mu_3 - \mu_2}{l} + A \frac{l}{l-z}, \\
 Q_4 &= p \frac{l}{2} - \frac{\mu_3}{l},
 \end{aligned}$$

et le moment fléchissant au point d'application de la charge P, par la formule :

$$\mu_m = -p \frac{z}{2} (l-z) + \frac{1}{l} [\mu_3 z + \mu_2 (l-z)] - A l.$$

4° Surcharge P' dans le 4^e intervalle DE. — On aura pour expressions

des moments fléchissants et des réactions au droit des appuis les relations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \mu_0 &= p \frac{\delta^2}{2}, \\ \mu_1 &= -\frac{15}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 + \frac{1}{56} A (2l - z), \\ \mu_2 &= \frac{4}{56} \mu_0 + \frac{2}{28} p l^2 - \frac{4}{56} A (2l - z), \\ \mu_3 &= -\frac{1}{56} \mu_0 + \frac{3}{28} p l^2 + \frac{15}{56} A (2l - z). \end{aligned} \right\} \begin{aligned} Q_0 &= p \left(\frac{l}{2} + \delta \right) + \frac{\mu_0 - \mu_1}{l}, \\ Q_1 &= p l + \frac{2\mu_1 - (\mu_0 + \mu_2)}{l}, \\ Q_2 &= p l + \frac{2\mu_2 - (\mu_1 + \mu_3)}{l}, \\ Q_3 &= p l + \frac{2\mu_3 - \mu_2}{l} + A \frac{l}{z}, \\ Q_4 &= p l \frac{l}{2} - \frac{\mu_3}{l} + A \frac{l}{l - z}. \end{aligned}$$

Le moment fléchissant au point d'application de la charge P a pour expression :

$$\mu_m = -p \frac{z}{2} (l - z) + \frac{\mu_3}{l} (l - z) - A l.$$

L'examen des formules qui précèdent montre que le plus grand moment fléchissant se produit soit sur l'appui D, soit au point d'application de la force transversale lorsqu'elle est dans le 4^e intervalle. Il a pour expression dans ce dernier cas :

$$\mu_m = \left[\frac{3}{28} p l - \frac{\mu_0}{56 l} \right] (l - z) - \frac{p}{2} (l - z) z - \frac{P z (l - z)}{56 l^3} [26 l^2 + 45 l z - 15 z^2].$$

Cette formule devient, pour $z = \frac{l}{2}$:

$$\mu_m = -0,0714 p l^2 - 0,00893 \mu_0 - 0,198 P l,$$

pour $z = \frac{17}{28} l$:

$$\mu_m' = -0,0771 p l^2 - 0,00701 \mu_0 - 0,203 P l,$$

et enfin pour $z = \frac{18}{28} l$:

$$\mu_m'' = -0,0765 p l^2 - 0,0063 \mu_0 - 0,198 P l.$$

Le plus grand moment fléchissant correspond donc très sensiblement à la valeur $z = \frac{17}{28} l$ et a pour valeur très approchée, en remplaçant μ_0 par $p \frac{\delta^2}{2} = 6,82$, l par $2^m, 111$, p et P respectivement par $(35 \cos \alpha = 32^k, 33)$ et $(40 \cos \alpha = 35^k, 95)$:

$$\begin{aligned} \mu_m &= -(11,105 + 0,048 + 15,834), \\ \mu_m &= -26,987 \text{ en valeur absolue.} \end{aligned}$$

Le moment fléchissant au droit de l'appui D a pour expression :

$$\mu_3 = 0,107 p l^2 - 0,0178 \mu_0 + \frac{15 P z (l - z) (2l - z)}{56 l^2},$$

et devient maximum pour :

$$z = l \left(1 - \sqrt{\frac{1}{3}} \right) = 0,425 \, l.$$

En remplaçant, dans μ_3 , z par cette valeur, on a :

$$\mu_3 = 0,107 \, p l^2 - 0,0178 \, \mu_0 + 0,103 \, P l;$$

et comme $p = 32^k,33$, $P = 36^k,95$, $l = 2^m,111$.

$$\mu_3 = 15,415 - 0,121 + 8,034.$$

$$\mu_3 = 23,328.$$

En comparant les deux valeurs de μ_3 et de μ_m , on reconnaît que le moment fléchissant maximum est μ_m et a lieu dans le 4^e intervalle pour une section située à une distance égale à $\frac{17}{28} l$ de l'appui D.

Nous aurons donc dans cette section, N étant l'effort de compression :

$$\mu = 26,987,$$

$$N = p \left(l - \frac{17}{28} l \right) \operatorname{tg} \alpha + P \operatorname{tg} \alpha - Q \operatorname{tg} \alpha,$$

$$N = (32,33 \times 0,829 \times 0,4145) + (36,95 \times 0,4145) - (45,511 \times 0,4145),$$

$$N = 11,113 + 15,316 - 18,864,$$

$$N = 7,564.$$

Le profil transversal donné au fer à vitrage est celui indiqué ci-contre (fig. 36); il a pour section :

$$\omega = 400 \, \text{m}^2,$$

et pour moment d'inertie :

$$I = 0,000\,000\,0523;$$

d'où :

$$\frac{v}{I} = 478\,000.$$

La plus grande compression des fibres atteint donc, dans la section la plus fatiguée, la valeur de :

$$R = \frac{478\,000 \times 26,987}{10^6} + \frac{7,564}{400},$$

$$R = 12^k,90 + 0^k,02 = 12,92 \text{ par } \text{m}^2.$$

Ce chiffre, bien qu'élevé, est cependant acceptable, car il convient de remarquer que le calcul a été fait en supposant l'existence simultanée d'une couche de neige de 0^m,50 de hauteur et d'un homme se déplaçant sur le vitrage, cas extrême qui ne se présentera presque jamais, puisqu'on commencera par balayer la neige avant de s'aventurer sur le vitrage.

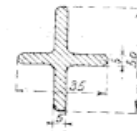


Fig. 36.

En supposant P nul, la valeur du moment fléchissant dans la section la plus fatiguée, qui est alors située sur le 4^e appui D, n'a plus pour valeur que :

$$\mu_3' = 15,294.$$

Quant à la compression longitudinale, elle est égale à :

$$N = 17,15,$$

d'où résulte, pour compression maxima des fibres, le chiffre de :

$$R = \frac{478\,000 \times 15,294}{10^6} + \frac{17,15}{400},$$

$$R = 7^k,35 \text{ par } \text{m}^2.$$

Lorsque la neige n'existe pas, mais qu'un homme se déplace sur le vitrage, la section la plus fatiguée se trouve au point d'application de la charge transversale dans le 4^e intervalle, et l'on a dans cette section, en remarquant que $p' = 9^k,45$ et que $p = p' \cos \alpha = 9,45 \times 0,9237 = 8^k,73$:

$$\mu_m = -0,0771 \, p l^2 - 0,00701 \, \mu_0 - 0,203 \, Pl,$$

$$\mu_m = -(2,999 + 0,013 + 15,834),$$

$$\mu_m = 18,846.$$

La compression longitudinale a alors pour valeur :

$$N = 7,586.$$

On a dès lors pour plus grande fatigue des fibres dans la section d'application de cette charge :

$$R = \frac{478\,000 \times 18,846}{10^6} + \frac{7,586}{400} = 9^k,05 \text{ par } \text{m}^2.$$

Ces chiffres n'ont rien d'exagéré, car le poids de l'homme se partage en réalité entre plus de deux fers à vitrage, et n'agit pas sur un point de la fibre moyenne, mais bien sur une longueur égale à la largeur de la planche.

Le fer à vitrage est donc placé dans des conditions de résistance acceptables.

II. — Supports des fers à vitrage.

Ces supports, établis dans les conditions figurées sur la figure ci-contre (fig. 37), comportent les attaches des fers à vitrage, les pannettes longitudinales et les montants.

Examinons successivement les conditions de résistance de ces trois parties.

1^o Attaches des fers à vitrage. — Considérons d'abord l'appui au-dessus de

la panne faitière. Nous avons trouvé plus haut pour valeur de la réaction normale à la direction du fer à vitrage :

$$Q_1 = p \frac{l}{2} - \frac{v_3}{l} + A \frac{l}{l-z},$$

qui devient, en remplaçant v_3 et A par leurs valeurs respectives :

$$Q_1 = \frac{11}{28} pl + \frac{v_0}{56 l} - \frac{Pz}{56 l^3} [56 l^3 - (l-z)(30 l - 15 z)],$$

quantité qui atteint son maximum pour $z=l$ et est égale alors à :

$$Q_1 = \frac{11}{28} pl + \frac{v_0}{56 l} + P.$$

En remplaçant P , v_0 et l par $36^k,95$, $6,82$ et $2^m,111$, et p par $32^k,33$, il vient :

$$\begin{aligned} Q_1 &= 26,812 + 0,0578 + 36,95, \\ Q_1 &= 63,82, \end{aligned}$$

et comme :

$$N_1 = 63,82 \operatorname{tg} \alpha = 26,453,$$

l'effort résultant exercé par cette extrémité du fer à vitrage sur le boulon d'assemblage est :

$$Q_r = \sqrt{Q_1^2 + N_1^2} = 69^k,08.$$

Les réactions des cornières contre le boulon (fig. 38) étant supposées au tiers des portées et l'action du fer à T partagée en deux forces égales à $\frac{Q_r}{2}$ appliquées au quart de la portée de $5^m/m$, le boulon a à résister du fait de Q_r à un moment fléchissant :

$$v_m = \frac{Q_r}{2} [0,002 + 0,001,25] = 0,1122,$$

et à un effort tranchant :

$$T = \frac{Q_r}{2} = 34^k,54.$$

Or, le boulon ayant un diamètre de $8^m/m$, il en résulte que $\frac{v}{1} = \frac{32}{\pi d^3} = 20\,000\,000$ et $\omega = 50^m/m^2,26$. Par suite les fibres ont à résister à des tensions et compressions égales à :

$$R = \frac{0,1122 \times 20 \times 10^6}{10^6} = 2^k,244 \text{ par }^m/m \text{ carré.}$$

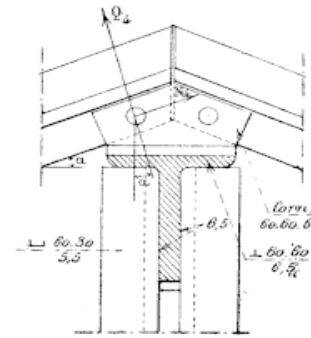


FIG. 37.

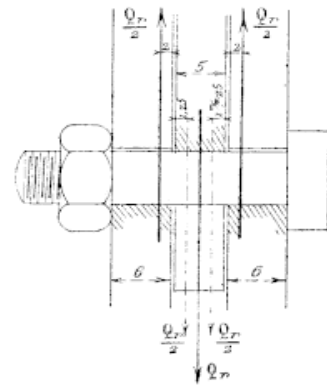


FIG. 38.

et à un effort tranchant moyen : $\frac{34^k,54}{50,26} = 0^k,687$.

Ces chiffres sont très acceptables.

Les réactions sur les autres supports ne dépassant pas le double des valeurs ci-dessus, les mêmes assemblages peuvent être admis pour tous les appuis.

2° Fers à T soutenant les fers à vitrage (fig. 39.) — Il y a lieu de considérer successivement les fers à T du faitage, puis ceux constituant les autres appuis des fers à vitrage.

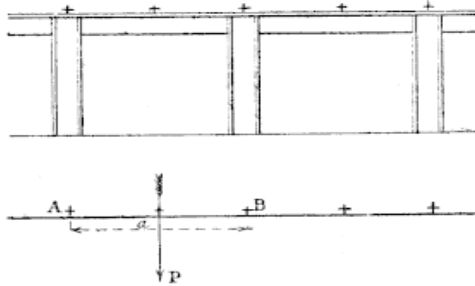


FIG. 39.

Au faitage, il peut arriver qu'un homme soit sur chaque rampant, et que sur chacun d'eux il occupe la position correspondant à la plus grande valeur de (Q_1) .

Ce fer étant assimilé à un solide reposant librement à l'une de ses extrémités, encastré horizontalement à l'autre et soumis dans le milieu de l'intervalle à l'action d'une force transversale (P), on aura pour expression du moment fléchissant dans la section la plus fatiguée qui est celle de l'encastrement en B :

$$\mu = \frac{pa^2}{8} + \frac{3}{16} Pa.$$

Or $p = 5^k,5$ poids du fer au mètre courant,

$$P = 2Q_1 = 2 \times 69,08 = 138^k,16,$$

$a = 1^m,022$, portée entre les deux supports.

En remplaçant dans l'expression de μ les lettres par leur valeur, on a :

$$\mu = 0,718 + 26,470 = 27,188.$$

Au profil adopté pour ce fer et indiqué ci-contre (fig. 40) répond une section $\Omega = 684^m/m^2$, une ordonnée v' du centre de gravité au-dessous de AB égale à $0^m,01721$, et un moment d'inertie :

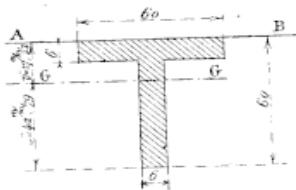


FIG. 40.

$$I_x = 0,000\,000\,228.$$

Les fibres en AB et CD,

$$\text{pour lesquelles : } \frac{v'}{I} = 75\,440, \quad \left| \frac{v''}{I} = 187\,700, \right.$$

ont donc à résister à des fatigues moléculaires égales à :

$$R' = \frac{187\,700 \times 27,188}{10^6} = 5^k,11 \text{ par } m/m \text{ carré}$$

pour la tension des fibres extrêmes inférieures, et à :

$$R'' = \frac{75\,440 \times 27,188}{10^6} = 2^k,03$$

pour la compression des fibres extrêmes supérieures.

Pour les supports intermédiaires en fer à T, la pression exercée sur chacun d'eux atteint son maximum juste à l'instant où la charge transversale P' (demi-poids d'un homme) se trouve placée au-dessus du fer considéré. Les réactions sur les supports intermédiaires ont donc pour valeurs successives celles dues à l'action seule de la charge uniformément répartie, augmentée chaque fois de $P' = 40^k$.

Les composantes normales aux fers à vitrage des réactions dues à l'action seule de la charge uniformément répartie sont :

$$Q_0 = p \left[\frac{11}{28} l + \delta + \frac{71}{112} \frac{\delta^2}{l} \right] = p \left[0,393 l + \delta + 0,6333 \frac{\delta^2}{l} \right],$$

$$Q_1 = p \left[\frac{32}{28} l - \frac{90}{112} \frac{\delta^2}{l} \right] = p \left[1,143 l - 0,8028 \frac{\delta^2}{l} \right],$$

$$Q_2 = p \left[\frac{26}{28} l + \frac{24}{112} \frac{\delta^2}{l} \right] = p \left[0,928 l + 0,2142 \frac{\delta^2}{l} \right],$$

$$Q_3 = p \left[\frac{32}{28} l - \frac{6}{112} \frac{\delta^2}{l} \right] = p \left[1,143 l - 0,0533 \frac{\delta^2}{l} \right],$$

$$Q_4 = p \left[\frac{11}{28} l + \frac{1}{112} \frac{\delta^2}{l} \right] = p \left[0,393 l + 0,0089 \frac{\delta^2}{l} \right].$$

Les résultantes de ces composantes et des composantes longitudinales ont pour expressions :

$$Q_0' = \frac{Q_0}{\cos \alpha},$$

$$Q_1' = \frac{Q_1}{\cos \alpha},$$

Les supports ayant tous la même section, ils ont été calculés pour celle de ces pressions qui est la plus grande, c'est-à-dire pour la compression Q_3' , qui a pour valeur, quand on remplace (l) et (δ) respectivement par $2^m,411$ et $0^m,650$:

$$Q_3' = \frac{Q_3}{\cos \alpha} = \frac{32,33 \times 2,402}{\cos 22^\circ 31'} = 84^k,07.$$

La pièce considérée doit donc pouvoir résister à une compression de :

$$84^k,07 + 40^k = 124^k,07.$$

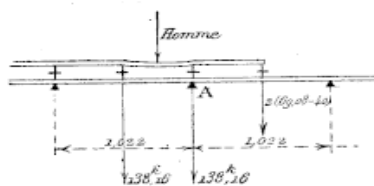
Or, tous les supports intermédiaires ayant même section que celui du faitage, et ce dernier ayant été calculé pour résister à une charge transversale de $138^k,16$, on reconnaît que les dimensions données à ces pannettes en fer à T sont suffisantes.

3° Montants supportant les fers à T. — Les plus fatigués de ces montants sont ceux du faitage. Supposons les fers à T soumis aux charges définies plus haut et indiquées sur le diagramme ci-contre (fig. 41.) On aura pour compression en A :

$$P = 138,16 + \frac{1}{2} [138,16 + 2 (69,08 - 40)] + (5,5 \times 1,022),$$

$$P = 271^k.$$

Le montant ayant la section indiquée ci-dessous, on a pour les deux fers à [] :



$$\Sigma \omega = 2 \times 601 = 1202 \text{ m}^2.$$

La compression moyenne dans chaque fer aura donc pour valeur :

$$N = \frac{271^k}{1202} = 0^k,225.$$

par millimètre carré.

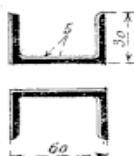


FIG. 41.

PANNES

Les pannes sont au nombre de 17 par travée; 9 d'entre elles soutiennent la partie vitrée de la galerie, et les 8 autres supportent la partie pleine voligée couverte en zinc.

Ces deux groupes de pannes sont de trois longueurs différentes : 9^m,20, 4^m,00 et 14^m,00. Les calculs qui suivent vérifient les conditions de résistance de chacun de ces groupes.

I. — Pannes sous vitrage.

Ces pannes supportent les montants en fers à [] calculés précédemment.

1° Portée de 9^m,20 (fig. 42.) — On peut assimiler ces pièces à des solides reposant librement sur deux appuis de niveau, soumis :



FIG. 42.

1° A l'action d'une charge uniformément répartie, égale au poids propre de la panne;

2° A l'action d'une série de forces transversales dues aux pressions que les montants en fer à [] exercent sur la poutre en *a*, *b*, *c*, *d*, etc.;

3° A l'action de deux forces transversales distinctes produites par le passage le long de la panne de deux hommes cheminant à une distance de deux appuis l'un de l'autre.

La plus grande action verticale produite par les fers à vitrage sur leurs supports étant :

$$Q_3' = \frac{Q_3}{\cos \alpha} = \frac{p}{\cos \alpha} \left[1,143 l - 0,0535 \frac{\delta^2}{l} \right],$$

$$Q_3' = 35 \times 2,402 = 84^k,$$

il en résulte une pression de chaque montant sur la panne égale à :

$$p_1 = [2 \times 84 + (\text{poids de traverse en T} = 5,6) + (\text{montant} = 6^k,5 + 1,5) + (\text{attaches} = 2,4)],$$

$$p_1 = 184^k.$$

Le poids par mètre courant de la panne étant de 42^k , elle se trouve en somme assimilable à un solide reposant sur deux appuis situés à une distance l l'une de l'autre égale à $9^m,20$ et soumis à l'action d'une charge uniformément répartie (p) égale par mètre courant à 42^k , à celle de 9 forces transversales égales chacune à 184^k , et enfin à celle de deux forces transversales égales chacune au poids d'un homme, soit 80^k , se déplaçant sur la longueur de la panne, mais en restant toujours écartées entre elles de $a = 1^m,00$ (fig. 43.)

La valeur du plus grand effort tranchant près de l'un ou l'autre appui A ou B est dans ces conditions :

$$T = \left(\frac{42 \times 9,20}{2} \right) + \left(184 \right) \times \left(\frac{9}{2} + 2 \times 80 \frac{8,70}{9,20} \right) = 1172.$$

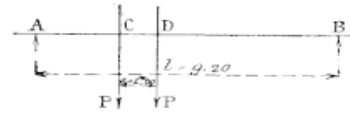


FIG. 43.

Le plus grand moment fléchissant se produit très sensiblement au milieu de la portée ; il a pour valeur :

$$\begin{aligned} \mu_m &= 42 \times \left(\frac{9,20^2}{8} \right) + \left(184 \times \frac{9}{2} \times \frac{9,20}{2} \right) - \left(184 \times 4 \times 2,555 \right) + \left(80 \times 4,10 \right) \\ \mu_m &= 444,36 + 1928,32 + 328, \\ \mu_m &= 2700. \end{aligned}$$

Les dimensions données aux membrures et aux barres de treillis sont celles indiquées ci-dessous (fig. 44) :

Dans une section quelconque d'abscisse x (fig. 45), on a, en désignant par X' et X les efforts longitudinaux qui s'exercent dans les membrures et par F la traction de la barre de treillis :

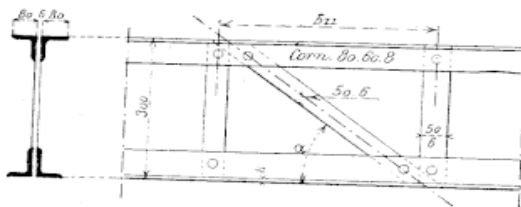


FIG. 44.

$$\begin{aligned} X' h_0 &= -\mu, \\ F \sin \alpha &= -T, \\ X' + F \cos \alpha &= X; \end{aligned}$$

d'où :

$$\begin{aligned} X' &= -\frac{\mu}{h_0}, \\ F &= -\frac{T}{\sin \alpha}, \\ X &= X' + F \cos \alpha. \end{aligned}$$

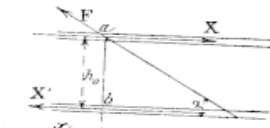


FIG. 45.

Dans la section la plus fatiguée, on a d'autre part :

$$\begin{aligned} \mu &= 2700, \\ T &= 0. \end{aligned}$$

Il en résulte donc pour plus grand effort longitudinal dans les membrures :

$$X' = \frac{2700}{h_0} = \frac{2700}{0,2684} = 10\,059^k,$$

et par suite, pour plus grande tension et compression rapportées à l'unité de surface :

$$R = \frac{10\,059}{2112} = 4^k,77 \text{ par } \frac{m}{m} \text{ carré.}$$

Quant aux treillis les plus fatigués, ce sont ceux voisins des appuis; ils doivent pouvoir résister à un effort tranchant de $1,172^k$, et sont par conséquent soumis à une tension de :

$$F = \frac{1172}{\sin \alpha}$$

et comme :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,300 - 0,016}{0,511 - 0,050} = 0,616,$$

$$\alpha = 31^{\circ} 37',$$

$$\sin \alpha = 0,524,$$

il en résulte que :

$$F = \frac{1172}{0,524} = 2237^k,$$

et par suite que la tension par millimètre carré de section atteint dans cette barre la valeur :

$$R_t = \frac{2237^k}{300} = 7^k,46 \text{ par } m^2.$$

L'adhérence mise en jeu dans le rivet de 14^m par lequel cette barre est fixée aux cornières est dès lors :

$$A = \frac{2237^k}{307,8} = 7^k,27.$$

Si le rivet, au lieu de serrer les surfaces, ne résistait que par cisaillement, il en résulterait pour la barre un excès de fatigue dans la section du rivet égale par millimètre carré à :

$$\frac{2237^k}{216} - \frac{2237^k}{300} = 10^k,35 - 7^k,46 = 2^k,89.$$

Le montant le plus fatigué de la panne est soumis à une compression :

$$C = F \sin \alpha = 1172^k,$$

F étant la tension dans le treillis. On aura donc par millimètre carré de section du montant une compression :

$$R = \frac{1172^k}{300} = 3^k,94.$$

D'après la formule de Lowe, cette compression ne devrait pas dépasser pour un rapport de 30 entre la partie libre de la barre et sa plus petite dimension, une valeur de $3^k,00$. Mais, comme dans le cas présent le montant est encastré aux extrémités et que l'hypothèse d'une surcharge de neige de $0^m,500$ ne se réalisera que rarement, la compression moyenne de $3^k,94$ peut être acceptée.

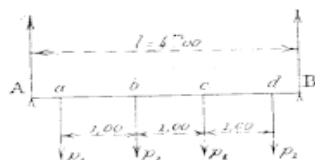


FIG. 46.

2° Portée de $4^m,00$. — Ces pannes sont assimilables, pour le calcul, à des solives reposant librement sur deux appuis de niveau situés à une distance de $4^m,00$ l'un de l'autre (fig. 46) et soumis à l'action d'une charge

uniformément répartie égale au poids propre de la poutre, c'est-à-dire à 35^k par mètre, à l'action de 4 surcharges équidistantes p , égales chacune à 184^k , et enfin à celle de deux charges distinctes dues au poids de deux hommes circulant le long de la panne et restant toujours à $1^m,00$ l'un de l'autre.

Le moment fléchissant maximum se produit très sensiblement dans la section du milieu de la panne et a pour valeur :

$$\mu_m = \left(35 \times \frac{4,00^2}{8} \right) + (184 \times 2) + (80 \times 1,50),$$

$$\mu_m = 558.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = \left(35 \times \frac{4,00}{2} \right) + (184 \times 2) + \left(2 \times 80 \times \frac{3,50}{4} \right),$$

$$T = 578.$$

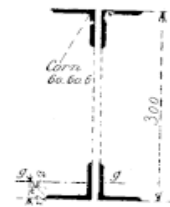


FIG. 47.

A la section transversale adoptée (fig. 47) correspond une distance des centres de gravité des membrures égale à :

$$z = 0,300 - 0,0344 = 0^m,2656.$$

Les plus grandes tensions et compressions auxquelles les membrures supérieure et inférieure sont soumises sont donc :

$$S = \frac{558^k}{0,2656} = 2100^k.$$

Le travail du métal dans la section la plus fatiguée a ainsi pour valeur :

$$R = \frac{2100^k}{2 \times 684} = 1^k,53 \text{ par } m/m^2.$$

Les treillis les plus tendus sont soumis à un effort :

$$F = \frac{T}{\sin \alpha} = \frac{578}{0,524} = 1102.$$

La tension maxima par m/m carré de ces barres sera donc :

$$R_t = \frac{1102^k}{300} = 3^k,67.$$

3° Portée de $14^m,00$. — On assimilera ces pannes à des solives reposant librement sur deux appuis de niveau (fig. 48) et soumis à l'action d'une charge uniformément répartie produite par le poids propre de la poutre, soit 75^k par mètre, à l'action de 14 charges équidistantes et égales chacune à 184^k , et enfin à l'action de deux charges distinctes de 80^k , qui, en circulant sur la panne, restent à une distance constante de $1^m,00$ l'une de l'autre.

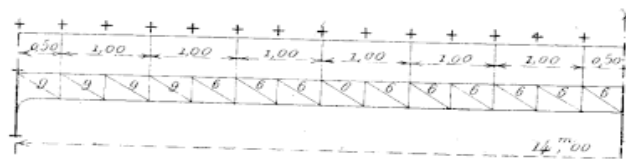


FIG. 48.

Dans ces conditions, le moment fléchissant maximum se produit dans la section milieu et a pour valeur :

$$\mu_m = \left(75 \times \frac{14^2}{8}\right) + (7 \times 184 \times 3,50) + (80 \times 6,50);$$

$$\mu_m = 6865,5.$$

Le plus grand effort tranchant a lieu près des appuis; il est égal à :

$$T = (75 \times 7) + (184 \times 7) + \left(2 \times 80 \times \frac{13,50}{4,00}\right) = 1967,2.$$

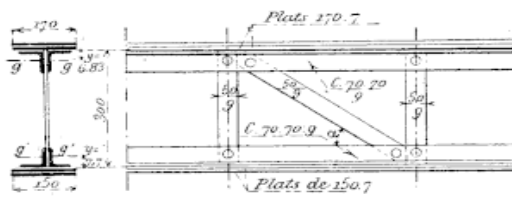


FIG. 49.

Les dimensions de la section milieu étant celles indiquées ci-contre (fig. 49), les tensions et compressions totales dans les membrures auront pour valeur :

$$F = \frac{6865,5^k}{0,2855} = 24047^k;$$

d'où il résulte, pour compression par millimètre carré des fibres de la membrure supérieure :

$$R' = \frac{24047^k}{4738} = 5^k,09,$$

et pour tension par millimètre carré des fibres de la membrure inférieure :

$$R'' = \frac{24047^k}{4458} = 5^k,40.$$

Les barres de treillis les plus fatiguées, c'est-à-dire celles placées près des appuis, se trouvent soumises à une tension totale

$$F = \frac{1967,2}{\sin \alpha}.$$

Or $\alpha = 32^{\circ} 4'$ et $\sin \alpha = 0,531$.

Donc :

$$F = \frac{1967^k,2}{0,531} = 3705^k,$$

ce qui donne par millimètre carré une tension de

$$R_t = \frac{3705^k}{450} = 8^k,24.$$

Ces barres étant réunies à chaque membrure par un rivet de $16^m/m$ présentant une double section de cisaillement, il en résulte que l'on a pour résister à l'action de 3705^k une section totale de $402^m/m^2$. L'adhérence mise en jeu par ces rivets a donc pour valeur :

$$A = \frac{3705^k}{402} = 9^k,24.$$

Quant aux montants verticaux, ils ont à résister à un effort de compression total :

$$T = 1967^k, 2,$$

et par suite à un effort de :

$$R_c = \frac{1967^k, 2}{450} = 4^k, 38$$

par millimètre carré.

Si, dans la barre inclinée, le rivet, au lieu de produire une adhérence, ne résistait que par cisaillement, la fatigue de la barre dans la section passant par l'axe du rivet deviendrait, par millimètre carré :

$$R' = \frac{3705^k}{33 \times 9} = 12^k, 48.$$

Ces fatigues dans les barres de treillis dépassent celles auxquelles on est généralement habitué ; mais il y a lieu de remarquer qu'elles ne se produisent que dans le cas d'une surcharge de neige de 50^k , et que dans ce cas cette surcharge n'agit que graduellement.

Des conditions architecturales empêchant de faire les treillis plus larges, on a été conduit à accepter ces chiffres, qui, dans les conditions où ils apparaissent, sont admissibles.

Les treillis et montants compris entre les cinquièmes panneaux à partir des appuis n'ont plus que 6 m/m d'épaisseur, et sont soumis aux fatigues suivantes :

Tension totale de la cinquième barre de treillis : $F = \frac{T}{\sin \alpha},$

$$T = 1967, 2 - \left[(2 \times 184) + (2 \times 73) \right] = 1449, 2$$

$$F = \frac{1449^k, 2}{0,531} = 2729^k.$$

Tension par unité de surface :

$$R = \frac{2729^k}{300} = 9^k, 09.$$

Compression totale sur le 4^e montant :

$$C = 1449^k, 2.$$

Compression par unité de surface de ce montant .

$$R = \frac{1449^k, 2}{300} = 4^k, 83.$$

II. — Pannes sous chevronnage.

Le zinc est supporté par un voligeage jointif en planches de 244×47 , clouées sur des fourrures en bois, boulonnées elles-mêmes sur les pannes (fig. 50).

Chacune de ces voliges peut être assimilée à un solide reposant librement sur deux appuis écartés horizontalement de 1^m,93 et soumis :

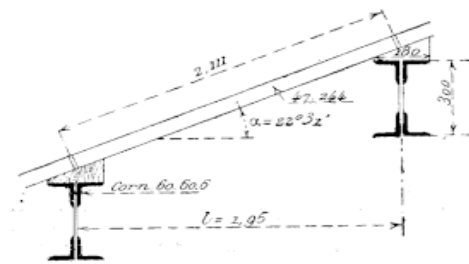


FIG. 50.

1° A l'action d'une charge uniformément répartie, égale par mètre à

$$\frac{0,244 (35 + 50)^k}{\cos \alpha} = \frac{20^k,74}{0,9237} = 22^k,5;$$

2° A celle d'une charge distincte produite par la circulation d'un homme pesant 80^k.

Dans ces conditions, le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu_m = \left(22,5 \times \frac{1,90^2}{8} \right) + \left(80 \times \frac{1,90}{4} \right) = 48,15,$$

qui donne une fatigue, par unité de surface, de :

$$R = \frac{6}{0,244 \times 0,047} \times 48^k,15 = 6^k,536.$$

Ce voligeage fait supporter aux pannes intermédiaires qui le soutiennent une charge uniformément répartie égale, par mètre, à :

$$p = 1,93 \left[\frac{35 + 50}{\cos \alpha} + 12^k (\text{poids des fourrures}) \right] = 202^k,80.$$

Ces pannes ont, pour leurs différentes portées, les mêmes sections transversales et la même composition de treillis que celles adoptées pour les pannes sous les vitrages; de plus elles ont à résister à des moments fléchissants et efforts tranchants très peu différents de ceux qui agissent sur ces mêmes pannes.

Pour les pannes de 14^m,00 de portée, par exemple, le plus grand moment fléchissant et le plus grand effort tranchant ont respectivement pour valeur, en ajoutant à la charge permanente le poids propre de la panne et celui de deux hommes circulant le long de la panne :

$$\begin{aligned} \mu &= \left[\left(202,8 + 75 \right) \times \frac{14^2}{8} \right] + \left(80 \times 6,5 \right) = 7326, \\ T &= \left[\left(202,8 + 75 \right) \frac{14}{2} \right] + \left(2 \times 80 \times \frac{13,50}{14} \right) = 2098,8, \end{aligned}$$

tandis que, pour la panne sous vitrage, ces mêmes facteurs ont respectivement pour valeur :

$$\mu = 6865,5 \text{ et } T = 1967,2.$$

Le même rapport existant pour les autres portées, il en résulte que les pannes sous chevronnage sont très sensiblement dans les mêmes conditions de résistance que les pannes sous vitrage.

ARBALÉTRIERS

La portée de ces pièces et la distribution des forces qui y sont appliquées sont indiquées sur la figure (51) ci-dessous :

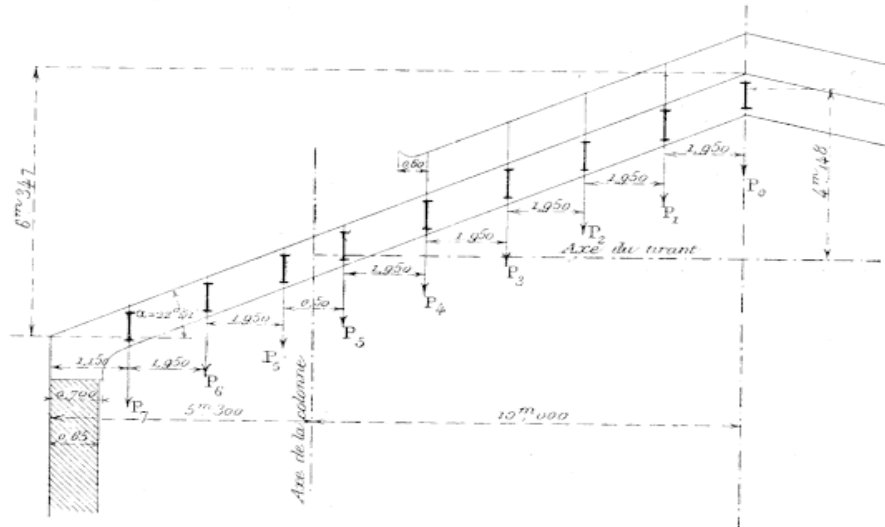


FIG. 51.

Nous ne considérons que le cas des fermes les plus fatiguées, c'est-à-dire celles écartées entre elles de 9^m,20.

En ne considérant que les charges permanentes, on a pour expression des charges distinctes verticales auxquelles chaque arbalétrier est soumis les valeurs indiquées dans le tableau suivant :

$$P_0 = 2 \left[\frac{386}{4} + \frac{9}{2} (0,827 p + 8) \right] = 2 (96,5 + 260,5 + 36^k) = 786^k.$$

$$P_1 = 2 \left[\frac{386}{2} + \frac{9}{2} (2,402 p + 16) \right] = 2 (193 + 757 + 72^k) = 2044^k.$$

$$P_2 = 2 \left[\frac{386}{2} + \frac{9}{2} (2,001 p + 16) \right] = 2 (193 + 630 + 72^k) = 1790^k.$$

$$P_3 = 2 \left[\frac{386}{2} + \frac{9}{2} (2,252 p + 16) \right] = 2 (193 + 711 + 72^k) = 1952^k.$$

$$P_4 = 2 \left[\frac{386}{2} + \frac{9}{2} (1,605 p + 16) \right] + \left(\frac{202,8}{2} \times 9,2^k \right) = 2474^k.$$

$$P_5' = 9,20 \left[\frac{202,8}{2} + 42 + \left(\frac{0,50}{2} \times 94 \right) \right] = 9,20 \times 166,9^k = 1535^k.$$

$$P_5 = 9,20 \left[\frac{202,8}{2} + 42 + \left(\frac{0,50}{2} \times 94 \right) \right] = 9,20 \times 166,9^k = 1535^k.$$

$$P_6 = 9,20 (202,8 + 42) = 9,20 \times 244,8 = 2252^k.$$

$$P_7 = 9,20 \left[\frac{202,8}{2} + 42 + \left(\frac{0,60}{2} \times 94 \right) \right] = 9,20 \times 171,6^k = 1579^k.$$

Dans ces formules, le chiffre de 16^k se rapporte au poids des fers à T et fers en $\square$ formant les supports des fers à vitrage.

Si nous ajoutons à chacun des poids qui précèdent le poids propre de l'arbalétrier, dont la valeur est égale, par mètre de projection horizontale, à :

$$p_0 = 160^k,$$

on a pour expression de la charge totale verticale portée par chaque arbalétrier :

$$\Sigma P = 15\,947^k + 2\,448^k = 18\,395^k,$$

soit en nombre rond 1200^k par mètre de projection horizontale.

Sans surcharge de neige, le poids total se réduit à :

$$\begin{aligned}\Sigma P' &= 18\,395^k - \left[(16,56 + 0,60) \times 9,2 \times 50 \right]^k, \\ \Sigma P' &= 10\,502^k.\end{aligned}$$

Nous calculons ci-après la fatigue moléculaire de chaque pièce dans l'hypothèse de la surcharge de neige; pour en déduire la fatigue sans surcharge de neige, il suffit de multiplier la première par le rapport :

$$\frac{\Sigma P'}{\Sigma P} = \frac{10\,502}{18\,395} = 0,573.$$

Pour déterminer les efforts moléculaires dans les diverses parties de l'arbalétrier, on l'assimilera à une pièce reposant sur 3 appuis A, B, C en ligne droite, soumise à l'action de son propre poids, et en outre à celle de 9 forces $P_0, P_1, P_2, P_3, P_4, \dots, P_7$, dont les valeurs ont été déterminées plus haut (fig. 52).

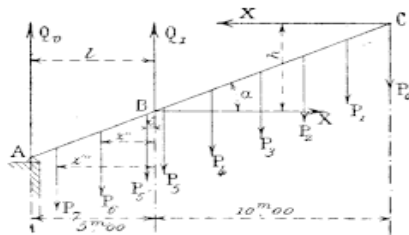


FIG. 52.

Dans ces conditions, eu égard aux dispositions de l'appui offert par la colonne, on peut considérer la pièce comme encastrée en B suivant AC et simplement posée en A. On a alors pour expression de

la composante verticale de la réaction en A :

$$Q_v = \frac{3}{8} \frac{pl}{\cos \alpha} + \frac{1}{2l^3} \Sigma (Pz^2 (3l - z)),$$

d'où, en remplaçant les lettres par leur valeur :

$$\begin{aligned}Q_v &= 324,5 + 0,004 (1415 + 139\,511 + 295\,020), \\ Q_v &= 2068^k.\end{aligned}$$

Cette réaction étant connue, on en déduit immédiatement pour l'appui B :

$$Q_1 = 18\,395^k - 2068^k = 16\,327^k.$$

L'action horizontale X au faîtage est donnée par la relation :

$$\begin{aligned}X &= \frac{1}{h} (\Sigma M_B P) \\ X &= \frac{1}{h} \left[(Q_v l + P_0 \times 10) + (P_1 \times 8,03) + (P_2 \times 6,10) + (P_3 \times 4,13) + (P_4 \times 2,20) \right. \\ &\quad \left. + (P_5 \times 0,23) - (P_5' \times 0,23) - (P_6 \times 2,20) - (P_7 \times 4,13) + \frac{p_0}{2} (10^2 - 3^2) \right];\end{aligned}$$

d'où, en effectuant :

$$X = \frac{1}{4,148} (10\,340 + 7860 + 16\,434 + 10\,919 + 8101 + 5443 - 4954 - 6553 + 6000),$$

$$X = \frac{53\,610^k}{4,148} = 12\,922^k.$$

Tirant. — Le diamètre donné au tirant est de 0^m,052. La section correspondante est de 2123^m/². Il en résulte, dans le cas d'une surcharge de neige, une tension de :

$$R = \frac{12\,922^k}{2123} = 6^k,10.$$

Sans la neige, cette tension devient :

$$R' = 0,573 \times 6^k,10 = 3^k,48.$$

Ces chiffres sont d'autant plus acceptables que, l'effort X étant calculé sans tenir compte du couple résultant de l'assemblage entre les deux moitiés de ferme, la valeur trouvée pour la tension du tirant est supérieure à la réalité.

Poinçon. — Le poinçon supportant le tirant est calculé de manière à maintenir de niveau le point de suspension et les points d'attache du tirant (fig. 53).

Le poids p du tirant est de 16^k par mètre de longueur. Le poinçon se trouve avoir à résister à une tension :

$$Q_1 = \frac{10}{8} pl = \frac{10}{8} \times 16 \times 10 = 200^k.$$

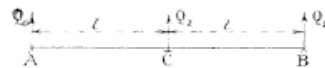


FIG. 53.

Son diamètre étant de 16^m/_m, on voit qu'il n'est soumis qu'à une fatigue moléculaire insignifiante.

Écrou du tendeur. — L'écrou qui produit le serrage du tendeur agit contre des filets tracés par la méthode de Sellers (fig. 54) et enroulés autour d'un noyau dont le diamètre est :

$$0,84 d = 0,84 \times 0,065 = 0^m,0546.$$

Le pas des filets est :

$$0,115 d = 0^m,007475.$$

La hauteur de l'écrou étant de 0^m,100, le nombre des filets qui s'y trouvent engagés est :

$$n = \frac{100}{7,475} = 13, \text{ en nombre rond;}$$

d'où une pression au contact des filets du boulon et de l'écrou :

$$N = \frac{12\,922}{n \frac{\pi d^2}{4} (1 - m^2)},$$

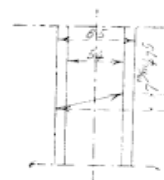


FIG. 54

Et, comme $n = 13$, $m = 0,84$, $d = 0,065$,

$$N = \frac{12\,922^k}{12\,688} = 1^k,02 \text{ par } \frac{m}{m} \text{ carré.}$$

Sous l'action de la charge permanente seule, cette compression n'est plus que de :

$$N' = 1^k,02 \times 0,573 = 0^k,584.$$

Entretoise du tendeur. — L'entretoise (fig. 55) peut être assimilée à une pièce reposant sur deux appuis distants de $0^m,190$ l'un de l'autre et soumise à l'action d'une charge :

$$X = 12\,922^k$$

appliquée au milieu de la portée.

Le moment fléchissant maximum qui en résulte a pour valeur :

$$\mu = \frac{12\,922 \times 0,190}{4} = 613,8.$$

Les tensions et compressions des fibres dans cette section auront par suite pour valeur :

$$R = \frac{613,8}{\frac{0,095 \times 0,06^2}{6} \times 10^6} = \frac{613,8}{57} = 10^k,75.$$

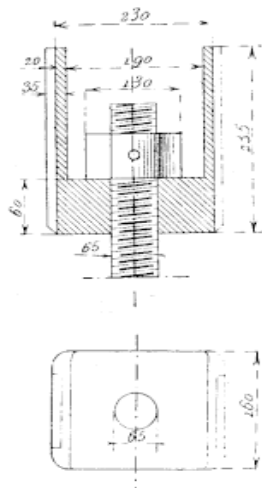


FIG. 55.

Dans le cas de la charge permanente seule, la fatigue n'est plus que de :

$$R' = 10^k,75 \times 0,573 = 6^k,16.$$

Ces chiffres sont acceptables, les pièces que nous considérons étant en fer forgé.

Branches du tendeur. — Chacune des branches du tendeur (fig. 56) est soumise dans la section la plus fatiguée à une traction de :

$$R = \frac{\frac{1}{2} \times 12\,922^k}{(79 - 27) \times 20} = 6^k,20.$$

Dans la partie prismatique des branches, cette tension n'est que de :

$$R = \frac{6461^k}{70 \times 20} = 4^k,61.$$



FIG. 56.

Dans le cas d'un desserrage des écrous, chacun des boulons de $25 \frac{m}{m}$ fixant les branches au tendeur aurait à résister à un effort de cisaillement égal à :

$$\frac{6461^k}{2 \times 397} = 8^k,14.$$

Le mode d'assemblage en queue d'aronde de chaque branche avec la chape a pour effet de faire que, même dans le cas d'un desserrage des écrous, cet effort de cisaillement ne serait pas atteint.

Les dimensions indiquées placent donc la pièce dans de bonnes conditions de résistance.

Boulon d'articulation (fig. 57). — Le boulon de 45^m/m formant axe d'articulation entre la chape et la ferme a à résister à un effort :

$$T = 6461^k,$$

faisant naître dans ce boulon un effort de cisaillement moyen :

$$R_c = \frac{6461^k}{1590} = 4^k,06.$$

Le moment fléchissant produit sous l'action de l'effort T a pour valeur :

$$\mu = 6461 \left(\frac{0,025}{3} + \frac{0,025}{3} \right),$$

$$\mu = 108,$$

donnant lieu à des tensions et compressions dans le boulon égales à :

$$R = \frac{32}{\pi d^3} \times 108^k = 11^k,98.$$

A ces efforts correspondent des compressions au contact du boulon et de la chape (fig. 58) :

$$N = 2 \left(\frac{6461}{45 \times 25} \right)^k = 11^k,48$$

et un moment fléchissant dans la section AB de l'entretoise :

$$\mu = 6461 \times 0,0712 = 458,7.$$

donnant lieu à des tensions et compressions dans cette section :

$$R = \frac{32d}{\pi(d^3 - d'^3)} \times 458,7 = 12\,850 \times 458,7 = 5^k,90.$$

Quant aux quatre boulons de fixation de l'entretoise à la ferme, ils ont à résister à un effort total de 6461^k, soit par millimètre carré :

$$R = \frac{6461^k}{4 \frac{\pi \times 22^2}{4}} = 4^k,25,$$

et à un effort total d'extension :

$$F = \frac{\mu}{0,145} = \frac{458,7}{0,145} = 3\,163^k,$$

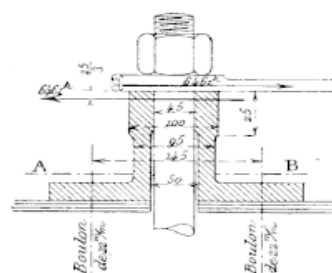


FIG. 57.

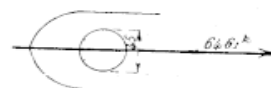


FIG. 58.

ce qui donne par millimètre carré de section :

$$R = \frac{3163^k}{2 \frac{\pi \times 22^2}{4}} = 4^k,15.$$

Calcul de l'arbalétrier (Fig. 59). — Considérons les sections successives normales à la fibre moyenne et passant par les points de rencontre des treillis des panneaux situés immédiatement à droite des points d'attache des pannes où s'exercent les actions $P_1, P_2, \dots$ dont nous avons précédemment calculé les valeurs. Le moment fléchissant, l'effort de compression et l'effort tranchant auront pour expression dans les sections n^{os} 1, 2, 3, 4 et 5 :

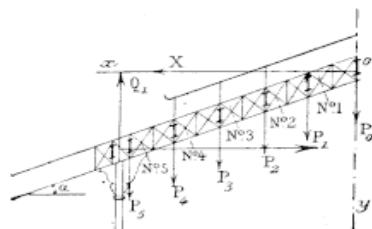


FIG. 59.

$$M = -Xy + \Sigma M_0 P + \frac{p'x^2}{2 \cos \alpha},$$

$$N = X \cos \alpha + \Sigma P \sin \alpha + p'x \operatorname{tg} \alpha,$$

$$T = X \sin \alpha - \Sigma P \cos \alpha - p'x,$$

et pour valeurs numériques celles résumées dans le tableau ci-dessous :

SECTIONS.	x	y	M	N	T
N° 1. . . .	1,462	0,606	— 6 641	12 558	4 171
N° 2. . . .	3,410	1,415	— 12 394	13 068	2 215
N° 3. . . .	5,360	2,224	— 14 390	13 783	493
N° 4. . . .	7,310	3,033	— 12 468	14 559	— 1 379
N° 5. . . .	9,26	3,842	— 5 918	15 534	— 3 732

La section transversale des membrures est constante et caractérisée par les dimensions de la figure 60 ci-contre. A ces dimensions répondent une section :

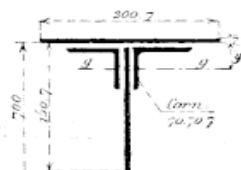


FIG. 60.

$$\Omega = 4312;$$

et, comme la distance entre les centres de gravité des membrures est de 0^m,6484, on a, dans la section n° 3, qui est la plus fatiguée, pour tension et compression des fibres :

$$F = \frac{14\,390^k}{0,6484} = 22\,193^k.$$

La fatigue par millimètre carré qui en résulte est :

$$R = \frac{22\,193^k}{4\,312} = 5^k,15.$$

Les treillis les plus fatigués sont ceux de la section n° 1, dont les barres sont soumises aux efforts indiqués ci-contre (fig. 61), et qui ont pour valeur :

$$F = \frac{T \sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)},$$

$$F' = F \frac{\sin \beta}{\sin \alpha};$$

ou, en remplaçant les lettres par leur valeur :

$$F = 0,716 T,$$

$$F' = 1,246 F.$$

En substituant à T sa valeur maxima, soit 4 171^k, on a :

$$F = 2 986^k,$$

$$F' = 3 721^k.$$

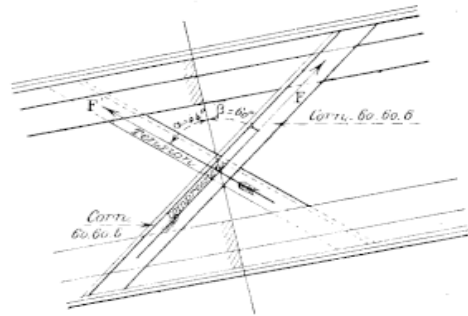


FIG. 61.

Chaque barre étant constituée par une cornière de 60 × 60 × 6, qui donne une section $\omega = 684 \text{ m}^2$, la fatigue dans chacune de ces pièces atteint :

$$\text{dans la barre comprimée : } R = \frac{2 986^k}{684} = 4^k,36,$$

$$\text{et dans la barre tendue : } R' = \frac{3 721^k}{684} = 5^k,44.$$

Dans le panneau considéré, qui est le plus fatigué, les barres de treillis sont réunies aux membrures par 3 rivets de 16^m/m présentant une section totale de 603 ^m/m².

L'adhérence mise en jeu, ou, si les rivets ne serrent pas, l'effort de cisaillement auquel ils auront à résister aura pour valeur :

$$A = \frac{3 721}{603} = 6^k,18 \text{ par } \frac{\text{m}}{\text{m}^2}.$$

PLANCHERS

Parquetage.

Le parquetage est constitué par des planches de 0,244 × 0,041, d'une longueur suffisante pour être boulonnées sur deux solives en fer I espacées de 0,9343 et reposer par leurs deux extrémités sur les solives qui précèdent et suivent les solives intermédiaires. La fixation des planches sur ces dernières solives est effectuée par un boulon de 10 ^m/m, comme l'indique la figure ci-après (62).

Pour calculer les planches, on les a assimilées à un solide reposant librement

sur deux appuis situés à 0^m,9343 l'un de l'autre et soumis à l'action d'une charge uniformément répartie égale à son propre poids et à celle d'une ou plusieurs charges distinctes dues au passage du public.

A l'hypothèse de l'action du poids P d'un homme placé sur le milieu de la planche répond un moment fléchissant :

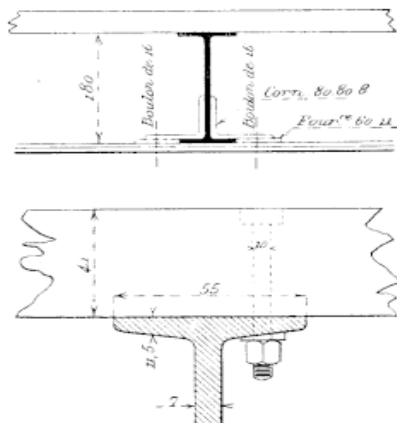


FIG. 62.

$$\mu = \frac{pa^2}{8} + \frac{Pa}{4}$$

$$\mu = \frac{10 \times 0,9343^2}{8} + \frac{100 \times 0,9343}{4},$$

$$\mu = 24,4.$$

Si l'on suppose deux hommes cheminant l'un derrière l'autre sur la planche et placés à une distance de 0^m,50 l'un de l'autre, le moment fléchissant dû à leur poids a pour valeur :

$$\mu = \frac{P}{2a} \left(a - \frac{\delta}{2} \right)^2 = 25,1,$$

tandis qu'avec un seul homme $\mu = 23,3$.

Par suite, le plus grand moment de flexion ne dépasse pas 26,2, et l'on a pour la fatigue du parquet :

$$R = \frac{v\mu}{I} = \frac{14\,634 \times 26,2}{10^6} = 0^k,383 \text{ par } m^2.$$

Solives.

Les solives sont assimilables pour le calcul à des solides reposant librement sur deux appuis placés à 4^m,90 l'un de l'autre et soumis à l'action d'une charge uniformément répartie composée comme suit :

Poids propre de la solive.	18 ^k ,50
Poids du plancher = 0,9343 × 0,041 × 700 =	26 ,81
Surcharge d'épreuve = 0,9343 × 300 = . . .	280 ,29
TOTAL.	325 ^k ,60

Le moment fléchissant maximum aura pour expression :

$$\mu = 325,6 \times \frac{4,9^2}{8} = 976,8.$$

L'effort tranchant maximum sera :

$$T = 325,6 \times \frac{4,9}{2} = 797^k,72.$$

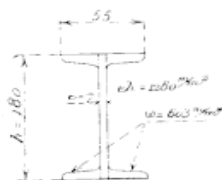


FIG. 63.

Les solives ayant le profil dessiné ci-dessus (fig. 63), on a :

$$\frac{I}{v} = 0,000\,128.$$

Les tensions et compressions auxquelles les éléments extrêmes de la section la plus fatiguée ont à résister sont donc représentées par :

$$R = \frac{976,88}{128} = 7^k,61 \text{ par } \text{m}^2 \text{ carré.}$$

Quant au glissement longitudinal dans la section où l'effort tranchant est maximum, il a pour valeur :

$$S = \frac{T}{eh} \left[1 + \frac{eh}{12\omega + 2eh} \right],$$

$$S = \frac{797^k,72}{1260} \left[1 + \frac{1260}{9756} \right] = 0^k,715.$$

Poutres entre colonnes.

Ces poutres supportent les solives du plancher. Elles ont des portées qui sont successivement de 14^m,00, de 12^m,00, de 9^m,20 et de 4^m,00.

1^o **Portée de 14^m,00.** — Ces poutres sont assimilables (fig. 64) à des solides reposant librement sur deux appuis de niveau, d'une portée de 13^m,50, soumis à l'action de leur propre poids et à celle de 13 forces transversales dues au poids des solives surchargées. Chacune de ces forces équivaut à un poids de 798^k.

Le poids propre de la poutre est évalué à 100^k par mètre courant.

Le moment fléchissant maximum est :

$$\mu = \left(\frac{100 \times 13,5^2}{8} \right) + 798 \times \left[7(0,9343 \times 3) + 0,21 \right] + \left(798 \times \frac{13,5}{2} \right),$$

$$\mu = 21\,803.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = 675 + 5586 + \left(798 \times \frac{1}{2} \right),$$

$$T = 6660^k.$$

La section transversale de la poutre ayant les dimensions indiquées ci-contre (fig. 65), chaque membrure aura à résister à un effort de :

$$F = \frac{21\,803^k}{0,4856} = 44\,900^k.$$

Il en résulte, par ^m/_m carré, une fatigue de :

$$R = \frac{44\,900^k}{5598} = 8^k,04.$$

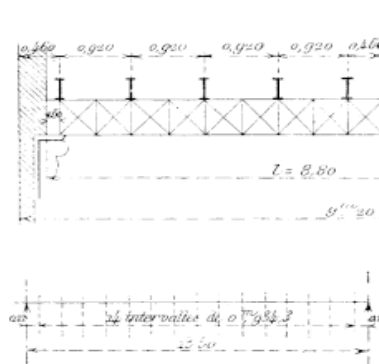


FIG. 64.

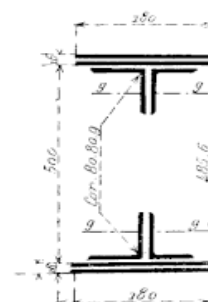


FIG. 65.

Les panneaux en treillis ayant la composition indiquée (fig. 66), nous aurons pour inclinaison des barres sur la verticale :

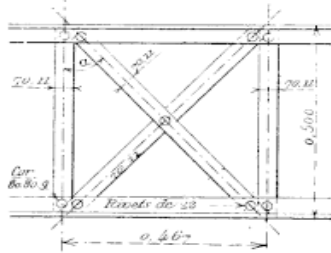


FIG. 66.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,467 - 0,07}{0,500 - 0,018} = 0,8236 ;$$

d'où :

$$\alpha = 39^{\circ} 28',$$

$$\cos \alpha = 0,7719.$$

Les barres les plus fatiguées auront à résister à des efforts longitudinaux égaux à :

$$F = \frac{T}{2 \cos \alpha} = \frac{6660 - [(798 + 100 \times 0,443)]}{1,544},$$

$$F = 3762^k.$$

La section transversale de chaque barre étant :

$$\omega = 70 \times 11 = 770 \text{ m/m}^2,$$

les tensions et compressions qui s'y développent auront pour valeur :

$$R = \frac{3762^k}{770} = 4^k,89 \text{ par m/m}^2.$$

En tenant compte de la diminution de résistance due à la présence du trou de rivet de 22 m/m, on a alors :

$$R = \frac{3762^k}{528} = 7^k,13.$$

Chaque barre étant fixée aux membrures par un rivet de 22 m/m travaillant au double cisaillement ou à la double adhérence, on a pour représenter ces efforts :

$$A = \frac{3762^k}{760} = 4^k,96$$

par m/m carré de section de rivet.

2° Portée de 9^m,20. — Chacune de ces poutres est assimilable à un solide

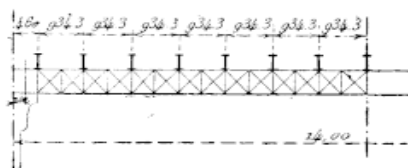


FIG. 67.

reposant librement sur deux appuis distants de 8^m,80, soumis à l'action d'une charge uniformément répartie égale à 60^k (poids de la poutre par mètre courant), et en outre à l'action de 10 forces transversales valant chacune 786^k (fig. 67).

Le moment fléchissant maximum aura pour valeur :

$$\mu = \frac{60 \times 8,80^2}{8} + (3930 \times 2,10).$$

$$\mu = 8834.$$

L'effort tranchant au droit des appuis aura pour valeur :

$$T = \frac{60 \times 8,80}{2} \times 5 \times 786,$$

$$T = 4194^k.$$

La poutre ayant les dimensions indiquées sur la figure 68, on a :

$$\Omega = 2432 \text{ m}^2.$$

Chaque membrure a à résister à un effort :

$$F = \frac{8834}{0,454} = 19\,458,$$

et par suite à une fatigue :

$$R = \frac{19\,458}{2432} = 8^k,00$$

par m^2 carré de section.

Si nous considérons le panneau voisin d'un appui, nous aurons au point de croisement des barres de treillis (fig. 69) :

$$T = 4194 - (786 + 30),$$

$$T = 3378^k,$$

et par suite chaque barre de treillis sera soumise à un effort longitudinal :

$$F = \frac{3378}{2 \times 0,788} = 2141^k,$$

donnant par m^2 carré une fatigue égale à :

$$R = \frac{2141}{490} = 4^k,38.$$

Quant aux rivets de 18 m attachant les barres du premier panneau aux membrures, ils travaillent à un double cisaillement ou à une double adhérence et sont soumis à une fatigue égale à :

$$A = \frac{2141}{2 \times 254} = 4^k,22$$

par m^2 carré.

3° Portée de 12^m,00. — Les deux appuis de ces poutres sont à 11^m,60 l'un de l'autre.

Les charges qui agissent sur une poutre se composent d'une charge uniformément répartie égale au poids propre de la poutre, soit 80^k par mètre, et de 13 forces transversales égales chacune à 786^k.

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = 80 \times \frac{11,60^2}{8} + \frac{786 \times 13}{2} \times 2,817,$$

$$\mu = 15\,737.$$

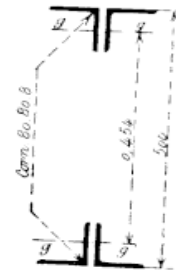


FIG. 68.

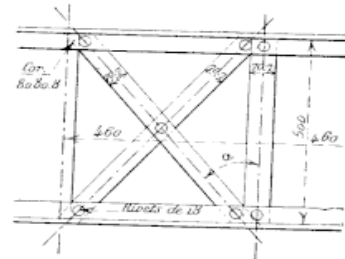


FIG. 69.

L'effort tranchant au droit de l'appui est égal à :

$$T = 80 \times \frac{11,60}{2} + \frac{786 \times 13}{2} = 5\,573^k.$$

La poutre ayant la section transversale figurée ci-contre, (fig. 70) on a :

$$\Omega = 3978 \text{ m}^2.$$

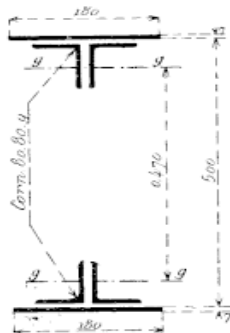


FIG. 70.

Chaque membrure aura à résister à un effort :

$$F = \frac{15\,737}{0,470} = 33\,483^k.$$

Par suite, la fatigue par millimètre carré sera de :

$$R = \frac{33\,483}{3978} = 8^k,43.$$

L'effort tranchant dans le premier panneau étant égal à :

$$T = 5573 - 826 = 4\,747^k,$$

chaque barre sera soumise à un effort longitudinal représenté par :

$$F = \frac{4\,747}{2 \times 0,788} = 3\,012^k,$$

donnant une fatigue de :

$$R = \frac{3\,012}{630} = 4^k,77$$

par millimètre carré de section.

COLONNES

Les colonnes les plus fatiguées sont celles qui se trouvent placées entre deux travées consécutives de 9^m,20.

Nous considérons les conditions de résistance de l'une d'elles dans les différents tronçons qui la composent (fig. 71).

1° Section AA'. — La section de cette partie de la colonne (fig. 72) est :

$$\Omega = 16\,250 \text{ m}^2.$$

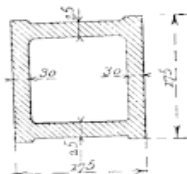


FIG. 72.

L'effort maximum qu'elle aura à supporter se compose de l'action Q_1 produite par l'arbalétrier et du poids du tronçon considéré au-dessus de AA', soit au total :

$$Q = Q_1 + 1\,070 = 16\,237 + 1\,070,$$

$$Q = 17\,397^k.$$

Le plus grand effort auquel aura à résister la section AA' est une compression dont la valeur est :

$$R = \frac{17\,397}{16\,250} = 1^k,070$$

par millimètre carré.

2° Section BB' (fig. 73). — La charge totale supportée par cette section est, en y comprenant le poids des tronçons situés au-dessus de BB' :

$$Q' = Q + 2250 = 17\,397 + 2250, \\ Q' = 19\,647^k.$$

La section considérée donne :

$$\Omega = \frac{\pi (388^2 - 322^2)}{4} \\ = 36\,807 \text{ m}^2;$$

d'où une compression :

$$R = \frac{13\,747}{36\,807} = 0^k,535$$

par m/m carré.

3° Section CC' (fig. 73). — La charge totale qui agit sur cette section comprend l'action Q_1 de l'arbalétrier, le poids propre des tronçons supérieurs et les efforts tranchants égaux à $T = 4\,194^k$ des poutres qui supportent le plancher du 1^{er} étage et s'appuient sur la colonne considérée.

$$Q'' = Q_1 + (1070 + 2250 + 1740) + 2 T, \\ Q'' = 16327 + 5030 + 8388 = 29\,745^k.$$

La section de la colonne dans le plan cc' est :

$$\Omega = \frac{\pi (420^2 - 360^2)}{4} = 36\,753 \text{ m}^2.$$

Le plus grand effort qu'elle ait à subir est une compression de :

$$R = \frac{29\,745}{36\,753} = 0^k,810.$$

Si l'on assimile la colonne à une pièce de section constante, on trouve que la

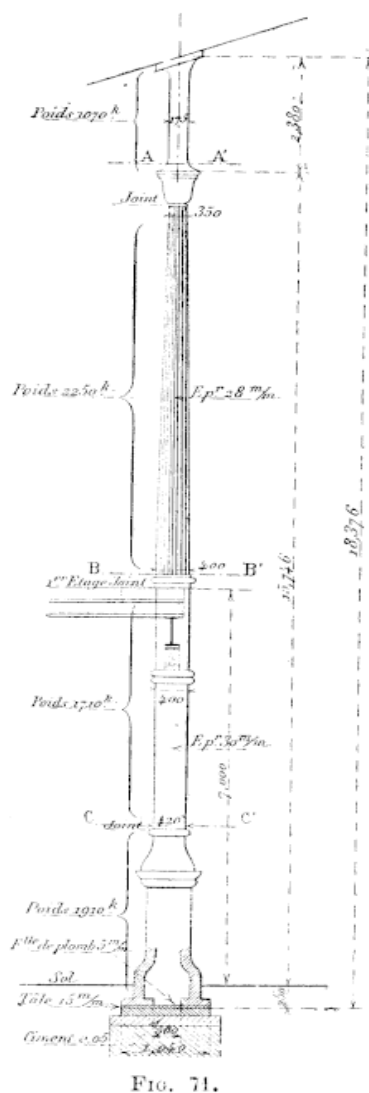


FIG. 71.

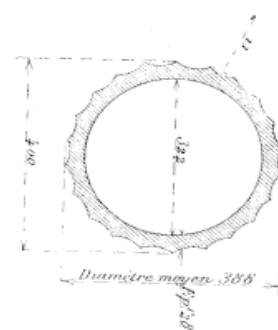


FIG. 73.

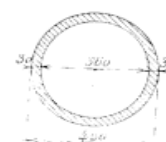


FIG. 74.

force nécessaire pour maintenir la flexion qu'une cause accidentelle aurait fait naître a pour expression :

$$N = \frac{\pi^2 EI}{l^2}.$$

La section moyenne donne :

$$I = \frac{\pi (d^4 - d'^4)}{64} = \frac{\pi (0,388^4 - 0,322^4)}{4},$$

$$I = 0,000\,584\,729.$$

Il en résulte, en prenant $E = 9 \times 10^9$:

$$N = \frac{3,1416^2 \times 9 \times 10^9 \times 0,000\,584\,729}{18,376^2} = 153,814^k.$$

Or, la charge maxima que la colonne a à supporter vers le milieu de sa hauteur n'est que de :

$$Q'' = 29\,745^k;$$

soit $\frac{29\,745}{153\,814} = \frac{1}{5}$ de la charge nécessaire pour maintenir une flexion accidentelle.

Pression sur le plomb.

L'effort total exercé sur le plomb est au maximum :

$$Q''' = Q'' + 1910^k = 31\,655^k.$$

La partie de la feuille de plomb pressée par la base de la colonne présente une section de :

$$\Omega = \frac{\pi (1,040^2 - 560^2)}{4} = 603\,186 \text{ } \frac{\text{m}}{\text{m}^2}.$$

La compression subie par le plomb est par suite :

$$R = \frac{31\,655}{603\,186} = 0^k,053$$

par $\frac{\text{m}}{\text{m}}$ carré.

Pression sur la maçonnerie.

En admettant que les efforts moléculaires exercés sur la feuille de plomb de 5 $\frac{\text{m}}{\text{m}}$ et sur la tôle de 15 $\frac{\text{m}}{\text{m}}$ se transmettent verticalement à la fondation, l'effort de compression exercé par la feuille de tôle est :

$$R = \frac{31\,655}{603\,186} = 5^k,30$$

par centimètre carré de surface de ciment.

Les différentes sections des colonnes ainsi que leurs fondations sont donc dans des conditions de résistance satisfaisantes.

Montage des fermes de 30 mètres. — Le montage des fermes a été très simplement effectué à l'aide d'un échafaudage constitué aussi simplement et aussi économiquement que possible. Cet échafaudage était porté par six galets de roulement, et muni, à sa partie supérieure, d'une plate-forme générale sur laquelle s'installaient des chèvres en bois destinées à assurer le levage.

On commençait par mettre en place les colonnes en fonte. Celles-ci, dont le poids total atteignait 7,000 kil., se montaient en quatre morceaux, à l'aide des chèvres placées sur la plate-forme supérieure.

Puis la ferme, qui avait été tout entière assemblée et rivée sur le sol, était levée en une seule fois au moyen des deux mêmes chèvres, et on la laissait ensuite reposer sur ses appuis. Le poids de cet ensemble n'étant que d'environ 4,000 kil., l'opération ne présentait aucune difficulté spéciale.

Poids et prix unitaires. — Les galeries Rapp et Desaix avaient fait chacune l'objet d'une seule adjudication ; mais il s'y est ajouté, pour la plus grande partie, l'entreprise de la fourniture des fontes des Palais des Arts.

Les entreprises de constructions en fer avaient été confiées, l'une à M. de Schrywer, l'autre à M. Duclos ; mais ce dernier, ayant obtenu d'être substitué à M. de Schrywer, resta seul, en définitive, chargé des deux opérations.

La première (galerie Desaix) était traitée au prix de 0 fr. 35, avec un rabais de 4 fr. 30 p. 100 ;

La deuxième (galerie Rapp), au même prix, frappé d'un rabais de 0 fr. 20 p. 100.

Le poids des fers employés a été :

Pour la galerie Rapp : 305 693 kilog. ;

Pour la galerie Desaix : 294 596, —

au prix moyen de 0 fr. 319 le kilog.

Le poids des colonnes en fonte a été, pour les deux galeries, de 288,035 kilog.

La surface couverte de ces galeries est de 7 360 mètres.

Le volume abrité est de 130 000 mètres cubes.

Le prix du mètre carré revient à 38 fr. 25; celui du mètre cube, à 2 fr. 16.

DÔMES.

Description. — L'établissement d'un dôme est, de tous les problèmes que peut présenter l'architecture, l'un des plus séduisants et l'un des moins faciles, car, si la question de stabilité mérite tous les soins du constructeur, la question de forme exige de l'artiste une attention toute spéciale.

En effet, une coupole se présente toujours sous deux aspects bien distincts : à l'extérieur, elle constitue pour le monument un couronnement magistral, s'éclairant bien et silhouettant sur le ciel sa forme arrondie; à l'intérieur, elle agrandit la salle qu'elle surmonte, en produisant des perspectives plafonnantes courbes d'une impression grandiose et saisissante. Mais, sauf dans quelques dômes orientaux et dans la coupole du Panthéon de Rome, il est très rare que ce soit la même enveloppe sphérique qui réalise ces deux effets.

La raison en est simple : si l'on veut provoquer une sensation d'immensité à l'intérieur, comme à Sainte-Sophie de Constantinople, on doit abaisser la coupole, et alors l'aspect extérieur devient nul; si, au contraire, on veut bien accuser la forme extérieure, on est amené à surélever la coupole à l'aide d'un tambour cylindrique, comme au Panthéon de Paris, au dôme des Invalides, etc., et alors l'aspect intérieur est sacrifié, car le spectateur placé sous le dôme semble se trouver au fond d'un puits, et n'aperçoit la calotte sphérique qu'à une hauteur trop grande pour la bien voir.

Certains architectes ont cru pouvoir tourner la difficulté en faisant deux coupoles différentes : l'une, pour l'effet intérieur; l'autre, beaucoup plus élevée, et séparée de la première par un espace inutile, pour l'effet extérieur.

Au Panthéon de Paris, il existe même trois calottes superposées; ce qui est un bel exemple de stéréotomie, mais aussi une véritable faute contre la logique.

Les dômes des Palais de l'Exposition présentent, au contraire, cette particularité très intéressante de ne posséder qu'une ossature très mince, supportant à la fois la décoration intérieure et la décoration extérieure. Le double effet décoratif est obtenu par une série de moyens aussi simples qu'ingénieux. Pour cela, le tambour cylindrique qui supporte le dôme est réduit au minimum (5 mètres environ de hauteur). De cette façon, cette première assise du couronnement ne lutte pas d'importance avec la coupole, qui a 30^m,50 de diamètre. D'un autre côté, la hauteur totale du dôme est de 56^m,00 : c'est là une dimension suffisante pour dominer les façades et la grande nef, dont le faitage est à 29^m,00, tout en laissant les détails accessibles au regard. Mais le véritable artifice qui produit l'impression cherchée consiste à établir le dôme au centre d'une salle beaucoup plus large que lui, obtenue par le croisement de la grande nef avec un petit transept.

En plaçant au milieu de cette salle le dôme, porté sur quatre piliers isolés, reliés eux-mêmes au reste de la construction par d'élégantes arcatures en fer, on permet aux visiteurs d'embrasser d'un seul coup d'œil, avec un recul suffisant, et sans torsion de tête pénible, l'ensemble intérieur du monument. L'effet grandiose qui en résulte est incontestablement l'un des plus brillants qu'on puisse obtenir dans ce genre de construction.

Voici de quels éléments se trouve constituée l'ossature métallique de cette vaste composition :

La partie inférieure est formée de quatre grands piliers de 26^m,50 de hauteur, espacés de 34 mètres d'axe en axe; ces grands piliers sont réunis à la partie supérieure par quatre grandes poutres principales, reliées dans les angles par quatre poutres en pans coupés. Il résulte de cet ensemble un châssis octogonal régulier, circonscrit à la base du dôme.

Dans les angles, ces poutres s'infléchissent pour dégager l'octo-

gone du châssis, qui porte une première ceinture circulaire constituant l'attique, lequel est percé d'œils-de-bœuf.

Les grands piliers sont, en outre, renforcés deux à deux par des arcatures, en forme d'ogives surbaissées, qui épousent, à la partie supérieure, la courbure des nefs voisines.

La coupole proprement dite est constituée par 24 demi-fermes courbes, partant de la ceinture de l'attique, et aboutissant à une couronne à laquelle s'attachent le fleuron et la clef pendante qui terminent l'édifice. Ces fermes sont reliées par quatre cours de pannes. L'attique, dans sa hauteur, est complété par un remplissage en briques émaillées. Les intervalles compris entre les vingt-quatre demi-fermes sont recoupés en quatre fuseaux par des cours de chevrons s'élevant jusqu'à la troisième ceinture de pannes. Le remplissage de ces fuseaux est formé d'entrevous en terre cuite, sur lesquels sont marouflées les peintures de la décoration intérieure. A l'extérieur, la coupole est recouverte en tuiles émaillées, agrafées sur des lattis en cornières. La dernière zone de la coupole, à partir de la troisième ceinture de pannes, est entièrement vitrée.

La forme des piliers est très spéciale et doit être signalée ; elle donne un point d'appui très résistant et ne présente pas la sécheresse de ligne d'une section carrée.

Pour éviter cette forme trop simple, le pilier est constitué à l'aide de huit membrures verticales réunies au moyen de treillis, présentant en plan la forme d'une croix grecque. On obtient ainsi un point d'appui très léger d'apparence et très peu déformable, les huit membrures qui forment les montants verticaux étant reliées par quatre treillis sur les quatre faces apparentes.

L'ossature métallique des piliers et arcatures est complétée par des trompillons d'angle, dont la forme varie dans les deux dômes.

Au Palais des Beaux-Arts, le trompillon est plus allongé et constitue un véritable pendentif reposant sur les grandes arcatures des piliers ; au Palais des Arts libéraux, les arcatures étant extradossées à l'aide d'un tympan à jour, le trompillon se trouve tout à fait surbaissé.

Calculs. — Les calculs des dômes ont été faits dans deux hypothèses.

Dans la première, l'ensemble qui constitue le dôme reçoit des parties de la construction qui lui sont contiguës un appui et un supplément de consolidation.

Dans la seconde, l'ensemble est supposé tout à fait isolé, indépendant des constructions voisines, et n'emprunter à aucune annexe une partie de sa stabilité.

1^{re} HYPOTHÈSE.

DOMÉ DU PALAIS DES BEAUX-ARTS

CHARGES PERMANENTES

Dôme proprement dit.

<i>Couverture.</i> — Poids par mètre carré développé.	45 ^k
<i>Remplissage intérieur.</i> — Poids par mètre carré développé	40 ^k
<i>Remplissage du pan de fer circulaire, mur d'attique.</i> — Poids total	252 000 ^k
<i>Vitrage.</i> — Par mètre carré développé.	30 ^k
<i>Surcharge. Vent.</i> — Même effort que celui adopté pour la grande galerie des Machines, soit une pression horizontale par mètre carré de. . .	120 ^k

Annexes entourant le dôme.

<i>Combles.</i> — Poids par mètre carré.	100 ^k
<i>Plancher haut du rez-de-chaussée.</i> — Poids par mètre carré.	300 ^k
<i>Balcon en encorbellement.</i> — Poids par mètre carré.	300 ^k

COEFFICIENTS DE TRAVAIL DU FER

Sous l'influence des charges permanentes et surcharges ci-dessus définies, le travail du fer ne dépassera pas la limite de 8^k par millimètre carré de section, et celui de la rivure, la limite de 6^k.

Il importe de rappeler que l'ossature métallique de chaque dôme est composée essentiellement : d'une coupole à 12 fermes émergeant au-dessus de constructions adjacentes et exposée aux efforts du vent; d'un châssis octogonal portant la coupole et contrebuté par les constructions adjacentes, et de quatre piliers verticaux portant ce châssis octogonal et contrebutés également par les constructions adjacentes.

Le châssis octogonal est formé de quatre poutres principales reposant sur les piliers et réunies entre elles dans les angles par quatre poutres doubleaux consti-

tuant avec les poutres principales un octogone régulier circonscrit à la base de la coupole.

L'ossature métallique de chaque dôme est complétée par 4 arcs doubleaux recevant les pendentifs et trompillons destinés à la décoration intérieure du dôme.

CALCULS DE LA COUPOLE

Fermes.

Chaque ferme de la coupole est assimilée à une pièce courbe encastrée à ses retombées, et supportant des efforts verticaux dus aux charges permanentes et des efforts obliques dus au vent, agissant aux points d'attache des pannes.

Chaque demi-ferme supporte 1/24 du poids total de la coupole et l'effort du vent sur le triangle sphérique correspondant.

Dans les calculs suivants, les moments d'encastrement et les poussées au pied des fermes sont déterminés à l'aide de la méthode générale.

Pannes.

Les pannes sont des pièces reposant sur deux appuis de niveau, et supportant les charges et surcharges ci-dessus énumérées.

Chevrons.

Les chevrons sont des pièces reposant sur plusieurs appuis de niveaux différents, et soumises à l'action des charges et surcharges ci-dessus énumérées.

Ceinture inférieure.

La ceinture inférieure est calculée pour porter dans l'intervalle de deux fermes le remplissage du pan de fer mur d'attique et pour résister seule à la poussée des fermes de la coupole, quoique les autres pannes et la ceinture supérieure concourent au même résultat par leurs excès de résistance.

§ 1. — FERMES

Le tracé de la ferme est déterminé mathématiquement, au-dessus de l'attique, par l'extrados, qui est une courbe à 6 centres; le tracé de l'intrados est fait en portant sur les normales à l'extrados des longueurs telles que leurs différences avec les longueurs des normales extrêmes, au-dessus de l'attique et à la clé, soient dans le rapport des distances du pied de la normale considérée au pied des normales extrêmes, soit d'après la figure 73 :

$$\frac{a-y}{y-b} = \frac{x}{c}$$

et en joignant les points ainsi obtenus.

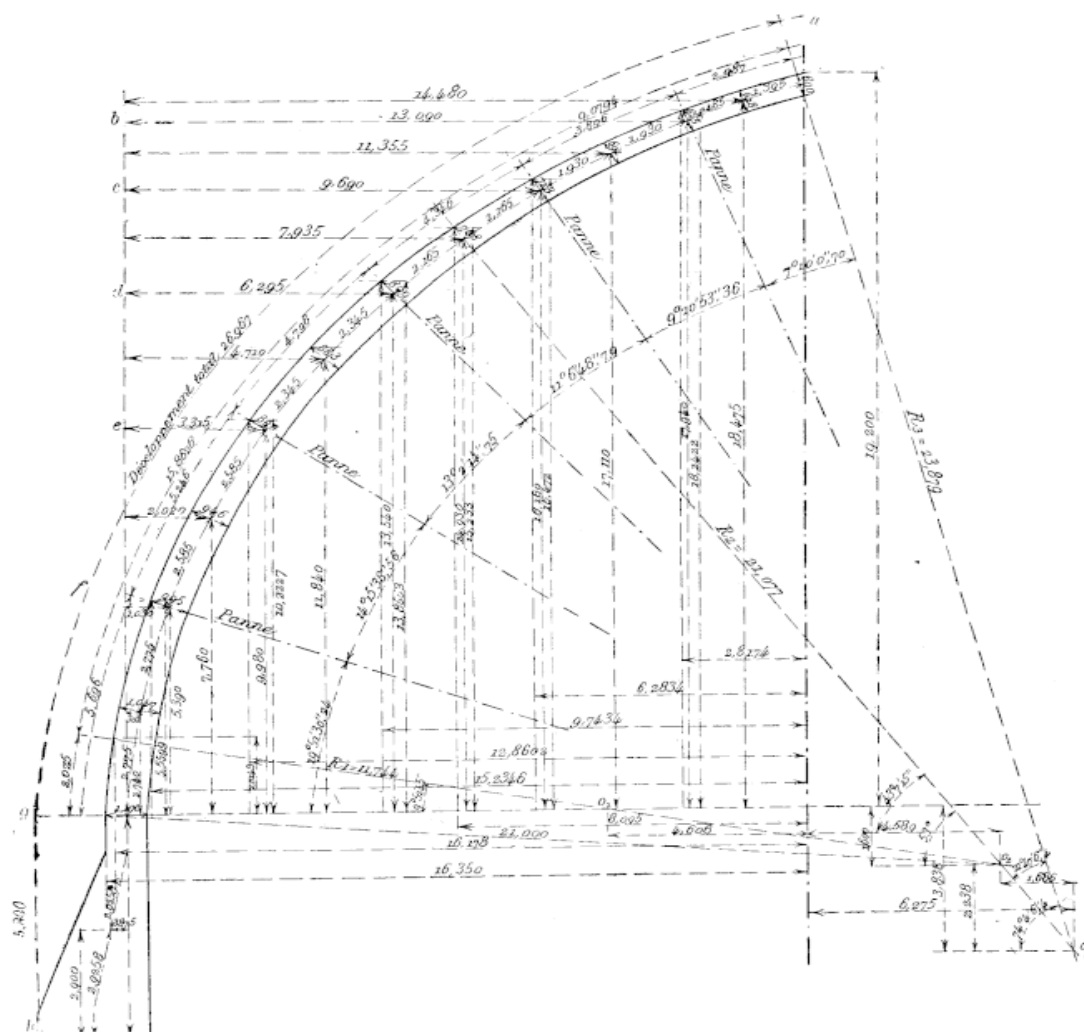


FIG. 73.

Il en résulte pour l'intrados, au-dessus de l'attique, une courbe continue, composée de 6 arcs d'ellipse.

Dans la hauteur de l'attique, l'intrados est vertical, et l'extrados est formé d'une courbe à trois centres raccordant la verticale au-dessous de la ceinture supérieure à la verticale au-dessus de la ceinture inférieure.

La fibre moyenne est déterminée en joignant les milieux des différentes normales conformément à l'épure ci-jointe (fig. 76).



rang à compter des normales extrêmes est constante, et la largeur des mailles varie régulièrement.

Charges permanentes transmises par les pannes.

Les positions des pannes, ainsi que les angles que font leurs directions avec la verticale, ont permis de déterminer les charges transmises par chacune d'elle aux fermes.

Les charges par mètre carré de couverture sont les suivantes :

Dans les parties vitrées :

Ossature métallique	55 ^k	} 85 ^k
Vitrage	30 ^k	

Dans les parties non vitrées :

Ossature métallique	55 ^k	} 140 ^k
Couverture	45 ^k	
Remplissage intérieur	40 ^k	

A ces charges il convient d'ajouter une charge isolée appliquée au sommet des fermes et ayant pour valeur par demi-ferme 70^k.

Le tableau n° 1 ci-après donne les charges permanentes transmises aux fermes et appliquées aux points d'attache des pannes.

Efforts dus au vent, transmis par les pannes.

Les efforts dus au vent, transmis par les pannes, se décomposent en efforts verticaux et horizontaux. Soit une section faisant un angle α avec la verticale (fig. 77), l'effort du vent horizontal de 120 kilos par mètre carré produit une pression normale qui a pour valeur, par mètre carré :

$$120^k \times \sin \alpha$$

Cette pression normale se décompose en efforts verticaux et horizontaux qui ont pour valeur :

Par mètre carré :

Effort horizontal	$120 \times \sin^2 \alpha$
Effort vertical	$120 \times \sin \alpha \cos \alpha$

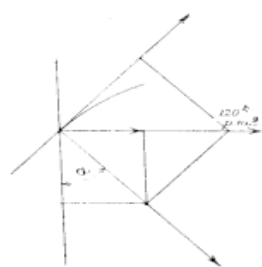


FIG. 77.

Les efforts horizontaux et verticaux transmis par les pannes ont été calculés, à l'aide des expressions ci-dessus, pour une demi-ferme exposée directement au vent.

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau n° 2 :

TABLEAU N° I

SECTIONS.	LETTRES DÉSIGNANT CES SECTIONS.	RAYON A L'EXTRADOS.	DÉVELOPPEMENT A L'EXTRADOS.	DÉVELOPPEMENT DE LA FERME A L'EXTRADOS.	CHARGES APPLIQUÉES AUX POINTS D'ATTACHE DES PANNES.
Sommet	<i>a</i>	0	0	2,987	$70 + \left(\frac{0,737}{2} \times \frac{2,987}{2} \times 140 \right) = 147, \text{ soit : } 150 \text{ kil.}$
3 ^e panne.	<i>b</i>	2,8174	0,737	3,896	$0,737 \left(140 \times \frac{2,987}{2} + 85 \times \frac{3,896}{2} \right) = 276, \text{ soit : } 280 \text{ kil}$
4 ^e panne.	<i>c</i>	6,2834	4,645	4,346	$\left(4,645 \times 85 \times \frac{3,896}{2} + 4,346 \right) = 576, \text{ soit : } 580 \text{ kil.}$
3 ^e panne.	<i>d</i>	9,7434	2,5508	4,796	$2,55 \left(85 \times \frac{4,346}{2} + 140 \times \frac{4,796}{2} \right) = 4,327, \text{ soit : } 4,330 \text{ kil.}$
2 ^e panne.	<i>e</i>	12,862	3,3668	5,246	$\left(3,367 \times 140 \times \frac{4,796}{2} + 5,246 \right) = 2,367, \text{ soit : } 2,370 \text{ kil.}$
1 ^{re} panne.	<i>f</i>	15,2346	3,9884	5,696	$\left(3,9884 \times 140 \times \frac{5,246}{2} + 5,696 \right) = 3,056, \text{ soit : } 3,060 \text{ kil.}$
Ceinture supérieure.	<i>g</i>	16,35	4,2804	5,80	$4,2804 \left(140 \times \frac{5,696}{2} + 55 \times \frac{5,80}{2} \right) = 4,389, \text{ soit : } 4,390 \text{ kil.}$
Pied de la ferme. . .	<i>h</i>				0
					TOTAL 9,460 kil.

Les charges en *h* appliquées au point d'appui de la ferme n'entrent pas dans son calcul.

TABLEAU N° II

SECTIONS.	ANGLE AVEC LA VERTICALE.	EFFORT NORMAL.	COMPOSANTE DE L'EFFORT NORMAL SUIVANT		COMPOSANTE PAR PANNE	
			verticale.	horizontale.	SUIVANT LA VERTICALE.	SUIVANT L'HORIZONTALE.
<i>a</i>	15°12'33"6	34	30	8	$\left(30 \times \frac{\text{kil. } 0,737}{2} \times \frac{2,987}{2}\right) = 16$	$\left(8 \times \frac{\text{kil. } 0,737}{2} \times \frac{2,987}{2}\right) = 4$
<i>b</i>	22°22'54"3	46	43	18	$\left(43 \times 0,737 \times \frac{2,987 + 3,986}{2}\right) = 86$	$\left(10 \times 0,737 \times \frac{2,987 + 3,986}{2}\right) = 36$
<i>c</i>	31°43'47"66	63	54	33	$\left(54 \times 4,645 \times \frac{3,986 + 4,346}{2}\right) = 370$	$\left(33 \times 1,645 \times \frac{3,986 + 4,346}{2}\right) = 226$
<i>d</i>	42°30'36"45	82	60	56	$\left(60 \times 2,55 \times \frac{4,346 + 4,796}{2}\right) = 700$	$\left(56 \times 2,55 \times \frac{4,346 + 4,796}{2}\right) = 653$
<i>e</i>	53°52'51"2	99	56	82	$\left(56 \times 3,367 \times \frac{4,796 + 5,246}{2}\right) = 947$	$\left(82 \times 3,367 \times \frac{4,796 + 5,246}{2}\right) = 1386$
<i>f</i>	70°8'29"76	113	38	106	$\left(38 \times 3,9884 \times \frac{5,246 + 5,986}{2}\right) = 851$	$\left(106 \times 3,9884 \times \frac{5,246 + 5,986}{2}\right) = 2373$
<i>g</i>	90°	120	0	120	— = 0	$\left(\text{kil. } 120 \times 4,2804 \times \frac{5,986 + 5,80}{2}\right) = 2052$
EFFORTS TOTAUX. . . .					2070	7630

Détermination de la poussée et des moments d'encastrement

La poussée et les moments d'encastrement ont été déterminés, comme il a été dit plus haut, en supposant le pied h' de la ferme fixé seul et le vent soufflant dans la direction de V (fig. 78).

Les formules donnant les inconnues sont les suivantes, dans lesquelles M est le moment des forces dans l'hypothèse de la ferme simplement appuyée et butée en h' :

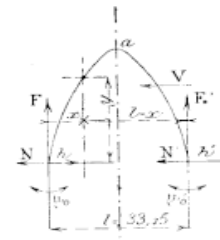


FIG. 78.

$$(1) \quad 0 = \int_h^{h'} \frac{M}{I} da - N \int_h^{h'} \frac{y}{I} da + \nu_0 \int_h^{h'} \frac{l-x}{Il} da + \nu_0' \int_h^{h'} \frac{x}{Il} da$$

$$(2) \quad 0 = \int_h^{h'} \frac{My}{I} da - N \left(\int_h^{h'} \frac{y^2}{I} da + \int_h^{h'} \frac{da}{\Omega} \right) + v_0 \int_h^{h'} \frac{(l-x)y}{I l} da + v_0' \int_h^{h'} \frac{xy}{I l} da$$

$$(3) \quad 0 = \int_b^{b'} \frac{M(l-x)}{I} dx - N \int_b^{b'} \frac{y(l-x)}{I} dx + \nu_0 \int_b^{b'} \frac{(l-x)^2}{I l} dx + \nu_0' \int_b^h \frac{x(l-x)}{I l} dx$$

$$(4) \quad 0 = N + N' + \Sigma Px.$$

Toutes les intégrales entrant dans ces formules ont été calculées en déterminant séparément tous les termes de chacune des intégrales $\frac{x}{1} da \dots \frac{x^2}{1} da \dots \frac{x(l-x)}{1} da \dots \frac{M}{1} da \dots$, en donnant à da les valeurs numériques des divisions de la fibre moyenne, et en faisant la somme de tous les produits des différents termes par les da correspondants.

Le nombre de ces divisions est de 28, chaque intervalle de panne ayant été divisé en deux parties égales.

La poussée et les moments d'encastrement ont été déterminés d'abord pour les charges permanentes, puis pour l'action du vent.

Poussées et moments d'encastrement dus au poids permanent.

Les tableaux III, IV, V, VI, VII résument tous les éléments numériques applicables à la ferme de la coupole supportant la charge permanente seulement.

Dans ces tableaux, les sections adoptées qui ont donné les sections ω et les moments d'inertie I sont les suivantes :

En h et h' (fig. 79) :

Section composée de :

1 plate-bande d'extrados de 160×10 ;

2 âmes de 300×7 ;

4 cornières de $70 \times 70 \times 10$.

Hauteur entre talons des cornières : 2,50.

$$I = 0,015\,121\,659.$$

$$e) = 0^{m^2}, 011.$$

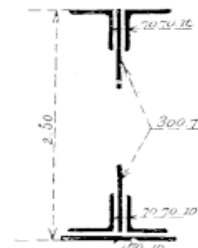


FIG. 79.

En h_1 et h'_1 (1) : Même section qu'en h et h' avec 1,80 de hauteur au lieu de 2,50.

$$I = 0,009\,445\,618.$$

$$\omega = 0^{\text{m}^2},011.$$

En g et g' (fig. 80) :

Section composée de :

2 âmes de 200×7 .

4 cornières de $70 \times 70 \times 10$.

1 plate-bande d'extrados de 160×10 .

Hauteurs entre talons des cornières : 1,10.

$$I = 0,002\,443\,702.$$

$$\omega = 0^{\text{m}^2},0096.$$

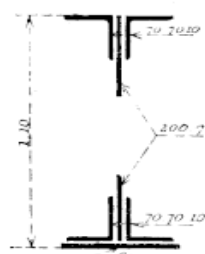


FIG. 80.

En g_1 et g'_1 : Même section qu'en g et g' avec 1,047 de hauteur au lieu de 1,10.

$$I = 0,002\,039\,134.$$

$$\omega = 0^{\text{m}^2},0096.$$

En f et f' (fig. 81) :

Section composée de :

2 âmes de 200×7 .

4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.

Hauteur entre talons de cornières : 0,995.

$$I = 0,001\,302\,294.$$

$$\omega = 0^{\text{m}^2},006\,524.$$

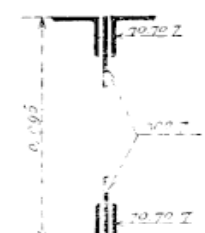


FIG. 81.

En f_1 et f'_1 : Même section qu'en f et f' , avec 0,946 de hauteur au lieu de 0,995.

$$I = 0,001\,164\,553. \mid \omega = 0^{\text{m}^2},006\,524.$$

En e et e' : Même section qu'en f et f' , avec 0,897 de hauteur au lieu de 0,995.

$$I = 0,001\,034\,648. \mid \omega = 0^{\text{m}^2},006\,524.$$

En e_1 et e'_1 : Même section qu'en f et f' , avec 0,853 de hauteur au lieu de 0,995.

$$I = 0,000\,924\,672. \mid \omega = 0^{\text{m}^2},006\,524.$$

En d et d' (fig. 82) : Section composée de 4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.

Hauteur entre talons des cornières 0,809.

$$I = 0,000\,552\,060. \mid \omega = 0^{\text{m}^2},003\,724.$$

En d_1 et d'_1 : Même section qu'en d et d' , avec 0^m,768 de hauteur au lieu de 0^m,809.

$$I = 0,000\,494\,930 \mid \omega = 0^{\text{m}^2},003\,724.$$

1. — Les lettres avec indices correspondent à des sections intermédiaires déterminées par leur distance horizontale au pied de la ferme. — Voir tableaux III, IV, V, VI et VII.

En c et c' : Même section qu'en d et d' , avec 0,728 de hauteur au lieu de 0.809.

$$I = 0,000\,442\,210. \quad | \quad \omega = 0^{\text{m}^2},003\,724.$$

En c_1 et c'_1 : Même section qu'en d et d' avec 0,691 de hauteur au lieu de 0.809.

$$I = 0,000\,396\,096. \quad | \quad \omega = 0^{\text{m}^2},003\,724.$$

En b et b' : Même section qu'en d et d' avec 0,655 de hauteur au lieu de 0.809.

$$I = 0,000\,353\,675. \quad | \quad \omega = 0^{\text{m}^2},003\,724.$$

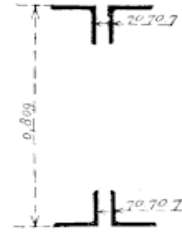


FIG. 82.

En b_1 et b'_1 (fig. 83) : Section composée de

1 âme pleine de 628×6 . | 4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.

Hauteur entre talons des cornières : 0.628.

$$I = 0,000\,447\,280. \quad | \quad \omega = 0^{\text{m}^2},007\,492.$$

En a : Même section qu'en b et b' , avec une âme de 600×6 au lieu de 628×6 .

$$I = 0,000\,401\,526. \quad | \quad \omega = 0^{\text{m}^2},007\,324.$$

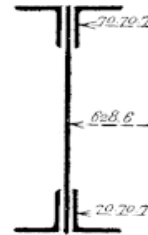


FIG. 83.

Les intégrales calculées à l'aide des éléments numériques contenus dans les tableaux III, IV, V, VI, VII sont les suivantes :

$$\int \frac{x}{l} da = \int \frac{l-x}{l} da = 39\,872$$

$$\int \frac{y}{l} da = 1\,546\,614$$

$$\int \frac{x^2}{l} da = \int \frac{(l-x)^2}{l} da = 855\,406$$

$$\int \frac{y^2}{l} da = 32\,125\,416$$

$$\int \frac{x(l-x)}{l} da = 466\,333$$

$$\int \frac{(l-x)y}{l} da = \int \frac{xy}{l} da = 773\,308$$

$$\int \frac{(l-x)y}{l} da = 25\,635\,167$$

$$\int \frac{M}{l} da = 2\,481\,881\,640$$

$$\int \frac{M(l-x)}{l} da = 41\,436\,877\,236$$

$$\int \frac{My}{l} da = 51\,792\,537\,590$$

$$\int \frac{da}{\omega} = 11\,088$$

TABLEAU N° III

SECTIONS.	x	$l - x$	y	da	$I \times 10^6$	Ω	$\frac{1}{\Omega}$
h	0	33,150	0		15 122	11 000	90
h_1	0,3875	32,7625	2,900	2,9258	9 446	11 000	90
g	0,775	32,375	5,800	2,9258	2 444	9 600	104
g_1	1,180	31,970	8,540	2,775	2 039	9 600	104
f	1,805	31,335	11,190	2,775	1 302	6 524	153
f_1	2,795	30,355	13,560	2,585	1 165	6 524	153
e	4,090	29,060	15,780	2,585	1 035	6 524	153
e_1	5,485	27,665	17,640	2,345	925	6 524	153
d	7,070	26,080	19,340	2,345	552	3 724	269
d_1	8,710	24,440	20,730	2,165	495	3 724	269
c	10,465	22,685	21,960	2,165	442	3 724	269
c_1	12,130	21,020	22,910	1,930	396	3 724	269
b	13,865	19,285	23,740	1,930	354	3 724	269
b_1	15,255	17,895	24,275	1,485	447	7 492	134
a	16,575	16,575	24,690	1,395	402	7 324	137
b'_1	17,895	15,255	24,275	1,395	447	7 492	134
b'	19,285	13,865	23,740	1,485	354	3 724	269
c'_1	21,020	12,130	22,910	1,930	396	3 724	269
c'	22,685	10,465	21,960	2,165	442	3 724	269
d'_1	24,440	8,710	20,730	2,165	495	3 724	269
d'	26,080	7,070	19,340	2,345	552	3 724	269
e'_1	27,665	5,485	17,640	2,345	925	6 524	153
e'	29,060	4,090	15,780	2,585	1 035	6 524	153
f'_1	30,355	2,795	13,560	2,585	1 165	6 524	153
f'	31,335	1,805	11,190	2,775	1 302	6 524	153
g'_1	31,970	1,180	8,540	2,775	2 039	9 600	104
g'	32,375	0,775	5,800	2,9258	2 444	9 600	104
h'_1	32,7625	0,3875	2,900	2,9258	9 446	11 000	90
h'	33,150	0	0		15 122	11 000	90

TABLEAU N° IV

SECTIONS.	$\frac{x}{I}$	$\frac{l-x}{I}$	$\frac{y}{I}$	x^2	$(l-x)^2$
<i>h</i>	0	2 192	0	0	1098,922 500
<i>h</i> ₁	41	3 468	307	0,150 156 25	1073,381 462 5
<i>g</i>	317	13 247	2 373	0,600 625	1048,140 625
<i>g</i> ₁	578	13 679	4 188	1,392 400	1022,080 900
<i>f</i>	1 386	24 066	8 594	3,258 025	981,882 225
<i>f</i> ₁	2 399	26 055	11 640	7,812 025	921,426 025
<i>e</i>	3 951	28 077	15 246	16,728 100	844,483 600
<i>e</i> ₁	5 930	29 908	19 079	30,083 250	765,352 225
<i>d</i>	12 808	47 246	35 036	49,984 900	680,166 400
<i>d</i> ₁	17 596	49 374	41 879	75,864 100	597,313 600
<i>c</i>	23 676	51 323	49 683	109,515 225	514,609 225
<i>c</i> ₁	30 631	53 081	57 854	147,136 900	441,840 400
<i>b</i>	39 167	54 477	67 062	192,238 225	371,911 225
<i>b</i> ₁	34 128	40 033	54 306	232,715 025	320,231 025
<i>a</i>	41 232	41 232	61 418	274,730 625	274,730 625
<i>b</i> ₁	40 033	34 128	54 306	320,231 025	232,715 025
<i>b</i> [']	54 477	39 167	67 062	371,911 225	192,238 225
<i>c</i> ₁	53 081	30 631	57 854	441,840 400	147,136 900
<i>c</i> [']	51 323	23 676	49 683	514,609 225	109,515 225
<i>d</i> ₁	49 374	17 596	41 879	597,313 600	75,864 100
<i>d</i> [']	47 246	12 808	35 036	680,166 400	49,984 900
<i>e</i> ₁	29 908	5 930	19 079	765,352 225	30,082 250
<i>e</i> [']	28 077	3 951	15 246	844,483 600	16,728 100
<i>f</i> ₁	26 055	2 399	11 640	921,426 025	7,812 025
<i>f</i> [']	24 066	1 386	8 594	981,882 225	3,258 025
<i>g</i> ₁	13 679	578	4 188	1 022,080 900	1,392 400
<i>g</i> [']	13 247	317	2 373	1 048,140 625	0,600 625
<i>h</i> ₁	3 468	41	307	1 073,381 462 5	0,150 156 25
<i>h</i> [']	2 192	0	0	1 098,922 500	0

TABLEAU N° V

y^2	$x(l-x)$	xy	$y(l-x)$	$\frac{x^2}{l}$
0	0	0	0	0
8,4100	12,695 468 75	1,123 750	95,011 250	16
33,6400	25,090 625	4,495 000	187,775 000	245
72,9316	37,724 600	10,077 200	273,023 800	683
125,2161	56,559 675	20,197 950	350,638 650	2 502
183,8736	84,842 225	37,900 200	411,613 800	6 705
249,0084	118,855 400	64,540 200	458,566 800	16 162
311,1696	151,742 525	96,755 400	488,010 600	32 525
374,0356	184,385 600	136,733 800	504,387 200	90 552
429,7329	212,872 400	180,558 300	506,641 200	153 260
482,2416	237,398 525	229,811 400	498,162 600	247 772
524,8681	254,972 600	277,898 300	481,568 200	371 558
563,5876	267,386 525	329,155 100	457,825 900	543 046
589,275 625	272,988 225	370,315 125	434,401 125	520 615
609,5961	274,730 625	409,236 750	409,236 750	683 409
589,275 625	272,988 225	434,401 125	370,315 125	716 400
563,5876	267,386 525	457,825 900	329,155 100	1 050 596
524,8681	254,972 600	481,568 200	277,898 300	1 115 758
482,2416	237,398 525	498,162 600	229,811 400	1 164 274
429,7329	212,872 400	506,641 200	180,558 300	1 206 694
374,0356	184,385 600	504,387 200	136,733 800	1 232 186
311,1696	151,742 525	488,010 600	96,755 400	827 408
249,0084	118,855 400	458,566 800	64,540 200	815 926
183,8736	84,842 225	411,613 800	37,900 200	790 924
125,2161	56,559 675	350,638 650	20,197 950	754 134
72,9316	37,724 600	273,023 800	10,077 200	501 266
33,6400	25,090 625	187,775 000	4,495 000	428 862
8,4100	12,695 468 75	95,011 250	1,123 750	113 633
0	0		0	72 670

TABLEAU N° VI

SECTIONS.	$\frac{(l-x)^2}{1}$	$\frac{y^2}{1}$	$x \frac{(l-x)}{1}$	$\frac{xy}{1}$	$y \frac{(l-x)}{1}$
<i>h</i>	72 670	0	0	0	0
<i>h</i> ₁	113 633	890	1 344	119	10 058
<i>g</i>	428 862	13 764	10 266	1 839	76 831
<i>g</i> ₁	501 266	35 768	18 501	4 942	133 901
<i>f</i>	754 134	96 172	43 440	15 513	269 307
<i>f</i> ₁	790 924	157 831	72 826	32 532	353 316
<i>e</i>	815 926	240 588	114 836	62 357	443 059
<i>e</i> ₁	827 408	336 400	164 046	104 600	527 579
<i>d</i>	1 232 186	677 600	334 032	247 706	913 745
<i>d</i> ₁	1 206 694	868 147	430 045	364 764	1 023 518
<i>c</i>	1 164 274	1 091 044	537 100	519 935	1 127 064
<i>c</i> ₁	1 115 758	1 325 424	643 870	701 762	1 216 082
<i>b</i>	1 050 596	1 592 055	755 329	929 817	1 293 293
<i>b</i> ₁	716 400	1 318 290	610 712	828 445	971 814
<i>a</i>	683 409	1 516 408	683 410	1 018 001	1 018 001
<i>b'</i> ₁	520 615	1 318 290	610 712	971 814	828 445
<i>b'</i>	543 046	1 592 055	755 329	1 293 293	929 817
<i>c'</i> ₁	371 558	1 325 424	643 870	1 216 082	701 762
<i>c'</i>	247 772	1 091 044	537 100	1 127 064	519 935
<i>d'</i> ₁	153 260	868 147	430 045	1 023 518	364 764
<i>d'</i>	90 552	677 600	334 032	913 745	247 706
<i>e'</i> ₁	32 525	336 400	164 046	527 579	104 600
<i>e'</i>	16 162	240 588	114 836	443 059	62 357
<i>f'</i> ₁	6 705	157 831	72 826	353 316	32 532
<i>f'</i>	2 502	96 172	43 440	269 307	15 513
<i>g'</i> ₁	683	35 768	18 501	133 901	4 942
<i>g'</i>	245	13 764	10 266	76 831	1 839
<i>h'</i> ₁	16	890	1 344	10 058	119
<i>h'</i>	0	0	0	0	0

TABLEAU N° VII

M	$\frac{M}{I}$	$\frac{M x}{I}$	$\frac{M (l - x)}{I}$	$\frac{\mu y}{I}$
0	0	0	0	0
3 550	375 820	145 630	12 312 802	1 089 878
7 100	2 905 075	2 251 433	94 051 803	16 849 435
11 100	5 443 845	6 423 737	174 039 725	46 490 436
15 102	11 599 078	20 936 336	363 457 109	129 793 683
20 483	17 581 974	49 141 617	533 700 821	238 411 567
25 864	24 989 372	102 206 531	726 191 150	394 332 290
29 350	31 729 730	174 037 569	877 802 980	559 712 437
32 337	59 487 318	420 575 338	1 551 429 253	1 150 484 730
34 552	69 802 020	607 975 594	1 705 961 369	1 446 995 875
36 266	82 049 774	858 650 885	1 861 299 123	1 801 813 037
36 997	93 426 770	1 133 266 720	1 963 830 705	2 140 407 300
37 728	106 576 271	1 477 679 997	2 055 323 386	2 530 120 674
37 931	84 856 823	1 294 490 835	1 518 512 247	2 059 899 378
38 134	94 860 696	1 572 316 036	1 572 316 036	2 342 110 584
37 931	84 856 823	1 518 512 247	1 294 490 835	2 059 899 378
37 728	106 576 271	2 055 323 386	1 477 679 997	2 530 120 674
36 997	93 426 770	1 963 830 705	1 133 266 720	2 140 407 300
36 266	82 049 774	1 861 299 123	858 650 885	1 801 813 037
34 552	69 802 020	1 705 961 369	607 975 594	1 446 995 875
32 837	59 487 318	1 551 429 253	420 575 338	1 150 484 730
29 350	31 729 730	877 802 980	174 037 569	559 712 437
25 864	24 989 372	726 191 150	102 206 531	394 332 290
20 483	17 581 974	533 700 821	49 141 617	238 411 567
15 102	11 599 078	363 457 109	20 936 336	129 793 683
11 100	5 443 845	174 039 725	6 423 737	46 490 436
7 100	2 905 075	94 051 803	2 251 433	16 849 435
3 550	375 820	12 312 802	145 630	1 089 878
0	0	0	0	0

En remplaçant les divers coefficients des formules (1) (2) (3) (4) par les valeurs ci-dessus, ces équations donnent :

$$(1) \quad 0 = 2\,481\,881\,640 - (N \times 1\,546\,614) + ((\mu_0 + \mu'_0) \times 39\,872)$$

$$(2) \quad 0 = 51\,792\,537\,590 - N(32\,125\,416 + 11\,088) + ((\mu_0 + \mu'_0) \times 773\,308)$$

Par suite de la symétrie de la ferme et des charges permanentes :

$$\begin{aligned} \mu_0 &= \mu'_0 \\ N &= N' \end{aligned}$$

les équations précédentes donnent :

$$\begin{aligned} N &= +1709 \\ \mu_0 + \mu'_0 &= +4030 \\ \mu_0 = \mu'_0 &= +2015 \end{aligned}$$

En portant ces valeurs de μ_0 et de μ'_0 dans l'équation (3), on obtient :

$$25\,635\,167 \times 1709 - 41\,136\,877\,236 = 2015(855\,406 + 466\,333)$$

soit :

$$2\,663\,369\,100 = 2\,663\,304\,085$$

Résultat qui prouve que la poussée et les moments d'encastrement sont obtenus avec une approximation de $\frac{1}{100\,000}$, c'est-à-dire avec la plus grande exactitude.

Par suite de la symétrie de la figure et des charges permanentes :

$$F = F' = Q = 9160^k.$$

Poussées et moments d'encastrement dus au vent.

Le tableau n° VIII résume tous les éléments numériques applicables à la ferme de la coupole supportant les efforts dus au vent seul.

Il a fallu toutefois calculer au préalable les réactions qui se produiraient sous ces efforts dans l'hypothèse de la ferme simplement appuyée et butée en h' seulement.

Ces réactions sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Réactions verticales} & \begin{cases} \text{en } h. Q = +3010 \\ \text{en } h'. Q' = 2970 - 3010 = -40 \end{cases} \\ \text{Réaction horizontale en } h &= 7630^k \end{aligned}$$

TABLEAU N° VIII

SECTIONS.	M	$\frac{M}{I}$	$\frac{M x}{I}$	$\frac{M y}{I}$
h	0	0	0	0
h_1	1 166	123 437	47 806	357 962
g	2 332	954 173	739 244	5 533 836
g_1	3 552	1 742 030	2 053 056	14 875 776
f	5 433	4 172 811	7 530 138	46 691 202
f_1	8 413	7 221 459	20 182 787	97 927 820
e	12 311	11 894 686	48 640 761	187 693 506
e_1	16 510	17 848 649	97 904 300	314 845 700
d	21 281	38 552 536	272 567 048	745 601 116
d_1	26 216	52 961 616	461 296 736	1 097 899 864
c	31 500	71 266 968	745 794 000	1 565 014 500
c_1	36 511	92 199 495	1 118 368 441	2 112 307 394
b	41 734	117 892 655	1 634 595 578	2 798 765 508
b_1	45 918	102 724 832	1 567 089 504	2 493 622 908
a	49 891	124 106 965	2 057 105 712	3 064 205 438
b_1	53 841	120 449 664	2 155 416 753	2 923 889 346
b'	58 001	163 844 632	3 159 720 479	3 881 663 062
c'_1	63 013	159 123 737	3 344 793 053	3 645 554 102
c'	67 817	153 432 126	3 480 571 891	3 369 352 011
d'_1	71 945	145 343 434	3 552 212 430	3 012 984 655
d'	75 737	137 204 710	3 578 270 302	2 653 521 532
e'_1	77 090	83 340 540	2 305 607 720	1 470 106 300
e'	77 945	75 309 178	2 188 461 765	1 188 349 470
f'_1	73 982	63 503 862	1 927 601 010	861 150 480
f'	69 401	53 303 379	1 670 204 466	596 432 194
g'_1	57 026	27 967 631	894 110 654	238 824 888
g'	44 224	18 094 926	585 835 328	104 943 552
h'_1	22 112	2 340 885	76 684 416	6 788 384
h'	0	0	0	0

Les intégrales calculées à l'aide des éléments numériques contenus dans les tableaux précédents sont les suivantes :

$$\int \frac{M}{I} da = 3\,679\,414\,174$$

$$\int \frac{Mx}{I} da = 76\,122\,010\,406$$

$$\int \frac{M(l-x)}{I} da = \int \frac{Ml}{I} da - \int \frac{Mx}{I} da = 121\,972\,579\,868 - 76\,122\,010\,406 \\ = 45\,850\,569\,462.$$

$$\int \frac{My}{I} da = 74\,083\,768\,745.$$

Les autres intégrales correspondant aux quantités relatives à la forme et aux sections de la ferme sont les mêmes que celles qui ont été précédemment calculées.

En remplaçant les divers coefficients des formules (1) (2) (3) (4) par les valeurs ci-dessus, ces équations deviennent :

- (1) $0 = 3\,679\,414\,174 - N \times 1\,546\,614 + (\mu_0 + \mu'_0) 39\,872$
- (2) $0 = 74\,083\,768\,745 - N (32\,125\,416 + 11\,088) + (\mu_0 + \mu'_0) 773\,308$
- (3) $0 = 45\,850\,569\,462 - N \times 25\,635\,165 + \mu_0 \times 855\,406 + \mu'_0 \times 466\,333$
- (4) $0 = N + N' - 7630.$

Elles donnent :

$$\begin{array}{l} N = 1272. \\ N' = 7630 - 1272 = 6358. \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_0 + \mu'_0 = -42\,940 \\ \mu_0 = +13\,855 \\ \mu'_0 = -42\,940 - 13\,855 = -56\,795. \end{array} \right.$$

Les réactions verticales données par la formule :

$$F = Q - \frac{\mu_0 - \mu'_0}{l}$$

et :

$$F' = Q' + \frac{\mu_0 - \mu'_0}{l}$$

donnent :

$$F = 3010 - 2131 = +879.$$

et :

$$F' = -40 + 2131 = +2091.$$

La connaissance de ces quantités a permis de calculer en chaque point considéré dans la ferme les moments fléchissants, les compressions tangentiellles et les efforts tranchants développés par la charge permanente et les efforts du vent.

TABLEAU

N° IX

SECTIONS.	MOMENTS DUS A LA CHARGE PERMANENTE.				MOMENTS DUS A			
	M	N y	$\frac{\mu_0(l-x) + \mu'_0 x}{l} = \mu_0$	μ	M	N y	LA SURCHARGE DU VENT.	
h	0	0	2015	+ 2015	0	0	$\mu_0(l-x)$	$\mu'_0 x$
h_1	3550	4956	2015	+ 609	1166	3689	459 293	0
g	7100	9912	2015	— 797	2332	7378	453 024	— 22 008
g_1	41100	14 495	2015	— 1380	3552	10 863	448 556	— 44 016
f	13 102	19 124	2015	— 2007	5433	14 234	442 944	— 67 018
f_1	20 483	23 174	2015	— 676	8413	17 248	434 146	— 102 515
e	25 864	26 968	2015	+ 911	12 311	20 072	420 568	— 158 742
e_1	29 350	30 147	2015	+ 1218	16 510	22 438	402 626	— 232 292
d	32 837	33 052	2015	+ 1800	21 281	24 600	383 298	— 311 521
d_1	34 552	35 428	2015	+ 1139	26 216	26 369	361 338	— 401 541
c	36 266	37 530	2015	+ 751	31 500	27 933	338 616	— 494 684
c_1	36 997	39 153	2015	— 141	36 511	29 142	314 301	— 594 360
b	37 728	40 572	2015	— 829	41 734	30 197	291 232	— 688 923
b_1	37 931	41 486	2015	— 1540	45 918	30 878	267 194	— 787 463
a	38 134	42 193	2015	— 2046	49 894	31 405	247 935	— 866 408
b'	37 931	41 486	2015	— 1540	53 841	30 878	229 647	— 941 377
b'_1	37 728	40 572	2015	— 829	58 001	30 197	211 358	— 1 016 346
c'	36 997	39 153	2015	— 141	63 013	29 142	192 100	— 1 095 329
c'_1	36 266	37 530	2015	+ 751	67 817	27 933	168 061	— 1 193 830
d'	34 552	35 428	2015	+ 1139	71 945	26 369	144 993	— 1 288 391
d'_1	32 837	33 052	2015	+ 1800	75 737	24 600	120 667	— 1 388 070
e'	29 350	30 147	2015	+ 1218	77 090	22 438	97 935	— 1 481 214
e'_1	25 864	26 968	2015	+ 911	77 943	20 072	75 995	— 1 571 234
f'	20 483	23 174	2015	— 676	73 982	17 248	56 667	— 1 650 463
f'_1	15 102	19 124	2015	— 2007	69 401	14 234	38 725	— 1 724 012
g'	11 100	14 495	2015	— 1380	57 026	10 863	35 008	— 1 779 671
g'_1	7 100	9 912	2015	— 797	44 224	7 378	16 349	— 1 815 736
h'	3550	4956	2015	+ 609	22 112	3 689	10 738	— 1 838 738
h_1	0	0	2015	+ 2015	0	0	5 369	— 1 860 740
							0	— 1 882 754
							+ 13 885	+ 13 855
							+ 13 029	+ 10 506
							+ 12 203	+ 7 157
							+ 11 340	+ 4 029
							+ 10 004	+ 1 193
							+ 7 898	— 937
							+ 5 138	— 2 623
							+ 2 135	— 3 793
							— 1 212	— 5 469
							— 4 708	— 4 861
							— 8 448	— 4 881
							— 12 000	— 4 631
							— 15 694	— 4 157
							— 18 656	— 3 616
							— 21 470	— 2 984
							— 24 283	— 1 320
							— 27 252	— 552
							— 30 943	+ 2 928
							— 34 491	+ 5 396
							— 38 292	+ 7 344
							— 41 727	+ 9 410
							— 45 105	+ 9 547
							— 48 078	+ 9 795
							— 50 838	+ 5 896
							— 52 931	+ 2 236
							— 54 582	— 8 419
							— 55 143	— 18 297
							— 55 969	— 37 546
							— 56 795	— 56 795

TABLEAU

N° X

SECTIONS.	ANGLE α DE LA TANGENTE AVEC L'HORIZONTALE.	Cos α .	Sin α .	CHARGE PERMANENTE		SURCHARGE DUE AU VENT		TOTAUX.	
				COMPRESSION.	EFFORT TRANCHANT.	COMPRESSION.	EFFORT TRANCHANT.	COMPRESSION.	EFFORT TRANCHANT.
h	90°	0	1	— 9160	— 1709	— 879	— 1272	— 10039	— 2981
h_1	79° 32' 42"	0,1815	0,9834	— 9318	— 32	— 1098	— 1093	— 10416	— 1127
g	90°	0	1	— 7770	— 1709	— 879	— 1272	— 8649	— 2981
g_1	80° 4' 14" 88	0,1713	0,9830	— 7944	— 360	— 1084	— 1102	— 9028	— 1462
f	70° 8' 29" 76	0,3397	0,9405	— 5011	— 6	— 1239	— 897	— 6270	— 903
f_1	63° 0' 40" 48	0,4538	0,8911	— 4973	— 612	— 1360	— 734	— 6333	— 122
e	55° 52' 51" 20	0,5609	0,8279	— 2995	— 106	— 1441	— 360	— 4436	— 666
e_1	49° 21' 43" 83	0,6512	0,7588	— 2890	— 229	— 1496	— 393	— 4386	— 164
d	42° 50' 36" 45	0,7333	0,6800	— 1940	— 422	— 1530	— 220	— 3470	— 642
d_1	37° 17' 12" 03	0,7956	0,6058	— 1971	— 233	— 1544	— 80	— 3515	— 343
c	31° 43' 47" 66	0,8305	0,5259	— 1690	— 534	— 1344	— 79	— 3234	— 455
c_1	27° 3' 21" 00	0,8906	0,4348	— 1717	— 395	— 1512	— 203	— 3229	— 190
b	22° 22' 54" 30	0,9247	0,3808	— 1637	— 302	— 1511	— 447	— 3148	— 55
b_1	18° 47' 54" 00	0,9466	0,3222	— 1663	— 407	— 1488	— 422	— 3153	— 45
a	13° 12' 53" 60	0,9649	0,2625	— 1650	— 445	— 1450	— 500	— 3100	— 55
b'_1	18° 47' 54" 00	0,9466	0,3222	— 1665	— 407	— 923	— 1224	— 2588	— 1631
b'	22° 22' 54" 30	0,9247	0,3808	— 1637	— 502	— 845	— 1280	— 2482	— 1782
c'_1	27° 3' 21" 00	0,8906	0,4348	— 1717	— 395	— 742	— 1232	— 2439	— 1647
c'	31° 43' 47" 66	0,8305	0,5259	— 1690	— 534	— 638	— 1308	— 2328	— 1842
d'_1	37° 17' 12" 03	0,7956	0,6058	— 1971	— 233	— 534	— 933	— 2525	— 1166
d'	42° 50' 36" 45	0,7333	0,6800	— 1940	— 422	— 460	— 982	— 2400	— 1404
e'_1	49° 21' 43" 83	0,6512	0,7588	— 2890	— 229	— 432	— 77	— 3342	— 132
e'	55° 52' 51" 20	0,5609	0,8279	— 2995	— 106	— 441	— 128	— 3436	— 234
f'_1	63° 0' 40" 48	0,4538	0,8911	— 4973	— 612	— 636	— 1483	— 5609	— 2095
f'	70° 8' 29" 76	0,3397	0,9405	— 5011	— 6	— 815	— 1393	— 5826	— 1387
g'_1	80° 4' 14" 88	0,1713	0,9830	— 7944	— 360	— 1478	— 3712	— 9422	— 3382
g'	90°	0	1	— 7770	— 1709	— 2091	— 3406	— 9861	— 1697
h'_1	79° 32' 42" 00	0,1815	0,9834	— 9318	— 32	— 891	— 6628	— 10209	— 6596
h_1	90°	0	1	— 9160	— 1709	— 2091	— 6358	— 11251	— 4649

TABLEAU

N° XI

SECTIONS.	μ	c	$\frac{I}{V} \times 10^6$	$\Omega \times 10^6$	$\frac{\mu}{I} \frac{I}{V}$		$\frac{C}{\Omega}$	TRAVAIL DU FER PAR MILLIMÈTRE CARRÉ DE SECTION.	
					Intrados.	Extrados.		Extrados R_1 .	Intrados R_2 .
h	+ 15 870	— 10 039	{ Intrados. 8 226 Extrados. 10 843	$8524 \frac{m^2}{m}$	Intrados. 1,93	Extrados. 1,46	1,18	+ 2,64	— 0,75
h_1	+ 11 115	— 10 416	{ Intrados. 5 675 Extrados. 7 462	8 524	Intrados. 1,96	Extrados. 1,49	1,22	+ 2,71	— 0,74
g	+ 6 360	— 8 649	{ Intrados. 2 584 Extrados. 3 547	7 324	Intrados. 2,46	Extrados. 1,79	1,18	+ 2,97	— 1,28
g_1	+ 2 649	— 9 028	{ Intrados. 2 516 Extrados. 2 483	6 124	Intrados. 1,05	Extrados. 0,33	1,47	+ 2,52	+ 0,42
f	— 814	— 6 270	{ Intrados. 2 901 Extrados. 2 901	5 404	Intrados. 0,73	Extrados. 0,83	1,46	+ 0,83	+ 1,49
f_1	— 1 613	— 6 333	{ Intrados. 2 071 Extrados. 2 071	5 404	Intrados. 0,83	Extrados. 0,82	1,17	+ 0,44	+ 1,90
e	— 1 712	— 4 436	{ Intrados. 1 953 Extrados. 1 836	5 404	Intrados. 1,32	Extrados. 0,81	0,82	— 0,01	+ 1,65
e_1	— 2 375	— 4 386	{ Intrados. 1 723 Extrados. 1 621	5 404	Intrados. 2,00	Extrados. 2,16	0,64	— 1,36	+ 2,13
d	— 3 669	— 3 470	{ Intrados. 1 523 Extrados. 1 428	5 404	Intrados. 2,55	Extrados. 3,13	0,65	— 1,51	+ 2,81
d_1	— 3 722	— 3 515	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 338	5 404	Intrados. 3,49	Extrados. 3,62	0,60	— 1,95	+ 3,15
c	— 4 130	— 3 234	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 3,76	Extrados. 4,01	0,58	— 2,91	+ 3,73
c_1	— 4 772	— 3 229	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
b	— 4 986	— 3 148	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
b_1	— 5 156	— 3 153	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
a	— 5 030	— 3 100	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
b_1'	— 2 860	— 2 588	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
b'	— 277	— 2 482	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
c_1'	+ 2 787	+ 2 459	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
c'	+ 6 144	+ 2 328	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
d_1'	+ 8 483	+ 2 525	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
d'	+ 11 210	+ 2 400	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
e_1'	+ 10 765	+ 3 342	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
e'	+ 10 706	+ 3 436	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
f_1'	+ 5 220	+ 5 609	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
f'	+ 229	+ 5 826	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
g_1'	— 9 799	+ 9 422	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
g'	— 19 094	+ 9 861	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
h_1'	— 36 937	+ 10 209	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07
h'	— 54 780	+ 11 251	{ Intrados. 1 424 Extrados. 1 298	5 404	Intrados. 4,18	Extrados. 4,45	0,42	— 3,20	+ 4,07

TABLEAU

N° XII

SECTIONS.	EFFORT TRANCHANT. T	Angle α des treillis avec la normale à l'Extrados.	BARRES TENDUES. SECTIONS ADOPTÉES.	$\Omega \times 10^6$	TRAVAIL du fer par m^2 de section $R = \frac{T}{\Omega \cos \alpha}$
h	— 2981	31°	1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	2,96
h_1	— 1127	37°, 15'	1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	1,12
g	— 2981	36°	1 cornière de 60 × 60 × 6	684	3,41
g_1	— 1462	36°	1 cornière de 60 × 60 × 6	684	2,64
f	— 903	36°	1 cornière de 60 × 60 × 6	684	1,64
f_1	— 122	36°	1 cornière de 60 × 60 × 6	360	0,22
e	— 666	36°	1 plat de 60 × 60	360	2,29
e_1	— 104	36°	1 plat de 60 × 60	360	0,36
d	— 642	36°	1 plat de 60 × 6	360	2,21
d_1	— 313	36°	1 plat de 60 × 6	360	1,07
c	— 435	36°	1 plat de 60 × 6	360	1,36
c_1	— 190	36°	1 plat de 60 × 6	360	0,65
b	— 55	36°	1 plat de 60 × 6	360	0,19
b_1	+ 45	Ame pleine.			
x	+ 55				
b'_1	— 1631				
b'	— 1782		1 plat de 60 × 6	360	6,12
c'_1	— 1647		1 plat de 60 × 6	360	3,66
c'	— 1842		1 plat de 60 × 6	360	6,33
d'_1	— 1166		1 plat de 60 × 6	360	4,01
d'	— 1404		1 plat de 60 × 6	360	4,86
e'_1	+ 132		1 plat de 60 × 6	360	0,52
e'	— 234		1 plat de 60 × 6	360	0,81
f'_1	+ 2095		1 plat de 60 × 6	360	7,20
f'	+ 1387		1 plat de 60 × 6	360	4,76
g'_1	+ 3352		1 cornière de 60 × 60 × 6	684	6,06
g'	+ 1697		1 cornière de 60 × 60 × 6	684	3,07
h'_1	+ 6596		1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	1,12
h'	+ 4649		1 cornière de 60 × 60 × 6 plat de 70 × 7	1174	2,96

BARRES COMPRIMÉES. SECTIONS ADOPTÉES.	$\Omega \times 10^6$	TRAVAIL du fer par m^2 de section $R = \frac{T}{\Omega \cos \alpha}$	RIVETS D'ATTACHE DES BARRES DE TREILLIS.	$\Omega \times 10^6$	TRAVAIL du fer par m^2 de section $R = \frac{T}{\Omega \cos \alpha}$
1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	2,96	6 rivets de 18 m^m /m	1326 m^m /m	2,28
1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	1,12	6 rivets de 18 m^m /m	1326	0,93
1 cornière de 60 × 60 × 6	684	3,41	3 rivets de 18 m^m /m	763	3,21
1 cornière de 60 × 60 × 6	684	2,64	2 rivets de 18 m^m /m	509	2,37
1 plat de 60 × 6	360	3,10	2 rivets de 18 m^m /m	509	2,22
1 plat de 60 × 6	360	0,42	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,30
1 plat de 60 × 6	360	0,29	2 rivets de 18 m^m /m	509	1,62
1 plat de 60 × 6	360	0,36	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,42
1 plat de 60 × 6	360	2,21	2 rivets de 18 m^m /m	509	1,56
1 plat de 60 × 6	360	1,07	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,76
1 plat de 60 × 6	360	1,36	2 rivets de 18 m^m /m	509	1,11
1 plat de 60 × 6	360	0,65	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,46
1 plat de 60 × 6	360	0,19	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,13
1 plat de 60 × 6	360	6,12	2 rivets de 18 m^m /m	509	4,32
1 plat de 60 × 6	360	3,66	2 rivets de 18 m^m /m	509	4,00
1 plat de 60 × 6	360	6,33	2 rivets de 18 m^m /m	509	4,47
1 plat de 60 × 6	360	4,01	2 rivets de 18 m^m /m	509	2,83
1 plat de 60 × 6	360	4,86	2 rivets de 18 m^m /m	509	3,63
1 plat de 60 × 6	360	0,52	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,39
1 plat de 60 × 6	360	0,81	2 rivets de 18 m^m /m	509	0,57
1 cornière de 60 × 60 × 6	684	3,79	2 rivets de 18 m^m /m	509	5,09
1 cornière de 60 × 60 × 6	684	2,51	2 rivets de 18 m^m /m	509	3,37
1 cornière de 60 × 60 × 6	684	6,06	2 rivets de 18 m^m /m	509	3,43
1 cornière de 60 × 60 × 6	684	3,07	3 rivets de 18 m^m /m	763	2,75
1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	1,12	6 rivets de 18 m^m /m	1326	3,35
1 cornière de 60 × 60 × 6 1 plat de 70 × 7	1174	2,96	6 rivets de 18 m^m /m	1326	3,55

TOME I.

13

Leurs valeurs ont été consignées dans les tableaux n^{os} IX et X, avec des signes correspondant au sens des efforts et moments.

Les moments fléchissants ont le signe + quand ils tendent à ouvrir la ferme, et le signe — quand ils tendent à la fermer (fig. 84).

Les compressions ont le signe + quand elles sont dirigées dans le sens de la pesanteur, et le signe — quand elles sont dirigées dans le sens contraire.

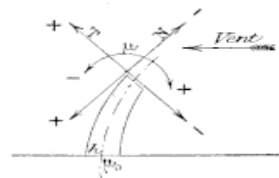


FIG. 84.

Les efforts tranchants ont le signe + quand ils sont dirigés dans le sens du vent, et le signe — quand ils ont le sens contraire.

Les formules ayant permis de calculer ces valeurs sont les suivantes :

Compression tangentielle :

C = Somme des projections des forces sur la tangente.

Effort tranchant :

T = Somme des projections des forces sur la normale.

Moment réfléchissant :

$$\mu = M - Ny + \mu_0 \times \frac{l-x}{l} + \mu'_0 \times \frac{x}{l}$$

N étant la poussée de la ferme sur l'appui de droite.

Les sections et moments d'inertie des membrures de la ferme ci-dessous déterminées ont permis de donner dans le tableau n^o XI le travail du fer en chaque point des membrures à l'aide de l'expression :

$$R = \frac{\mu}{I} + \frac{C}{\omega}$$

Le tableau n^o XII donne les sections adoptées pour les barres de treillis, ainsi que leurs attaches sur les membrures des fermes et le travail des barres de treillis et des rivets.

Les résultats obtenus montrent qu'en aucun point le travail du fer n'a atteint les limites imposées.

Sections de la ferme.

Moments d'inertie I . Section Ω et $\frac{I}{V}$

En h et h' (fig. 85).

2 âmes de 300×6 .

4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.

1 plate-bande à l'extrados de 150×8 .

$I = 0,011\,732\,387$.

$$\Omega = 0^{\text{m}2},008\,524.$$

$$v' = 1^{\text{m}},426.$$

$$v'' = 1^{\text{m}},082.$$

$$\text{Intrados } \frac{I}{V'} = 0,008\,226$$

$$\text{Extrados } \frac{I}{V''} = 0,010\,843$$

En h_1 et h'_1 : Même section qu'en h et h' , avec $1^{\text{m}},80$ entre les talons des cornières :

$$I = 0,005\,827\,986. \quad \left| \quad v' = 1^{\text{m}},027.$$

$$\Omega = 0^{\text{m}2},008\,524. \quad \left| \quad v'' = 0^{\text{m}},781.$$

$$\text{Intrados } \frac{I}{V'} = 0,005\,675.$$

$$\text{Extrados } \frac{I}{V''} = 0,007\,462.$$

En g et g' : Même section qu'en h et h' , avec $1^{\text{m}},10$ entre les talons des cornières :

$$I = 0,001\,656\,514. \quad \left| \quad v' = 0^{\text{m}},641.$$

$$\Omega = 0^{\text{m}2},008\,524. \quad \left| \quad v'' = 0^{\text{m}},467.$$

$$\text{Intrados } \frac{I}{V'} = 0,002\,584.$$

$$\text{Extrados } \frac{I}{V''} = 0,003\,547.$$

En g_1 et g'_1 (fig. 86) :
 2 âmes de 200×6 .
 4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.
 $I = 0,001\,217\,291$.
 $\Omega = 0^{\text{m}2}\,006\,124$.
 $v = 0^{\text{m}},5235$.

Intrados et Extrados :

$$\frac{I}{V} = 0,002\,516.$$

En f et f' (fig. 87) :
 2 âmes de 140×6 .
 4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.
 $v = 0,4975$.
 $\Omega = 0,005\,404$.
 $I = 0,001\,235\,318$.

Intrados et extrados :

$$\frac{I}{V} = 0,002\,483.$$

En f_1 et f'_1 : Même section que pour le point f , ayant $0,946$ de hauteur :

$$I = 0,001\,041\,252.$$

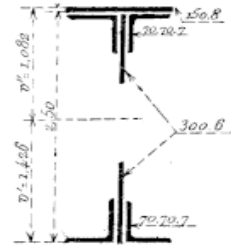


FIG. 85.

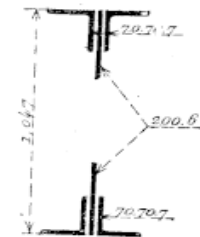


FIG. 86.

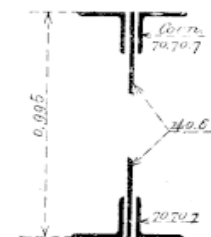


FIG. 87.

$$\begin{array}{l|l} \Omega = 0,005\,404. & \text{Intrados et extrados :} \\ v = 0,473. & \frac{I}{V} = 0,002\,201. \end{array}$$

En e et e' : Même section que pour le point f , ayant 0,897 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,928\,673. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2\,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,002\,071. \\ v = 0,448\,5. & \end{array}$$

En e_1 et e'_1 : Même section que pour le point f , ayant 0,853 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,833\,111. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2\,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,001\,953. \\ v = 0,426\,5. & \end{array}$$

En d et d' : Même section qu'au point f , ayant 8,809 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,742\,779. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2\,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,001\,836. \\ v = 0^m,4045. & \end{array}$$

En d_1 et d'_1 : Même section qu'au point f , ayant 0,768 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,663\,315. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2\,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,001\,723. \\ v = 0,384. & \end{array}$$

En c et c' : Même section qu'au point f , ayant 0,728 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,590\,166. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,001\,621. \\ v = 0,364. & \end{array}$$

En c_1 et c'_1 : Même section qu'au point f , ayant 0,691 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000526\,352. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2\,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,001\,523. \\ v = 0,345\,5. & \end{array}$$

En b et b' : Même section qu'au point f , ayant 0,655 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,467\,814. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2\,005\,404. & \frac{I}{V} = 0,001\,428. \\ v = 0^m327\,5. & \end{array}$$

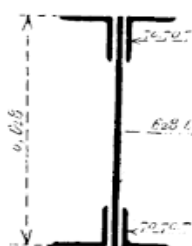


FIG. 88.

En b_1 et b'_1 (fig. 88) : 1 âme de 628 × 6.

$$I = 0,000\,447\,280.$$

4 cornières de 70 × 70 × 7.

$$\Omega = 0^m2\,007\,492.$$

$$v = 0^m314.$$

Intrados et extrados :

$$\frac{I}{V} = 0,001\,424.$$

En a : Même section qu'au point b , ayant 0,600 de hauteur :

$$\begin{array}{l|l} I = 0,000\,401\,526. & \text{Intrados et extrados :} \\ \Omega = 0^m2007\,324. & \frac{I}{V} = 0,001\,338. \\ v = 0,300. & \end{array}$$

§ 2. — PANNES

Les charges horizontales et verticales supportées par les pannes, dues à la charge permanente et au vent, ont été calculées précédemment; elles ont été reprises pour faire les calculs suivants :

Ceinture supérieure.

La portée de la ceinture est de $l = 4,14$.

La charge totale verticale a pour valeur :

$$P = 1390^k$$

Il en résulte pour la valeur du moment fléchissant maximum donné par l'expression :

$$\mu = \frac{1}{8} Pl \quad \left| \quad \mu = \frac{1}{8} 1390 \times 4,10 = 719\right.$$

La charge totale horizontale a pour valeur :

$$P' = 2,952^k$$

Il en résulte pour la valeur du moment fléchissant maximum donné par ladite expression :

$$\mu = \frac{1}{8} 2952 \times 4,14 = 1528$$

La section adoptée, représentée par la figure ci-contre (fig. 89), et composée de 4 cornières de $70 \times 70 \times 7$, donne :

$$\text{Dans le plan vertical} \quad \frac{I}{V} = 0,001\,348$$

$$\text{Dans le plan horizontal} \quad \frac{I}{V} = 0,001\,965$$

Il en résulte pour le travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{719}{1348} + \frac{1528}{1965} = 1^k,33.$$

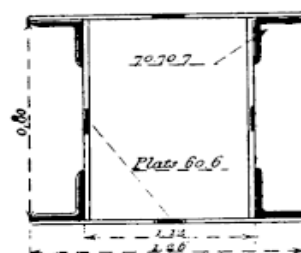


FIG. 89.

L'effort tranchant dû aux charges verticales, déduction faite de la charge transmise directement à la ferme par la couverture, a pour valeur :

$$T = \frac{1390}{2} - \frac{1390}{8} = 521 \text{ kil.}$$

L'effort tranchant dû aux charges horizontales, évalué comme précédemment, a pour valeur :

$$T = \frac{2952}{2} - \frac{2952}{8} = 1107$$

Les cornières composant la ceinture sont reliées dans le plan vertical par des plats de 60×6 faisant avec la verticale un angle de 45° , et dans le plan horizontal par des plats de 60×6 faisant avec la normale à la fibre moyenne un angle de 31° .

Il en résulte pour le travail des treillis dans le plan vertical :

$$R = \frac{521}{2 \times 360 \times \cos 45^\circ} = 1^k,02$$

et pour le travail des treillis dans le plan horizontal :

$$R = \frac{1107}{360 \times \cos 31^\circ} = 3^k,57$$

Ces barres sont fixées aux cornières par des rivets dont la section de $15^m/m$ de diamètre est de $177^m/m^2$.

Il en résulte pour le travail maximum de la rivure, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1107}{2 \times 177 \cos 31^\circ} = 3^k,58$$

Première Panne.

La portée de la panne est de $l = 3^m95$.

Elle fait avec la verticale un angle de $\alpha = 69^\circ 56' 21''$.

La charge verticale a pour valeur $P' = 3911$ kilog.

La charge horizontale a pour valeur $P'' = 2373$ kilog.

Il en résulte pour la valeur de la charge normale à la panne

$$P = P' \cos \alpha + P'' \sin \alpha.$$

$$P = 3560.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = \frac{1}{8} 3560 \times 3,95 = 1758$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = \frac{3560}{2} - \frac{3560}{8} = 1335$$

La section adoptée (fig. 90), composée de 2 cornières de $60 \times 60 \times 6$, donne :

$$\frac{I}{V} = 0,000\,298.$$

Il en résulte pour le travail maximum du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1758}{298} = 5^k,90$$

Les cornières composant la panne étant reliées entre elles par deux fers plats de 50×6 , faisant avec la normale à la panne un angle de 58° , il en résulte pour le travail du treillis, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1335}{2 \times 300 \times \cos 58^\circ} = 4^k,20.$$

Ces barres sont fixées aux cornières par des rivets dont la section de 17 m/m de diamètre est de $227 \text{ m}^2/\text{m}^2$.

Il en résulte pour le travail de la rivure, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1335}{2 \times 227 \times \cos 58^\circ} = 5^k,56.$$

Deuxième Panne.

La portée de la panne est de $l = 3^m,32$.

Elle fait avec la verticale un angle de $\alpha = 55^\circ, 34'40''$.

La charge verticale a pour valeur $P' = 3317$.

La charge horizontale a pour valeur $P'' = 1386$.

Il en résulte pour la valeur de la charge normale à la panne :

$$P = P' \cos \alpha + P'' \sin \alpha = 3017$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = \frac{1}{8} 3017 \times 3,32 = 1\,252.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = \frac{3017}{2} - \frac{3017}{8} = 1\,131.$$

La section adoptée (fig. 91), composée de 2 cornières de $60 \times 60 \times 6$, donne :

$$\frac{I}{V} = 0,000\,264.$$

Il en résulte pour le travail maximum du fer, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1252}{264} = 4^k,74.$$



FIG. 90.

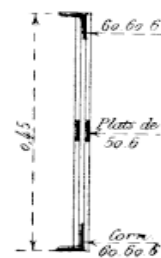


FIG. 91.

Les treillis étant composés comme précédemment de 2 fers plats de 50×6 , et ces barres faisant un angle de $\alpha = 54^\circ$ avec la normale à la panne, il en résulte pour le travail du treillis, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1131}{2 \times 300 \times \cos 54^\circ} = 3^k, 23$$

Ces barres sont fixées aux cornières par des rivets dont la section, de $15 \frac{m}{m}$ de diamètre, est de $177 \frac{m}{m}^2$.

Il en résulte pour le travail de la rivure, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1131}{2 \times 177 \cos 54^\circ} = 5^k, 43$$

Troisième Panne.

La portée de la panne est de $l = 2^m 50$.

Elle fait avec la verticale un angle de $\alpha = 42^\circ 32' 26''$.

La charge verticale a pour valeur $P' = 2030$.

La charge horizontale a pour valeur $P'' = 653$.

Il en résulte pour la valeur de la charge normale à la panne :

$$P = P' \cos \alpha + P'' \sin \alpha = 1\,937.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = \frac{1}{8} 1937 \times 2,50 = 605.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = \frac{1937}{2} - \frac{1937}{8} = 626.$$

La section adoptée (fig. 92), composée de 2 cornières de $60 \times 60 \times 6$, donne :

$$\frac{I}{V} = 0,000\,215.$$

Il en résulte pour le travail maximum du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{605}{215} = 2^k, 81.$$

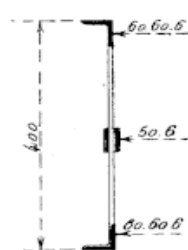


FIG. 92.

Les treillis étant composés comme précédemment de deux fers plats de 50×6 , et ces barres faisant un angle de $\alpha = 57^\circ$ avec la normale à la panne, il en résulte pour le travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{626}{2 \times 300 \times \cos 57^\circ} = 1^k, 92.$$

Ces barres étant fixées aux cornières par des rivets dont la section de 15 m/m de diamètre est de 177 m/m^2 , il en résulte pour le travail de la rivure, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{626}{2 \times 177 \times \cos 57^\circ} = 3^k, 19.$$

Quatrième Panne.

La portée de la panne est de $l = 4 \text{ m}, 60$.

Elle fait avec la verticale un angle de $\alpha = 31^\circ 33'$.

La charge verticale a pour valeur $P' = 950$.

La charge horizontale a pour valeur $P'' = 226$.

Il en résulte pour la valeur de la charge normale à la panne :

$$P = P' \cos \alpha + P'' \sin \alpha = 927.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = \frac{1}{8} 927 \times 4,60 = 185.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = \frac{927}{2} - \frac{927}{8} = 348.$$

La section adoptée (fig. 93), composée de deux cornières de $60 \times 60 \times 6$, donne :

$$\frac{I}{V} = 0,000 298.$$

Il en résulte pour le travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{185}{298} = 0^k, 62.$$



FIG. 93.

Le treillis étant composé de deux fers plats de 50×6 , et cette barre faisant un angle de $\alpha = 53^\circ$ avec la normale à la panne, il en résulte pour le travail du treillis, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{348}{2 \times 300 \times \cos 53^\circ} = 0^k, 97.$$

Ces barres étant fixées aux cornières par des rivets dont la section de 15 m/m de diamètre est de 177 m/m^2 , il en résulte pour le travail de la rivure :

$$R = \frac{348}{2 \times 177 \times \cos 53^\circ} = 1^k, 64.$$

Cinquième Panne.

La portée de la panne est de $l = 0^k,72$.

Elle fait avec la verticale un angle de $\alpha = 22^\circ 22' 54''$.

La charge verticale a pour valeur $P' = 366^k$.

La charge horizontale a pour valeur $P'' = 86$.

Il en résulte pour la valeur de la charge normale à la panne :

$$P = P' \cos \alpha + P'' \sin \alpha = 353.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

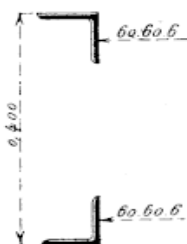


FIG. 94.

$$\mu = \frac{1}{8} 353 \times 0,72 = 32.$$

La section adoptée (fig. 94), composée de 2 cornières de $60 \times 60 \times 6$, donne :

$$\frac{I}{V} = 0,000\,215.$$

Il en résulte pour le travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{32}{215} = 0^k,16.$$

§ 3. — CHEVRONS**Chevrans reliant la 2^e et la 3^e Panne.**

Ces chevrons sont au nombre de deux par intervalle de ferme, comme l'indique la figure (95), et reposent sur deux appuis.

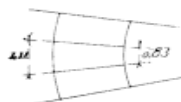


FIG. 95.

Leur portée est de $l = 4^m80$.

Leur écartement au sommet est de 0,83, et à la base, de 1,11.

Les charges qu'ils supportent par mètre carré sont les suivantes, d'après les calculs précédents, au sommet :

Charges verticales.	{	Ossature.	15	{	100	{	160 ^k
		Couverture	45				
		Remplissage.	40				
		Vent	60				
Charges horizontales :		Vent.	56				

A la base :

Charges verticales.	{	Ossature, etc.	100	{	156
		Vent.	56		
Charges horizontales :	Vent.		82		

Les angles de la normale au chevron avec la verticale étant au sommet de $\alpha = 42^\circ 32' 26''$ (fig. 96), et à la base de $\alpha = 56^\circ 34' 40''$, il en résulte pour les charges totales, par mètre de chevron :

Au sommet :

Charges normales :

$$(160 \times \cos 42^\circ 32' 26'' + 56 \times \sin 42^\circ 32' 26'') \times 0,83 = 130.$$

Charges tangentiellles :

$$(160 \times \sin 42^\circ 32' 26'' - 56 \times \cos 42^\circ 32' 26'') \times 0,83 = 56.$$

A la base :

Charges normales :

$$(156 \times \cos 55^\circ 34' 40'' + 82 \times \sin 55^\circ 34' 40'') \times 1,11 = 173.$$

Charges tangentiellles :

$$(156 \times \sin 55^\circ 34' 40'' - 82 \times \cos 55^\circ 34' 40'') \times 1,11 = 92.$$

Les charges moyennes supportées par le chevron ont pour valeur, par mètre linéaire :

$$\text{Charges normales : } \frac{130 + 173}{2} = 152^k.$$

$$\text{Charges tangentiellles : } \frac{56 + 92}{2} = 74^k.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = \frac{1}{8} 152 \times 4,8^2 = 438$$

et la compression tangentielle correspondant au milieu de la portée donne :

$$N = \frac{74 \times 4,8}{2} = 178.$$

La section ci-contre adoptée (fig. 97) donne :

1 âme de 220×4 .

3 cornières de $40 \times 40 \times 4$.

$$\frac{I}{V} = 0,000\,095,5$$

$$\omega = 0,001\,790.$$

Il en résulte pour le travail maximum du fer, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{525}{95,5} + \frac{427}{1790} = 5^k,76.$$

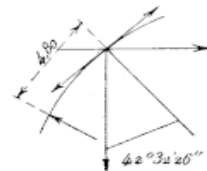


FIG. 96.

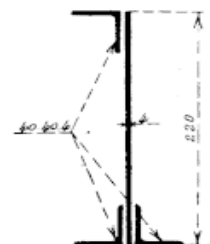


FIG. 97.

Chevrons reliant la ceinture supérieure et les 2 premiers cours de pannes.

Ces chevrons reposent sur trois appuis.

Ils sont au nombre de trois par intervalle de ferme, comme l'indique la figure 98.

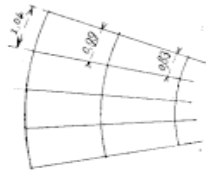


FIG. 98.

Leurs portées sont (fig. 99) :

Entre la ceinture et la 1^{re} panne : $l_1 = 5,77$

Entre la première et la 2^e panne : $l_2 = 5,28$

Leurs écartements sont les suivants :

Au droit de la ceinture. 1,04

Au droit de la 1^{re} panne 0,99

Au droit de la 2^e panne 0,83

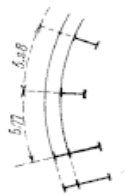


FIG. 99.

Les charges qu'ils supportent par mètre carré sont les suivantes, d'après les calculs précédents :

Au droit de la 2^e panne :

Comme au chevron précédent.	Charge verticale.	156 ^k
	Charge horizontale	82

Au droit de la 1^{re} panne :

Charge verticale.	Ossature	100	} 138
	Vent.	38	
Charge horizontale.	Vent.	106	

Au droit de la ceinture :

Charge verticale.	Ossature, etc.	100	} 100
	Vent.	0	
Charge horizontale.	Vent.	120	

Les angles des normales au chevron avec la verticale étant les suivants :

Au droit de la 2^e panne : $\alpha = 55^{\circ}, 34' 40''$,

Au droit de la 1^{re} panne : $\alpha = 69^{\circ}, 56' 21''$,

Au droit de la ceinture : $\alpha = 90^{\circ}$,

il en résulte pour les charges totales, par mètre de chevron :

Au droit de la 2^e panne :

Charges normales :

$$(156 \times \cos 55^{\circ}, 34' 40'' + 82 \times \sin 55^{\circ}, 34' 40'') \times 0,83 = 130^k$$

Charges tangentielles :

$$(156 \times \sin 55^{\circ}, 34' 40'' - 82 \times \cos 55^{\circ}, 34' 40'') \times 0,83 = 69^k$$

Au droit de la première panne :

Charges normales :

$$(138 \times \cos 69^{\circ}, 56' 21'' + 106 \times \sin 69^{\circ}, 56' 21'') \times 0,99 = 146^k.$$

Charges tangentiellles :

$$(138 \times \sin 69^{\circ},56'21'' - 106 \times \cos 69^{\circ},56'21'') \times 0,99 = 93^k.$$

Au droit de la ceinture :

$$\text{Charges normales : } 120 \times 1,04 = 125^k.$$

$$\text{Charges tangentiellles : } 100 \times 1,04 = 104.$$

Les charges moyennes supportées par le chevron, par mètre linéaire, ont pour valeur :

Entre la 1^{re} et la 2^e panne :

$$\text{Charges normales : } \frac{130 + 146}{2} = 138$$

$$\text{Charges tangentiellles : } \frac{69 + 93}{2} = 81.$$

Entre la 1^{re} panne et la ceinture :

$$\text{Charges normales : } \frac{146 + 125}{2} = 136$$

$$\text{Charges tangentiellles : } \frac{93 + 104}{2} = 98.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = \frac{1}{16} \frac{138 \times 5,28^3 + 136 \times 5,77^3}{5,28 + 5,77} = 525.$$

Et la compression tangentielle correspondant à la section où se produit ce moment :

$$N = 81 \times 5,28 = 427^k.$$

La section ci-contre adoptée (fig. 100) donne :

$$\frac{I}{V} = 0,000\,070\,4.$$

$$\omega = 0,001\,670.$$



FIG. 100.

Il en résulte pour le travail maximum du fer, par millimètre carré de section, au point le plus fatigué :

$$R = \frac{525}{70,4} + \frac{427}{1670} = 7^k,75$$

§ 4. — CEINTURE INFÉRIEURE

Les charges verticales dues au remplissage du pan de fer mur d'attique et au poids propre de la couronne et de la partie correspondante du remplissage intérieur

des pendentifs sont portées par les deux membrures intérieures de la ceinture dans l'intervalle de deux fermes.

La portée des 2 membrures est de $l = 4^m14$.

La charge totale supportée par cet intervalle s'évalue comme suit :

Ossature métallique, environ.	1 926 ^k
Remplissage de l'attique $\frac{252\,000}{24}$	10 500
Remplissage du pendentif, suivant figure 101 $\frac{4,00 \times 2,80}{2} \times 40^k$	224
TOTAL P.	12 650 ^k

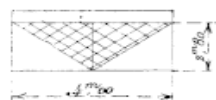


FIG. 101.

Le moment fléchissant maximum correspondant donné par l'expression :

$$\mu = \frac{1}{8} Pl \text{ a pour valeur : } \mu = \frac{1}{8} 12\,650 \times 4,14 = 6546.$$

La section adoptée (fig. 102), composée de :

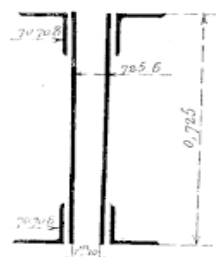


FIG. 102.

2 âmes de 725×6 ,
4 cornières de $70 \times 70 \times 8$. donne : $\frac{I}{V} = 0,002\,412$.

Il en résulte pour le travail maximum du fer sous l'action des charges verticales par millimètre carré de section :

$$R = \frac{6546}{2412} = 2^k,71.$$

La ceinture inférieure doit de plus résister à la poussée des fermes.

La ceinture étant divisée en deux parties par un plan diamétral perpendiculaire à la direction du vent, chacune de ses moitiés est assimilable à une pièce courbe en plein cintre, encastree à ses deux extrémités, et supportant un certain nombre de charges appliquées aux pieds des fermes.

Le demi-cercle le plus chargé est celui qui est du côté du vent.

N représentant la poussée des fermes due à la charge permanente qui est la même pour chaque ferme, $N = 1268$, et N' représentant la poussée des fermes due au vent variable en chaque ferme suivant l'expression :

$$N_n' = N' \cos \alpha_n'.$$

$$N' = 6358.$$

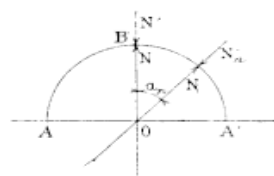


FIG. 103.

Ces forces se décomposent en forces parallèles aux diamètres $A o A'$ et $B o B'$ horizontal et vertical sur la figure 103.



FIG. 104.

Les fermes faisant entre elles un angle de 15° (fig. 104), les composantes données par les expressions :

$$F_{AO} = N \cos \alpha + N' \cos^2 \alpha.$$

$F_{BO} = N \sin \alpha + N' \cos \alpha \sin \alpha$, ont les valeurs portées dans le tableau n° XIII ci-dessous :

TABLEAU N° XIII

NUMÉROS des SECTIONS.	COMPOSANTES VERTICALES.			COMPOSANTES HORIZONTALES.		
	CH. PERMANENTE.	VENT.	TOTAUX.	CH. PERMANENTE.	VENT.	TOTAUX.
<i>a</i>	1268	— 7412	— 6144	0	0	0
<i>b</i>	1225	— 6917	— 5692	328	— 1854	— 1526
<i>c</i>	1098	— 5558	— 4460	634	— 3209	— 2575
<i>d</i>	897	— 3705	— 2808	897	— 3705	— 2808
<i>e</i>	634	— 1854	— 1220	1098	— 3209	— 2111
<i>f</i>	328	— 496	— 168	1225	— 1854	— 629
<i>g</i>	n'entrent pas dans les calculs.					

La poussée et les moments d'encastrement ont été déterminés à l'aide des formules générales, comme il a été dit précédemment pour les fermes de la coupole.

Le tableau XIV résume les éléments numériques des calculs.

De ces calculs, il résulte :

$$N = 8701.$$

$$\mu_0 + \mu'_0 = 53\,182.$$

et, par suite de la symétrie :

$$\mu_0 = \mu'_0 = 26\,591.$$

Les valeurs portées dans la formule 3 donnent :

$$2\,6050\,772 = 2\,594\,4839.$$

Résultat qui prouve que la poussée et les moments d'encastrement sont obtenus avec une approximation de $\frac{1}{500}$ environ, c'est-à-dire avec la plus grande exactitude.

Dans le tableau XV sont portés les moments et compression en chaque point, ainsi que le travail maximum du fer, qui atteint au maximum la valeur de 3 kgr. par m^2 carré.

Il en résulte pour le travail maximum du fer par millimètre carré :

$$R = 2,71 + 3,00 = 5^k,71.$$

Le maximum des efforts tranchants, qui sont portés dans le tableau XV, a pour valeur :

$$T = 7433.$$

Le contreventement reliant les flasques de la ceinture est formé de deux fers plats de 60×7 et de deux cornières de $60 \times 60 \times 6$, dont la section totale est de 2208 m/m^2 .

Ces barres faisant avec la normale un angle de 43° , il en résulte pour le travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{7433}{2208 \times \cos 43^\circ} = 4^k,63.$$

Ces barres sont fixées aux membrures de la ceinture par 6 rivets dont la section, de 19 m/m de diamètre, est au total de 1704 m/m^2 .

Il en résulte pour le travail de la rivure :

$$R = \frac{7433}{1704 \times \cos 43^\circ} = 5^k,99.$$

CALCUL DU CHASSIS OCTOGONAL SUPPORTANT LA COUPOLE

Les charges transmises par chaque demi-ferme de la coupole s'évaluent de la façon suivante :

Charge permanente.

Charge transmise par chaque demi-ferme (Voir tableau I)	9.460 ^k
Poids de la partie inférieure d'une demi-ferme	680
Charge transmise au pied de chaque ferme par la ceinture inférieure, déjà évaluée au § 4 ci-dessus	12.650
Ensemble	22.490 ^k

Charge due au vent.

Déjà évaluée ci-dessus.	
Côté du vent	2.090
Côté opposé au vent	880

Charge totale.

Par demi-ferme du côté du vent : $22.490 + 2.090$	24.580
---	--------

Charge totale.

Par demi-ferme du côté opposé au vent : $22.490 + 880. \dots \dots \dots 23.370$

§ 4. — POUTRES DOUBLEAUX

Ces poutres sont des solides prismatiques reposant sur deux appuis de niveau et supportant des charges isolées et des charges uniformément réparties sur leur longueur.

Leur portée est de $l = 12^m 245$.

Les charges qu'elles supportent sont maxima lorsque la direction du vent est perpendiculaire à leur longueur, et s'évaluent comme suit :

1° Charges isolées.

Charge transmise par chaque demi-ferme, appliquée au pied des fermes, y compris la surcharge du vent. 24.580^k

Charge transmise par la contrefiche reliant le milieu des poutres doubleaux aux poutres principales au sommet des piliers, appliquée au milieu des poutres doubleaux.

1° Poids propre de la contrefiche 234^k

2° Couverture entre les poutres principales et les poutres doubleaux.

(Moitié de la surface A de la figure 106) :

$$\frac{1}{2} \frac{(4^m,60 (1^m,35 + 1,70) \times 100 \text{ kil})}{\cos 26^\circ} . \quad 766^k$$

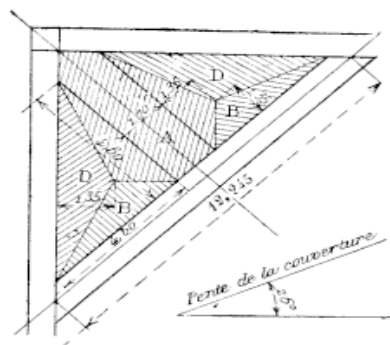


FIG. 106.

2° Charges réparties uniformément.

Charge due à ladite couverture et au remplissage intérieur, par mètre de poutre :
couverture entre les poutres principales et les poutres doubleaux.

(Surface B de la figure 106) : $\frac{4,60 \times 1,35 \times 100^k}{12^m,245 \times \cos 26^\circ} . \quad 57^k$

Remplissage intérieur entre la couronne et l'arc doubleau, déduction faite de la partie supportée par la ceinture inférieure. Calculée précédemment.

(Surface C de la figure 107) :

$$\left(\frac{2,10}{3} + 0,30 + 2,80 - \frac{3 \times 4,00 \times 2,80}{2 \times 12,245} \right)$$

$40^k . \dots \dots \dots 100^k$

Poids propre de la poutre par mètre courant. 800^k

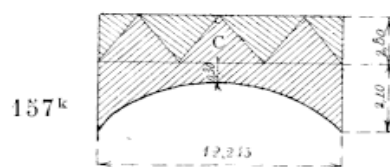


FIG. 107.

Résumé des charges.

Charge uniformément répartie par mètre.	800 + 157, soit $p = 1\,000$
Charge isolée au milieu de la poutre.	$24\,580 + 1\,000 = P_1 = 25\,580$
Charges isolées appliquées au pied des fermes intermédiaires.	$P_2 = 24\,580^k$

Les réactions des appuis dues à ces charges ont pour valeur (fig. 108) :

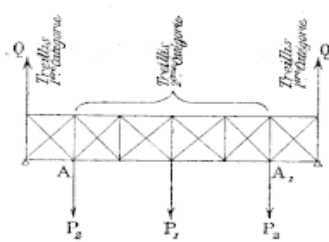


FIG. 108.

$$Q = 24\,580 + \frac{25\,580}{2} + 1\,000 \times \frac{12,245}{2} = 43\,493.$$

Le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = 37\,370 \times 6,1225 - 24\,580 \times 4,555 + \frac{1}{8} 1\,000 \times 12,245^2$$

$$\mu = 135\,579.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = -Q = 43\,493.$$

L'effort tranchant en A et A', retombées des fermes intermédiaires, a pour valeur :

$$T = 43\,493 - 24\,580 - 1\,000 \times 1,567 = 17\,346^k.$$

La section adoptée pour les membrures (fig. 109), composée de :

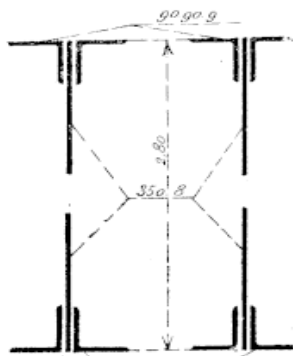


FIG. 109.

donne :

4 âmes de 350×8 ,
8 cornières de $90 \times 90 \times 9$,

$$\frac{I}{V} = 0,028\,700.$$

Il en résulte pour le travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{135\,579}{28\,700} = 4^k,73.$$

Les treillis sont de deux catégories : la première dans les premiers panneaux près des appuis, et la seconde dans les panneaux intermédiaires.

1^{re} Catégorie. — Les barres de treillis sont composées, pour les deux flasques de la poutre, de :

8 cornières de $70 \times 70 \times 8$ (fig. 110),

dont la section est de :

$$\omega = 8448 \text{ m}^2.$$

Ces barres font avec la verticale un angle de $39^\circ 30'$.

Il en résulte pour le travail du fer, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{43\,493}{8448 \times \cos 39^\circ,30'} = 6^k,68.$$

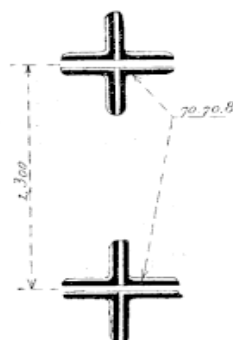


FIG. 110.

2^e Catégorie. — Les barres de treillis sont composées, pour les deux flasques de la poutre, de :

4 cornières de $70 \times 70 \times 8$ (fig. 111),

dont la section est de :

$$\omega = 4224 \text{ m/m}^2.$$

Ces barres font avec la verticale un angle de $36^\circ 30'$.

Il en résulte pour le travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{17\,346}{4224 \times \cos 36^\circ 30'} = 5^k,13.$$

Ces barres sont fixées aux membrures horizontales par 4 rivets dont la section, de 21 m/m de diamètre, est au total de 1384 m/m^2 . Il en résulte pour le travail maximum de la rivure, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{43\,493}{8 \times 1384 \times \cos 39^\circ 30'} = 5^k,10.$$

Au Palais des Arts libéraux on adopta les changements indiqués par la figure 112. Les modifications qu'ils entraînerent furent les suivantes :

Membrures.

Moment fléchissant maximum :

$$\mu = 135\,579$$

Section composée de (fig. 113) :

8 cornières de $90 \times 90 \times 11,5$.

4 âmes de 350×8 ,

Hauteur minima, $1^m,580$:

$$\frac{I}{V} = 0,017\,031.$$

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{135\,579}{17\,031} = 7^m,96.$$

Effort au faitage dans les membrures inférieures :

$$R = 6^k,5.$$

Pour la rivure au joint du faitage :

$$R = 4^k,7.$$

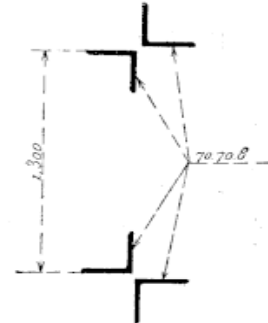


FIG. 111.

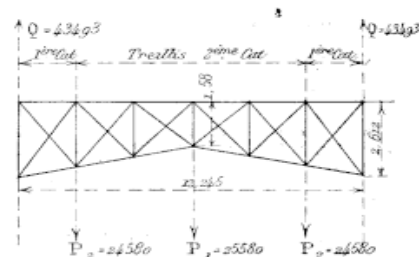


FIG. 112.

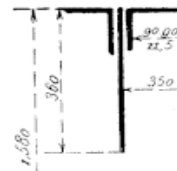


FIG. 113.

Treillis de 1^{re} Catégorie.

Effort tranchant :

$$T = 43\,493$$

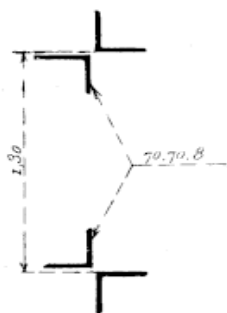
Section composée de 8 cornières de $70 \times 70 \times 8$ (fig. 114) :

FIG. 114.

$$R = \frac{T}{\omega \cos \alpha} = 6^k,94.$$

$$\alpha = 42^\circ.$$

$$\omega = 8448 \text{ m}^2.$$

Rivure : 7 rivets de 346 m^2 de section par barre de deux cornières.

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{T}{4 \omega \cos \alpha} = 6^k,03.$$

Treillis de 2^e Catégorie.

Effort tranchant :

$$T = 17\,346$$

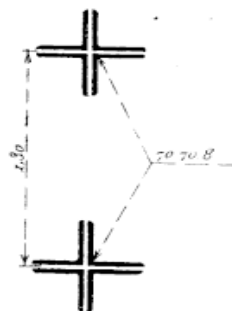
Section composée de 4 cornières de $70 \times 70 \times 8$ (fig. 115) :

FIG. 115.

$$\omega = 4224.$$

$$\alpha = 52^\circ$$

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{T}{\omega \cos \alpha} = 6^k,66.$$

Rivure : 4 rivets de $346,4$ de section par barre de une cornière :

$$\omega = 1386.$$

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{T}{4 \omega \cos \alpha} = 5^k,08.$$

§ 2. — POUTRES PRINCIPALES

Ces poutres sont des solides reposant sur deux appuis de niveau et supportant des charges isolées et des charges uniformément réparties sur leur longueur.

Leur portée est de : $l = 32^m,00$.

Les charges qu'elles supportent sont maxima lorsque la direction du vent est perpendiculaire à leur longueur, et elles s'évaluent comme suit :

1° Charges isolées.

Charge transmise par chaque demi-ferme de la coupole, y compris la surcharge due au vent, appliquée au pied de la ferme, 24.580^k.

Charge transmise par les poutres doubleaux :

Le vent n'agissant plus normalement aux fermes reposant sur les poutres doubleaux, la charge transmise par chaque demi-ferme de la coupole à ces poutres a une valeur de 22.490^k, et il résulte pour la charge correspondante de chaque poutre doubleau la valeur suivante :

$$43\,493 - \frac{3}{2}(24\,580 - 22\,490) = 40\,358^k.$$

Charges transmises par les pannes des combles adjacents :

Ces charges atteignent leur valeur maxima pour les poutres transversales du dôme du Palais des Arts libéraux, dans lequel les pannes des grandes nefs adjacentes doivent avoir 18^m,00 de longueur.

Elles ont pour valeur, conformément à la figure 116, par coupe de pannes :

$$8,77 \times 8,675 \times 100^k = 7\,608^k.$$

Charges dues à la couverture entre les poutres principales et les poutres doubleaux (surface D de la figure faite précédemment pour les poutres doubleaux) (fig. 117) :

$$\frac{4,60 \times 4,35}{2 \times \cos 22^{\circ},6'} \times 100^k = 334^k.$$

Cette charge a son centre à 4.20 de l'appui.

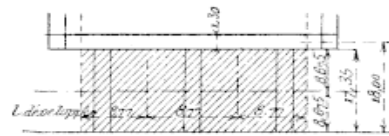


FIG. 116.

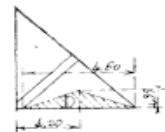


FIG. 117.

2° Charges uniformément réparties par mètre courant.

Ossature métallique. 964^k

Remplissage intérieur entre la couronne et l'arc, déduction faite de la partie portée par la grande couronne (surface E de la figure 118) :

$$\frac{\left(\left(\frac{2,10}{3} + 0,30 + 2,80 \right) 12 - \frac{2}{3} 4 \times 2,88 \right) 40}{32,00} \dots \dots \dots 36^k$$

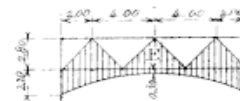


FIG. 118.

$$\frac{1000^k}{1000^k}$$

En résumé, les charges que supportent les poutres principales ont les valeurs ci-dessous et sont distribuées comme l'indique la figure 119 :

Charge uniformément répartie par mètre. $p = 1\,000^k$
 Charges transmises par les fermes de la coupole. $P_1 = 24\,580^k$
 Charges transmises par les poutres doubleaux : 40 358^k, soit. $P_2 = 40\,360^k$

Charges transmises par les pannes des combles adjacents $\frac{7608}{2} = 3804^k$,

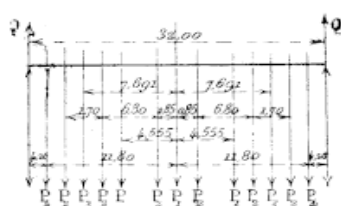


FIG. 119.

soit $P_3 = 3805^k$

Charges de la couverture entre les poutres principales et les poutres doubleaux, 334^k , soit $P_4 = 350^k$

La réaction des appuis donnée par l'expression :

$$Q = \frac{1}{2}pl + \frac{1}{2}\Sigma P$$

a pour valeur :

$$Q = 105\,315^k.$$

Les efforts développés par ces différentes charges dans les divers éléments des poutres ont été déterminés à l'aide des plans de Crémone (fig. 120) en décomposant chaque flasque de la poutre en deux systèmes.

Les différentes charges ont été supposées concentrées aux nœuds supérieurs du diagramme de la poutre.

Leurs valeurs sont les suivantes :

Au point 0.	$\frac{0,762}{2} \times 1000 = 381$, soit	380
— 2.	$\frac{0,762 + 2,2393}{2} \times 1000 = 1500$, soit	1 500
— 4.	$2,2393 \times 1000 \times 350 \times \frac{1,0406}{2,2393} = 2400$, soit	2 400
— 6.	$2,2393 \times 1000 \times 350 \times \frac{1,1987}{2,2393} + 3,805 \times \frac{0,582}{2,2393} = 3417$	3 420
— 8.	$20,180 + \frac{2,2393 \times 1,838}{2} \times 1000 + 3805 \left(\frac{1009}{1838} + \frac{16\,573}{22\,393} \right) = 27\,124$	27 140
— 10.	$20,180 + \frac{2127 + 1,838}{2} \times 1000 + 3805 \times \frac{0,829}{1,838} = 23\,880$	23 880
— 12.	$24,580 + \frac{18\,525 + 1,838}{2} \times 1000 = 26,570$, soit	26 580
— 14.	$18,525 \times 1000 = 1,853$, soit	1 860
— 16.	$3,805 + \frac{0,85 + 1,8525}{2} \times 1000 = 5\,156$, soit	5 160
— 18.	$24,580 + 0,85 \times 1000 = 25\,430$, soit	25 430

Les autres points symétriquement disposés par rapport à l'axe sont chargés symétriquement.

Les tableaux de l'épure résument les efforts développés dans les différents éléments de la poutre; ils donnent en même temps les sections adoptées et le travail du fer, aussi bien pour les éléments des poutres que pour la rivure.

Il en résulte qu'en aucun point le travail du fer ne dépasse les limites adoptées.

NOMENCLATURE DES EFFORTS

NUMÉROS DES BARRES.	1 ^{er} SYSTÈME.	2 ^e SYSTÈME.	TOTAUX.	SECTION NÉCESSAIRE pour R = 8 10.	SECTIONS ADOPTÉES.	TRAVAIL du fer par m ² de section.	RIVETS D'ATTACHES DES CROIX DE SAINT-ANDRÉ	TRAVAIL du fer par m ² de section.
Croix de Saint-André.								
0,8	— 48 500	—	— 48 500	6 063 m ²				
1,2	+ 60 450	+ 60 450	7 557					
2,5	— 54 500	—	— 54 500	6 813				
3,4	+ 79 500	+ 79 500	9 938					
4,7	— 50 000	—	— 50 000	6 250				
5,6	+ 73 350	+ 73 350	9 169					
6,9	— 52 625	—	— 52 625	6 578				
7,8	+ 65 100	+ 65 100	8 138					
8,11	— 41 750	—	— 41 750	5 219				
9,10	+ 41 750	+ 41 750	5 219					
10,13	— 29 000	—	— 29 000	3 625				
11,12	+ 29 000	+ 29 000	3 625					
12,15	— 11 850	—	— 11 850	1 482				
13,14	+ 11 850	+ 11 850	1 482					
14,17	— 10 650	—	— 10 650	1 332				
15,16	+ 10 650	+ 10 650	1 332					
16,19	— 6 650	—	— 6 650	832				
17,18	+ 6 650	+ 6 650	832					
Membrures longitudinales.								
0, 2	+ 17 050	0	+ 17 050	2 132 m ²	2 âmes. 450 × 8 4 cornières. 80 × 90 × 13 2 plateb. 400 × 11	ω = 2 464 m ²	+ 0,69	
1, 3	0	— 17 000	— 17 000	2 125	Id. Id. Id.		— 0,68	
2, 4	+ 64 250	+ 17 200	+ 81 450	10 182	—	—	+ 3,30	
3, 5	— 16 875	— 63 000	— 79 875	9 985	Id. Id. Id.		— 3,24	
4, 6	+ 106 750	+ 63 875	+ 170 625	21 328	Id. Id. Id.		+ 6,91	
5, 7	— 63 300	— 104 625	— 167 925	20 991	Id. Id. Id.		— 6,80	
6, 8	+ 139 000	+ 100 625	+ 239 625	29 953	2 plateb. suppl. de 400 × 11	ω = 33 484	+ 7,15	
7, 9	— 100 550	— 162 500	— 263 050	32 882	Id. Id. Id.		— 7,85	
8, 10	+ 158 500	+ 136 500	+ 295 000	36 875	2 plateb. suppl. de 400 × 11	ω = 42 284	+ 6,98	
9, 11	— 135 500	— 158 250	— 293 750	36 719	Id. Id. Id.		— 6,94	
10, 12	+ 176 125	+ 158 250	+ 334 375	41 797	Id. Id. Id.		+ 7,91	
11, 13	— 158 500	— 175 750	— 334 250	41 782	Id. Id. Id.		— 7,91	
12, 14	+ 182 625	+ 175 750	+ 358 375	44 797	2 plateb. suppl. de 400 × 11	ω = 51 084	+ 7,02	
13, 15	— 176 125	— 182 375	— 358 500	44 813	Id. Id. Id.		— 7,02	
14, 16	+ 188 500	+ 182 375	+ 370 875	46 360	Id. Id. Id.		+ 7,26	
15, 17	— 182 625	— 188 200	— 370 825	46 353	Id. Id. Id.		— 7,26	
16, 18	+ 190 375	+ 188 200	+ 378 575	47 322	Id. Id. Id.		+ 7,41	
17, 19	— 188 500	— 190 250	— 378 750	47 344	Id. Id. Id.		— 7,41	
Montants.								
2, 3	+ 51 750	— 51 000	+ 750	94 m ²	8 cornières de 70 × 70 × 7	ω = 7 448	+ 0,10	
4, 5	+ 48 800	— 47 550	+ 1 250	157	Id. Id. Id.		+ 0,22	
6, 7	+ 29 300	— 62 300	— 33 000	4 125	Id. Id. Id.		— 4,43	
8, 9	+ 17 800	— 62 125	— 44 325	5 541	Id. Id. Id.		— 5,95	
10, 11	+ 35 000	— 23 150	+ 11 850	1 482	Id. Id. Id.		+ 1,59	
12, 18	+ 23 150	— 9 865	+ 13 285	1 661	Id. Id. Id.		+ 1,78	
14, 15	+ 9 865	— 8 940	+ 925	116	Id. Id. Id.		+ 0,12	
16, 17	+ 8 940	— 6 360	+ 2 580	323	Id. Id. Id.		+ 0,35	
18, 19	+ 12 740	+ 12 740	+ 25 780	3 223	Id. Id. Id.		+ 3,46	

CALCUL DES PILIERS

Chaque pilier est assimilable à un solide prismatique vertical soumis à l'action des charges verticales et d'efforts horizontaux.

Ce pilier est encastré à sa base et maintenu dans le plan vertical :

1° A 6^m,40 au-dessus du sol par les planches des constructions adjacentes ;

2° A 24^m,30 au-dessus du sol par les groupes de pannes desdites constructions adjacentes.

Le calcul est établi dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire pour les piliers du Palais des Arts libéraux, le vent agissant parallèlement à l'axe longitudinal de ce palais.

Les charges verticales sont également évaluées dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire lorsque le plancher du 1^{er} étage règne sur tout le pourtour du dôme.

Évaluation des charges verticales.

1° Charges dues aux poids de la contrefiche des poutres doubleaux et de la couverture au-dessus du grand pilier, entre les poutres principales et les poutres doubleaux, et transmise par la contrefiche (Voir ci-dessus). 1 000^k

2° Charges transmises par les poutres principales, comprenant, en outre du poids propre de la construction, la surcharge verticale due au vent.

Poutre perpendiculaire à la direction du vent. 105 315^k

Poutre parallèle à la direction du vent : $105\,315 - \frac{3}{2}(24\,580 - 22\,490)$. . . 102 180^k

TOTAL. 207 495^k

3° Charge transmise par les deux groupes de pannes des constructions adjacentes, situés à 24^m,30 au-dessus du sol et contre-butant le pilier :

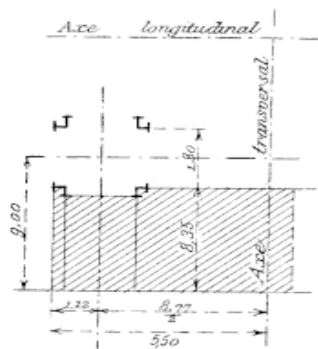


FIG. 121.

Le groupe de pannes de la grande nef transmet au pilier une charge. 7 616^k

Le groupe de pannes de la galerie transversale transmet au pilier, comme l'indique la figure

121, une charge de : $5^m,50 \times \frac{8^m,35}{2} \times 100^k$. . . 2 296^k

TOTAL. 9 906^k

4° Charge transmise par l'arcature de la galerie transversale, estimée pour le calcul à 3 500^k

5° Charge transmise par les arcs doubleaux recevant les pendentifs et trompillons :

Ossature métallique. 20 000^k

Remplissage du trompillon (fig. 122) : $13\,545 \frac{7+2}{2} = 60^m2,85$ à 40^k le mètre. . . 2 434^k

TOTAL. 22 434^k

6° Charges transmises par les poutres des planchers ou balcons :

La surface de plancher supportée par les piliers est maxima dans le cas de la figure 123, et a pour valeur :

$$7^m,75 \times 7^m,75 - 2 \times 2 = 56^m,06.$$

Il en résulte une charge sur le pilier de $56^m,06 \times 300^k$. 16 818^k

7° Poids propre du pilier 30 500^k

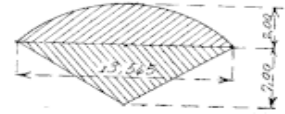


FIG. 122.

Résumé des charges verticales.

1° Charge transmise par la contrefiche de la poutre doubleau.	1 000 ^k
2° Charges transmises par les poutres principales : 207 495 ^k , soit.	207 500 ^k
3° Charges transmises par les groupes de pannes des constructions adjacentes 9 906 ^k , soit.	10 000 ^k
4° Charges transmises par les arcatures desdites constructions.	3 500 ^k
5° Charges transmises par les arcs doubleaux : 22 434 ^k , soit.	22 500 ^k
6° Charges transmises par les poutres des planchers ou balcons en encorbellement : 16 818 ^k , soit.	17 000 ^k
7° Poids total du pilier	30 500 ^k
TOTAL	292 000^k

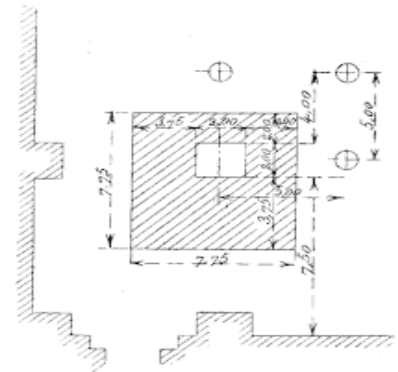


FIG. 123.

Évaluation des efforts horizontaux.

1° Effort horizontal dû à la pression du vent sur la coupole.

L'effort du vent sur une demi-ferme de la coupole a pour valeur, d'après les calculs desdites fermes. $F' = 7\,630^k$

L'effort du vent sur la moitié inférieure de l'attique a pour valeur

$$120^k \times \frac{5,80}{2} \times 4,28 = F'' = 1\,490^k$$

TOTAL. $F = 9\,120^k$

Valeur de l'effort total sur la demi-ferme placée dans le plan vertical de la direction du vent :

Les deux efforts sont appliqués à des hauteurs différentes d' et d'' au-dessus du plan d'appui des fermes (fig. 124.)

Ces hauteurs sont :

$$d' = \frac{\sum Vx \times Y}{\sum Vx} = 11^m,02$$

$$d'' = \frac{1}{2} \times \frac{5,80}{2} = 1^m,45.$$

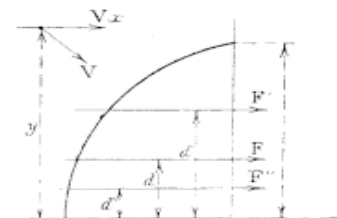


FIG. 124.

Il en résulte pour la hauteur du centre d'application de l'effort total au-dessus du plan d'appui des fermes :

$$d = \frac{7630 \times 11,02 + 1490 \times 1,45}{9120} = 9^m,456.$$

L'effort du vent sur la tranche AB, dont le rayon moyen fait un angle α avec sa direction, a pour expression :

$$\varphi = AB \times \cos \alpha \times 120^k$$

qui se décomposent parallèlement et normalement à la direction du vent en deux forces (fig. 125) :

$$\varphi y = AB \times \cos^2 \alpha \times 120^k$$

et :

$$\varphi x = AB \times \cos \alpha \times \sin \alpha \times 120^k.$$

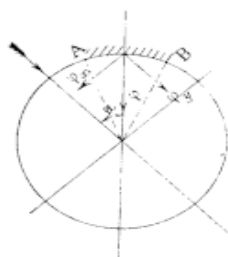


FIG. 125.

Les composantes φy tendent à renverser la coupole, tandis que les composantes φx , se détruisant deux à deux, ne tendent pas à la déplacer.

La somme de ces composantes φy pour les 12 divisions de la moitié de la coupole exposée au vent a pour valeur, les fermes faisant entre elles un angle de 15° :

$$9120 (1 + 2 \cos^2 15^\circ + 2 \cos^2 30^\circ + 2 \cos^2 45^\circ + 2 \cos^2 60^\circ + 2 \cos^2 75^\circ) \\ F = 54720^k.$$

Pour chaque ferme, l'effort élémentaire Vx devient $Vx \cos^2 \alpha$, et le centre de pression du vent donné par l'expression :

$$\frac{\sum VxY \cos^2 \alpha}{\sum Vx \cos^2 \alpha} = \frac{\sum VxY}{\sum Vx}$$

est le même que pour la ferme placée dans le plan du vent,

$$\text{Soit } D = 9^m,456.$$

2° Effort horizontal dû à la poussée des arcs-doubleaux.

La charge verticale agissant sur chaque arc-doubleau vient d'être

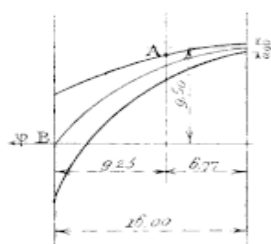


FIG. 126.

évaluée à 22,500^k
comprenant : le poids propre de l'arc-doubleau . . . 20 000^k
et le remplissage du trompillon à 2 500^k
qui agissent comme l'indique la figure 126, savoir :

Les 2/3 au point A, retombée du trompillon sur l'arc du doubleau, et 1/3 en B, retombée du trompillon sur le pilier.

La flèche est $f = 9,50$.

La poussée ne dépassera pas la valeur de :

$$\varphi = \frac{10000 \times 8 + \frac{2}{3} 1250 \times 9,23}{9,50} = 9230^k$$

soit :

$$\varphi = 9230^k.$$

Détermination des moments fléchissants et des réactions à la base du pilier et aux points de contre-butée par les planchers et les groupes de pannes des constructions adjacentes, sous l'action des efforts horizontaux.

1° *Action du vent.*

Les moments développés dans les diverses sections du pilier par l'effort du vent sont déterminés ci-après, ainsi que les pressions sur les pannes et les poutres du plancher contre-butant le pilier.

L'effort du vent sur la coupole étant de 54 720^k, l'effort sur chaque pilier aura une valeur de :

$$F = \frac{54\,720}{4} = 13\,680$$

soit : $F = 13\,700^k$.

Cet effort a son point d'application à 9^m,456 au-dessus du plan d'appui des fermes, soit à 40^m,956 au-dessus de la base du pilier, à 0^m,50 au-dessous du sol (fig. 127).

Les moments fléchissants et les réactions résultent des formules ci-dessus, dans lesquelles :

$$\begin{aligned} b &= 24^m,80. & Q_1 &= \text{Réaction en B.} \\ h &= 16^m,156. & Q_2 &= \text{Réaction en C.} \\ d_1 &= 6^m,90. \\ d_2 &= 24^m,80. \end{aligned}$$

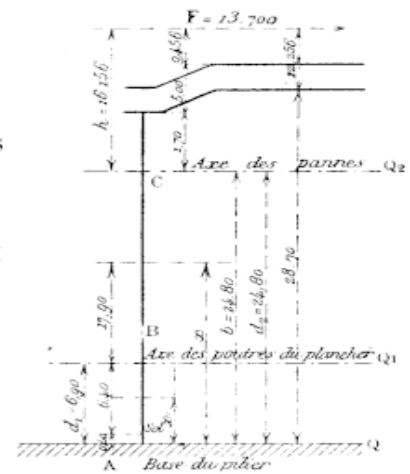


FIG. 127.

Inclinaison de la fibre moyenne en B :

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{EI} \int_{x=0}^{x=d_1} \left(F(b+h-x) - Q_1(d_1-x) - Q_2(d_2-x) \right) dx \\ \alpha_1 &= \frac{1}{EI} \left[F \left((b+h)d_1 - \frac{d_1^2}{2} \right) - Q_1 \left(d_1^2 - \frac{d_1^2}{2} \right) - Q_2 \left(d_2 d_1 - \frac{d_1^2}{2} \right) \right] \end{aligned}$$

Flèche de la fibre moyenne en B :

$$\begin{aligned} Y &= \int_{x=0}^{x=d_1} \alpha dx \\ Y_1 &= \frac{1}{EI} \left[F \left((b+h) \frac{d_1^2}{2} - \frac{d_1^3}{6} \right) - Q_1 \left(\frac{d_1^3}{2} - \frac{d_1^3}{6} \right) - Q_2 \left(\frac{d_2 d_1^2}{2} - \frac{d_1^3}{6} \right) \right] \end{aligned}$$

Inclinaison de la fibre moyenne en C :

$$\begin{aligned} \alpha &= \alpha_1 + \frac{1}{EI} \int_{x=d_1}^{x=d_2} \left(F(b+h-x) - Q_2(d_2-x) \right) dx \\ \alpha_2 &= \alpha_1 + \frac{1}{EI} \left[F \left((b+h)(d_2-d_1) - \frac{d_2^2-d_1^2}{2} \right) - Q_2 \left(d_2(d_2-d_1) - \frac{d_2^2-d_1^2}{2} \right) \right] \end{aligned}$$

Flèche de la fibre moyenne en C :

$$Y = \int_{x=d_1}^{x=d_2} \alpha dx$$

$$Y_2 = \alpha_1 (d_2 - d_1) + \frac{1}{EI} \left[F \left((b+h) \frac{d_2^2 - d_1^2}{2} - \frac{d_2^3 - d_1^3}{6} \right) - Q_2 \left(d_2 \frac{d_2^2 - d_1^2}{2} - \frac{d_2^3 - d_1^3}{6} \right) \right]$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 0$$

Les valeurs desdites quantités résultant de ces formules sont les suivantes :

Réaction au droit du groupe des pannes :

$$Q_2 = -27\,351$$

Réaction au droit du plancher :

$$Q_1 = +18\,683$$

Il en résulte :

Moment maximum au droit du groupe des pannes :

$$\mu_2 = 13\,700 \times 16\,156 = +221\,337$$

Moment au droit du plancher :

$$\mu_1 = 221\,337 - 17^m,90 \times 27\,351 + 17^m,90 \times 13\,700 = 23\,016$$

Et à la base :

Réaction à la base :

$$Q = - (13\,700 - 27\,351 + 18\,683) = -5032$$

Moment d'encastrement :

$$\mu = -23\,016 + 5032 \times 6,9 = +11\,705$$

2° Action de la poussée des arcs doubleaux.

Les moments développés dans les diverses sections du pilier par la poussée de l'arc doubleau sont déterminés ci-après, ainsi que les pressions sur les pannes et les poutres du plancher contribuant le pilier.

La poussée de l'arc est de :

$$F = 9230^k$$

et son point d'application est à 18^m45 au-dessus de la base du pilier (fig. 128).

Ces différentes quantités sont obtenues à l'aide des formules ci-dessous, dans lesquelles :

$$d_1 = 6,90$$

$$Q_1 = \text{Réaction en B}$$

$$d_2 = 24,80$$

$$Q_2 = \text{Réaction en C}$$

$$h = 18,45$$



FIG. 128.

Inclinaison de la fibre moyenne en B :

$$\alpha = \frac{1}{EI} \int_{x=0}^{x=d_1} \left(F(h-x) - Q_1(d_1-x) - Q_2(d_2-x) \right) dx$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{EI} \left[F\left(h d_1 - \frac{d_1^2}{2}\right) - Q_1\left(d_1^2 - \frac{d_1^3}{2}\right) - Q_2\left(d_2 d_1 - \frac{d_1^3}{2}\right) \right]$$

Flèche de la fibre moyenne en B :

$$Y = \int_{x=0}^{x=d_1} \alpha dx$$

$$Y_1 = \frac{1}{EI} \left[F\left(h \frac{d_1^2}{2} - \frac{d_1^3}{6}\right) - Q_1\left(\frac{d_1^3}{2} - \frac{d_1^3}{6}\right) - Q_2\left(d_2 \frac{d_1^2}{2} - \frac{d_1^3}{6}\right) \right]$$

Inclinaison de la fibre moyenne en D :

$$\alpha_D = \alpha_1 + \frac{1}{EI} \left[F\left(h(h-d_1) - \frac{h^2-d_1^2}{2}\right) - Q_2\left(d_2(h-d_1) - \frac{h^2-d_1^2}{2}\right) \right]$$

Flèche de la fibre moyenne en D :

$$Y_D = \alpha_1(h-d_1) + \frac{1}{EI} \left[F\left(h \frac{h^2-d_1^2}{2} - \frac{h^3-d_1^3}{6}\right) - Q_2\left(d_2 \frac{h^2-d_1^2}{2} - \frac{h^3-d_1^3}{6}\right) \right]$$

Inclinaison de la fibre moyenne en C :

$$\alpha_2 = \alpha_D - \frac{Q_2}{EI} \left(d_2(d_2-h) - \frac{d_2^2-h^2}{2} \right)$$

Flèche de la fibre moyenne en C :

$$Y_2 = \alpha_D(d_2-h) - \frac{Q_2}{EI} \left(d_2 \frac{d_2^2-h^2}{2} - \frac{d_2^3-h^3}{6} \right) + Y_D$$

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = 0$$

Les valeurs desdites quantités résultant de ces expressions sont les suivantes :

Réaction au droit du groupe des pannes.	$Q_2 = - 3\,834$
Réaction au droit du plancher.	$Q_1 = - 13\,653$

Il en résulte :

Moment fléchissant au droit du groupe des pannes :

$$\mu_2 = 0$$

Moment fléchissant au droit du plancher :

$$\mu_1 = -(3\,834 \times 17,9) + (9\,230 \times 11,55) = + 37\,978.$$

Et au niveau de la base :

$$\text{Réaction à la base } Q = + (3\,834 + 13\,653) - 9\,230 = + 8\,257.$$

$$\text{Moment d'encastrement } \mu = 37\,978 - (8\,257 \times 6,9) = - 18\,995.$$

3° Action du vent et de la poussée des arcs doubleaux.

Les efforts sur les pannes, les poutres du plancher et le sol, ainsi que les moments fléchissants totaux dus au vent et à la poussée de l'arc sont les suivants :

Réaction au droit du groupe des pannes.	$Q_2 = 27\,351 + 3\,834 = 31\,185$
Réaction au droit du plancher.	$Q_1 = 18\,683 + 13\,653 = 32\,336$
Réaction de la base.	$Q = 5\,032 + 8\,257 = 13\,289$
Moments fléchissants au droit du groupe de pannes.	$\mu_2 = 221\,337 + 0 = 221\,337$
Moments fléchissants au droit du plancher.	$\mu_1 = 23\,016 + 37\,978 = 60\,994$
Moment d'encastrement.	$\mu = 11\,705 + 18\,995 = 30\,700$

La section adoptée, représentée par la figure 129 et composée de :

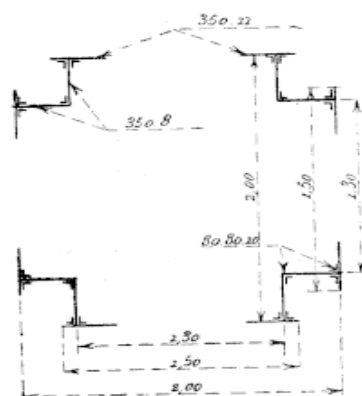


FIG. 129.

8 âmes de 350×8
20 cornières de $80 \times 80 \times 10$
8 plates-bandes de 350×11

donne :

$$\frac{I}{V} = 0,051\,871$$

$$\omega = 83\,200 \text{ m}^2$$

Au point d'attache du groupe des pannes, point le plus fatigué, le moment fléchissant maximum a pour valeur :

$$\mu = 221\,337$$

Et la compression, composée de :

Couverture au-dessus du pilier.	1 000
Charge transmise par les poutres principales.	207 500
Charge transmise par les pannes, 9 906, soit.	10 000
TOTAL.	218 500

a pour valeur :

$$N = 218\,500$$

Il en résulte pour le travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{221\,337}{49\,370} + \frac{218\,500}{83\,200} = 4^k,48 + 2^k,62$$

$$R = 7^k,10$$

A la base :

$$\mu = 30\,700$$

$$N = 292\,000^k.$$

Il en résulte pour le travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{30\,700}{49\,370} + \frac{292\,000}{83\,200} = 0,62 + 3,51$$

$$R = 4^k,13.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = (27\,351 - 13\,700) + (9\,230 - 3\,834) = 19\,047.$$

Les membrures composant le pilier étant réunies entre elles par des fers plats de 60×6 , de 360 m/m^2 de section, faisant avec l'horizontale un angle de 40° , et des cornières de $70 \times 70 \times 7$ de 931 m/m^2 de section, faisant avec l'horizontale un angle de 48° , il en résulte pour le travail maximum du treillis, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{19\,047}{(4 \times 360 \times \cos 40^\circ) + (4 \times 931 \times \cos 48^\circ)} = 5^k, 29.$$

Ces barres sont attachées aux membrures par 8 rivets dont la section de 13 m/m de diamètre est de 177 m/m^2 et par 16 rivets dont la section de 19 m/m de diamètre est de 284 m/m^2 .

Il en résulte pour le travail de la rivure par m/m^2 de section :

$$R = \frac{19\,047}{(8 \times 177 \times \cos 40^\circ) + (16 \times 284 \times \cos 48^\circ)} = 4^k, 61.$$

CALCUL DES FONDATIONS DES PILIERS

Les calculs des piliers établis ci-dessus ont donné les résultats suivants :

Charge sur la fondation..	292 000 ^k
Moment d'encastrement..	30 700
Réaction horizontale au droit de la base.	13 289

Cette réaction devant être équilibrée par la résistance des tirants reliant les piliers entre eux et aux piliers voisins n'intervient pas dans le calcul des fondations des piliers.

§ 1. Ancrage des piliers.

L'ancrage des piliers est réalisé au moyen de 8 boulons reliant la platine inférieure du pilier à un cadre formé de 4 poutrelles noyées dans la maçonnerie et disposés comme l'indique la figure 130.

Ces boulons étant espacés de 2^m55 et de 0^m98 d'axe en axe, l'effort sur chacun d'eux nécessaire pour assurer l'équilibre a pour valeur :

$$\frac{30\,700}{2 \times 2,55 + 2 \times 0,98} = 4\,348^k.$$

Les boulons ayant un diamètre de 40 m/m dont la section est de $1\,256 \text{ m/m}^2$, il en résulte pour le travail du fer par m/m^2 de section :

$$R = \frac{4\,348}{1\,256} = 3^k, 46.$$

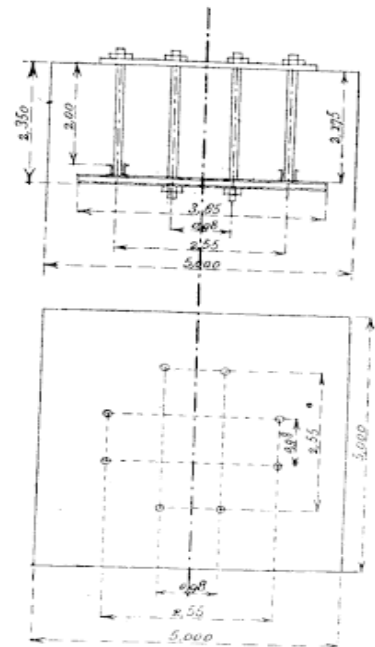


FIG. 130.

Le cube de maçonnerie supporté par chacun des boulons, dans le cas où l'équilibre viendrait à être rompu, a pour valeur :

$$V = \frac{2,50 \times 2,50 \times 2\,175}{2} = 6^{\text{m}^3},796.$$

et en admettant pour le poids spécifique de la maçonnerie la valeur de $2\,000^{\text{k}}$, le poids de ce cube de maçonnerie est de $6,796 \times 2\,000 = 13\,592^{\text{k}}$, valeur trois fois supérieure à celle de la charge correspondant à l'équilibre instable et donnant par conséquent toute sécurité.

§ 2. Pression sur la maçonnerie.

La base du pilier représentée par la figure 131 présente une surface de :

$$S = 6^{\text{m}^2},0444.$$

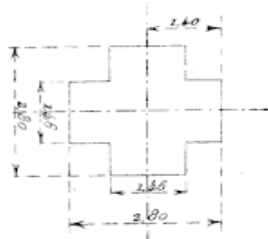


FIG. 131.

Son moment d'inertie par rapport à l'un des axes a pour valeur :

$$I = \frac{1}{12} (2,80 \times 1,46^3 + 1,46 (2,80^3 - 1,46^3)) = 3,0183.$$

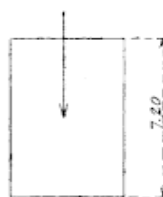
La charge verticale ayant pour valeur : $N = 292\,000$
et le moment d'encastrement : $\mu = 30\,700$,
il en résulte pour la pression sur l'arête la plus fatiguée, par centimètre carré de section :

$$R = \frac{292\,000}{60\,444} + \frac{30\,700}{\frac{30\,183}{14}} = 4,83 + 1,42 \mid R = 6^{\text{k}},25.$$

§ 3. Pression sur le sol.

Le massif de fondation, représenté par la figure 132, pèse :

$$5 \times 5 \times 7,2 \times 2\,000^{\text{k}} = 360\,000^{\text{k}}.$$



Sa base présente une surface de : $5 \times 5 = 25^{\text{m}^2},^2$.

Le moment d'inertie de la base par rapport à l'un des axes, a pour valeur :

$$I = \frac{1}{12} 5^4 = 52,0833.$$

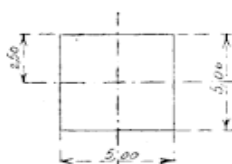


FIG. 132.

La charge verticale ayant pour valeur : $[N = 292\,000 + 360\,000 = 652\,000^{\text{k}}$
et le moment d'encastrement : $\mu = 30\,700$,
il en résulte pour la pression sur le sol, aux points de l'arête la plus fatiguée, par centimètre carré de surface :

$$R = \frac{652\,000}{250\,000} + \frac{30\,700}{520\,833} = 2,61 + 0,15 \mid R = 2^{\text{k}},76.$$

CONCLUSION

Les calculs qui précèdent montrent que, sous l'action simultanée des charges permanentes et d'un vent exerçant une pression de 120^k par mètre carré de surface verticale, les groupes de pannes et les poutres des planchers des constructions adjacentes contre-butant le dôme, ainsi que les tirants reliant la base des piliers à ces constructions, doivent être capables de résister aux efforts horizontaux suivants :

Effort horizontal sur le groupe de pannes.	31 185
Effort horizontal sur les poutres du plancher.	32 336
Effort horizontal à la base des piliers.	13 289

et que, dans ces conditions, le travail du fer n'atteint pas les limites admises de 8 kilog. pour les fers laminés et de 6 kilog. pour la rivure.

L'ouvrage est donc établi dans les meilleures conditions de résistance et de stabilité.

2^e HYPOTHÈSE.

CALCULS DE RÉSISTANCE

ÉTABLIS DANS L'HYPOTHÈSE QUE LES PILIERS,
LE CHASSIS OCTOGONAL ET LA COUPOLE QUI LES SURMONTE,
FORMENT UNE CONSTRUCTION ENTIÈREMENT ISOLÉE ET INDÉPENDANTE
DES CONSTRUCTIONS VOISINES.

Effort total du vent sur la coupole. $54\,720^k$

Réaction des fermes de la coupole sur la ceinture inférieure :

Côté du vent.	5 290
Côté opposé au vent.	3 830

Efforts du vent décomposés entre les piliers :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Côté du vent : } \frac{54\,720}{2} \times \frac{5\,290}{9\,120} = 15\,870. \\ \text{Côté opposé au vent : } \frac{54\,720}{2} \times \frac{3\,830}{9\,120} = 11\,490. \end{array} \right\} 27\,360$$

Effort du vent sur les poutres au-dessus des couvertures

voisines : $2,80 \times 36 \times 120$ 12 240

Efforts totaux sur les piliers :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Côté du vent : } 15\,870 + 6\,120 = F_1 = 21\,990. \\ \text{Côté opposé au vent : } F_2 = 11\,490. \end{array} \right\} 33\,480$$

Position des efforts (fig. 133) :

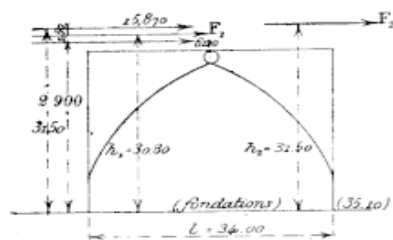


FIG. 133.

$$\frac{15870 \times 2,5}{21990} = 1,80$$

$$F_1 h_1 = 677\,292$$

$$F_2 h_2 = 361\,935$$

Équilibre de l'ensemble (fig. 134) :

$$F_1 + F_2 + N_1 + N_2 = 0$$

$$Y_1 + Y_2 = 0$$

$$F_1 h_1 + F_2 h_2 + Y_1 l = 0$$

$$Y_1 = -Y_2 = -30\,566^k$$

Équilibre de la moitié, côté du vent :

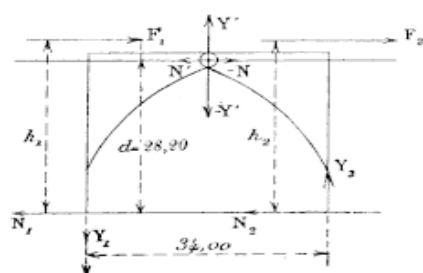


FIG. 134.

$$F_1 + N_1 + N' = 0$$

$$Y_1 + Y' = 0$$

$$F_1 h_1 + Y' \frac{l}{2} + N' d = 0$$

$$Y' = -Y_1 = 30\,566$$

$$N' = -5\,590$$

$$N_1 = -21\,990 + 5\,590 = -16\,400$$

Équilibre de la moitié opposée au vent :

$$N_2 = -11\,490 - 5\,590 = -17\,080$$

$$-N' + N_2 + F_2 = 0$$

$$-Y' + Y_2 = 0$$

$$F_2 h_2 - Y' \frac{l}{2} - N' d = 0$$

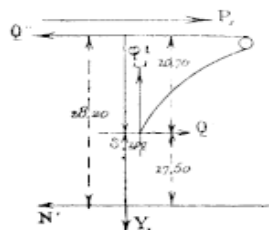


FIG. 135.

Équilibre du pilier, côté du vent (fig. 135) :

$$F_1 + Q' + Q'' + N' = 0$$

$$Y_1 + \varphi_1 = 0$$

$$F_1 h_1 + Q' \times 17,50 + Q'' \times 28,2 + \varphi_1 \times \delta = 0$$

$$Q' + Q'' = -5\,590$$

$$\varphi_1 = -Y_1 = +30\,566$$

$$Q' \times 17,5 + Q'' \times 28,2 = -677\,292 + 30\,566 = -646\,726$$

$$Q' = 45\,710$$

$$Q'' = -51\,300$$

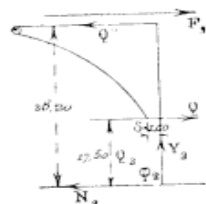


FIG. 136.

Équilibre du pilier, côté opposé au vent (fig. 136) :

$$F_2 + Q'' + Q' + N_2 = 0$$

$$Y_2 + \varphi_2 = 0$$

$$F_2 h_2 + Q'' \times 28,2 + Q' \times 17,5 + \varphi_2 \times \delta = 0$$

$$\varphi_2 = -Y_2 = -30\,566 \quad Q' + Q'' = 5\,590$$

$$Q' \times 17,5 + Q'' \times 28,2 = -361\,935 + 30\,566 = -331\,369$$

$$Q' = 45\,710$$

$$Q'' = -40\,120$$

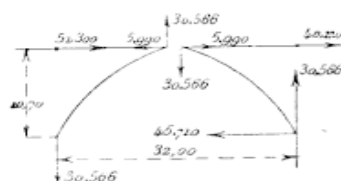


FIG. 137.

Efforts dans les côtés du triangle isolés sous lesquels l'équilibre est établi (fig. 137).

FERMES DE LA COUPOLE

Rappel des efforts permanents et des pressions dues au vent, supportés par les fermes et appliqués aux points d'attache des pannes, donnés dans les tableaux nos I et II des calculs de la 1^{re} hypothèse :

SECTIONS.	CHARGES PERMANENTES VERTICALES.	CHARGES DUES AU VENT.	
		COMPOSANTES verticales.	COMPOSANTES horizontales.
Pied de la ferme. h	n'entrent pas dans les calculs de la ferme.		
Ceinture supérieure. g	2 390	0	2 952
1 ^{re} panne. f	3 060	851	2 373
2 ^e panne. e	2 370	947	1 386
3 ^e panne. d	1 330	700	653
4 ^e panne. c	580	370	226
5 ^e panne. b	280	86	36
Couronne supérieure. a	150	16	4
Couronne supérieure. a'	150	0	0
5 ^e panne. b'	280	0	0
4 ^e panne. c'	580	0	0
3 ^e panne. d'	1 330	0	0
2 ^e panne. e'	2 370	0	0
1 ^{re} panne. f'	3 060	0	0
Ceinture supérieure. g'	2 390	0	0
Pied de la ferme. h'	n'entrent pas dans les calculs de la ferme.		

Poussées et réactions des fermes (fig. 141).

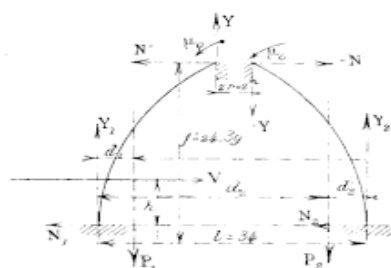


FIG. 141.

Forces extérieures :

$$\begin{aligned} P_1 &= 10\,160 + 2\,970 = 13\,130^k \\ P_2 &= 10\,160 \\ V &= 7\,630 \end{aligned}$$

Équations d'équilibre de l'ensemble :

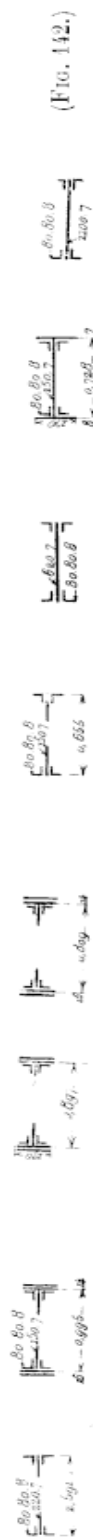
$$\begin{aligned} y_1 + y_2 + P_1 + P_2 &= 0 \\ N_1 + N_2 + V &= 0 \\ y_2 l + P_1 d_1 + P_2 d_2 + Vh &= 0 \end{aligned}$$

TABLEAU N° 1

DONNANT EN CHAQUE POINT LES MOMENTS FLÉCHISSANTS, LES TENSIONS OU COMPRESSIONS TANGENTIELLES,
LES SECTIONS ET LE TRAVAIL DU FER

(Les moments positifs sont ceux qui tendent à fermer la demi-terme; ils comprennent l'intrados. Pour les efforts, le signe + se rapporte à la compression et le signe — à la tension).

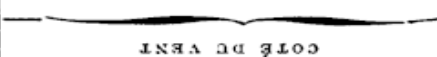
SECTIONS	MOMENTS fléchissants. μ	PROJECTIONS des forces extérieures sur la tangente N	COMPOSITION DES SECTIONS. (Fig. 142.)	MOMENTS D'INERTIE I	V Intrados. V' Extrados. V''	$\frac{I}{V}$ Intrados. $\frac{I}{V'}$ Extrados. $\frac{I}{V''}$	ω en m^2	$\frac{\mu}{I} \frac{1}{V}$ Intrados. Extrados.	$N - \omega$	TRAVAIL DU FER par m^2 . Intrados. R' Extrados. R''
h	+	+ 10 160	2 ânes de 220×7 4 cornières de $80 \times 80 \times 8$.	0	0	0	7 944	0	+ 1,28	+ 1,28 + 1,28
g	+	+ 34 232	Même section qu'en g	0,002 130	0,55	0,003 873	0,003 873	8,84	+ 8,84	+ 9,65 — 8,03
f	+	+ 46 205	2 ânes de 150×7 4 cornières de $80 \times 80 \times 8$.	0,002 777	0,499	0,005 565	0,005 280	8,30	+ 8,75 + 8,58	+ 8,88 — 8,17
e	+	+ 48 623	2 plats intrados de 170×8	0,002 240	0,451	0,004 966	0,004 706	9,79	+ 10,33 + 0,34	+ 10,13 — 9,99
d	+	+ 39 875	2 plats extrados de 170×7	0,001 880	0,408,6	0,004 602	0,004 367	8,67	+ 9,43 + 0,21	+ 8,88 — 8,92
c	+	+ 25 486	Même section qu'en c'	0,001 400	0,365	0,003 014	0,002 908	8,45	+ 8,78 + 0,24	+ 8,69 — 8,54
b	+	+ 10 431	2 ânes de 150×7 4 cornières de $80 \times 80 \times 8$.	0,000 616	0,327,5	0,001 881	0,001 881	5,56	+ 5,56 + 0,37	+ 5,93 — 5,19
a	+	+ 2 970	1 âne de 620×7	0,000 543	0,310	0,001 750	0,001 750	1,69	+ 1,69 + 0,32	+ 2,01 — 1,37
a'	—	+ 2 970	4 cornières de $80 \times 80 \times 8$	0,000 543	0,310	0,001 750	0,001 750	1,69	+ 1,69 + 0,49	+ 1,20 + 2,18
b'	—	+ 5 661	Même section qu'en b	0,000 616	0,327,5	0,001 881	0,001 881	3,01	+ 3,01 + 0,69	+ 2,32 + 3,70
c'	—	+ 10 404	2 ânes de 150×7 4 cornières de $80 \times 80 \times 8$.	0,001 400	0,365	0,003 014	0,002 908	3,46	+ 3,58 + 0,48	+ 2,98 + 4,06
d'	—	+ 13 881	1 plat intrados de 170×8 1 plat extrados de 170×7 .	0,001 880	0,408,6	0,004 602	0,004 367	3,02	+ 3,10 + 0,54	+ 2,48 + 3,64
e'	—	+ 46 070	Même section qu'en c	0,002 240	0,451	0,004 966	0,004 706	3,23	+ 3,42 + 0,71	+ 2,52 + 4,13
f'	—	+ 16 040	Même section qu'en f	0,002 777	0,499	0,005 565	0,005 280	2,88	+ 3,03 + 0,98	+ 1,90 + 4,01
g'	—	+ 6 458	1 âne de $1,100 \times 7$ 4 cornières de $80 \times 80 \times 8$.	0,002 130	0,55	0,003 873	0,003 873	1,67	+ 1,67 + 1,05	+ 0,62 + 2,72
h'	—	+ 13 130	Même section qu'en h	0	0	0	0	0	+ 1,66 + 1,66	+ 1,66 + 1,66



(Fig. 142.)

TABLEAU N° 2

DONNANT EN CHAQUE POINT L'EFFORT TRANCHANT, LA SECTION DES TREILLIS
ET LE TRAVAIL DU FER

SECTIONS	EFFORTS TRANCHANTS		EFFORTS TRANCHANTS		ANGLE DES TREILLIS α	$\frac{T}{\cos \alpha}$	TREILLIS		TRAVAIL DU FER $R = \frac{T}{\omega \cos \alpha}$
	AU-DESSOUS de la section.	AU-DESSUS de la section.	MAXIMUM T par panneau.	panneaux			SECTIONS	ω	
 CÔTÉ DU VENT	3800	3800							
h		3800							
g		3800		g h et g' h'	51°	6080	1 plat de 60 × 6. . 1 cornière de : 60 × 60 × 6 ou 2 cornières 60 × 60 × 6.	1045	5,82
f	3447	123							
e	902	2106		g f et g' f'	36°, 30'	4763	2 plats de 70 × 6. .	840	5,67
d	1582	3514							
c	3139	4066		f e et f' e'	36°, 30'	4414	1 plat de 70 × 6. .	420	3,37
b	3697	4050							
a	3448	—		e d et e' d'	36°, 30'	2619	1 plat de 70 × 6. .	420	6,24
a'	2005	—							
b'	1686	1427		d c et d' c'	36°, 30'	4370	2 plats de 70 × 6. .	840	5,20
c'	2165	1644							
d'	1289	314		e a et e' a'	36°, 30'	5050	2 plats de 70 × 6. .	840	6,01
e'	1137	193							
f'	46	903							
g'	3830	3830							
h'	3830	3830							
 CÔTÉ OPPOSÉ AU VENT									

Équations d'équilibre de la demi-ferme de gauche :

$$\begin{aligned}y_1 + y' + P_1 &= 0 \\N_1 + N' + V &= 0 \\y' \left(\frac{l}{2} - r \right) + N' f + \mu_0 + Vh + P_1 d_1 &= 0.\end{aligned}$$

Équations d'équilibre de la demi-ferme de droite :

$$\begin{aligned}y_2 + (-y') + P_2 &= 0 \\N_2 + (-N') &= 0 \\[(-y') \times \left(\frac{l}{2} - r \right)] + [(-N') \times f] + P_2 d_2 + \mu_0 &= 0.\end{aligned}$$

Équations d'équilibre de la couronne :

$$\begin{aligned}y' + (-y') &= 0 \\N' + (-N') &= 0 \\2\mu_0 + y' \times 27 &= 0.\end{aligned}$$

Résultats.

$$\begin{aligned}y_1 &= 10\,160 & \mu_0 &= 2\,970 \\y_2 &= 13\,130 & N_1 &= 3\,800 \\y' &= 2\,970 & N_2 = N' &= 3\,830\end{aligned}$$

ARCS DOUBLEAUX

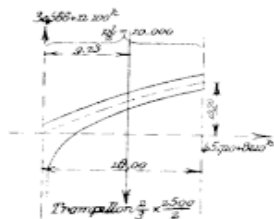


FIG. 143.

trompillon (fig. 143) :

$$\text{Vertical. } \left\{ \begin{aligned} \frac{22\,500}{2} &= 11\,250 \\ \frac{2}{3} \times \frac{2\,500}{2} = 833 &= 850 \end{aligned} \right\} 12\,100^k$$

$$\text{Horizontal. } \frac{10\,000 \times 8 + 850 \times 9,23}{10,70} = 8\,209 \text{ soit } \dots 8\,210$$

Moments fléchissants dus au poids mort et au poids isolé (fig. 144).

Charges verticales :

$$\begin{aligned}\text{En 1 } 10\,850 \times 1,30 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{1,3^2}{2} &= 14\,105 - 528 &= 13\,577 \\ \text{2 } 10\,850 \times 2,65 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{2,65^2}{2} &= 28\,752 - 2194 &= 26\,558\end{aligned}$$

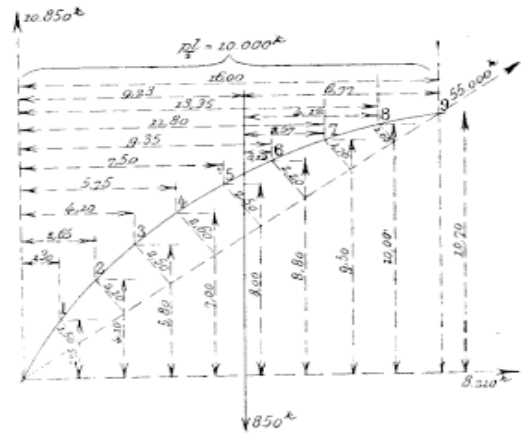


FIG. 144.

$$\begin{aligned}
\text{En 3 } 10\,850 \times 4,10 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{4,10^2}{2} &= 44\,485 - 5253 &= 39\,232 \\
4 \quad 10\,850 \times 5,75 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{5,75^2}{2} &= 62\,388 - 10\,332 &= 52\,056 \\
5 \quad 10\,850 \times 7,50 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{7,5^2}{2} &= 81\,375 - 17\,578 &= 63\,797 \\
6 \quad 10\,850 \times 9,35 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{9,35^2}{2} - 850 \times 0,12 &= 101\,448 - 27\,320 - 102 &= 74\,026 \\
7 \quad 10\,850 \times 11,80 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{11,80^2}{2} - 850 \times 2,57 &= 128\,030 - 43\,513 - 2\,185 &= 82\,332 \\
8 \quad 10\,850 \times 13,35 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{13,35^2}{2} - 850 \times 4,12 &= 144\,847 - 55\,695 - 3\,502 &= 85\,650 \\
9 \quad 10\,850 \times 16,0 - \frac{10\,000}{16} \times \frac{16,0^2}{2} - 850 \times 6,77 &= 173\,600 - 80\,000 - 5\,754 &= 87\,846
\end{aligned}$$

Charges horizontales :

$$\begin{aligned}
\text{En 1 } 8210 \times 2,75 &= 22\,578 \\
2 \quad 8210 \times 4,40 &= 36\,124 \\
3 \quad 8210 \times 5,80 &= 47\,618 \\
4 \quad 8210 \times 7,00 &= 57\,470 \\
5 \quad 8210 \times 8,00 &= 65\,680 \\
6 \quad 8210 \times 8,80 &= 72\,248 \\
7 \quad 8210 \times 9,50 &= 77\,995 \\
8 \quad 8210 \times 10,00 &= 82\,100 \\
9 \quad 8210 \times 10,70 &= 87\,847
\end{aligned}$$

Moments totaux dus aux poids :

$$\begin{aligned}
\text{En 1 } \mu_p &= 22\,578 - 13\,577 = +9\,001 \\
2 \quad \mu_p &= 36\,124 - 26\,558 = +9\,566 \\
3 \quad \mu_p &= 47\,618 - 39\,232 = +8\,386 \\
4 \quad \mu_p &= 57\,470 - 52\,056 = +5\,414 \\
5 \quad \mu_p &= 65\,680 - 63\,797 = +1\,883 \\
6 \quad \mu_p &= 72\,248 - 74\,026 = -1\,778 \\
7 \quad \mu_p &= 77\,995 - 82\,332 = -4\,337 \\
8 \quad \mu_p &= 82\,100 - 85\,650 = -3\,550 \\
9 \quad \mu_p &= 87\,847 - 87\,847 = 0
\end{aligned}$$

Résultante du vent suivant la corde de l'arc :

$$R = \sqrt{30\,566^2 + 45\,710^2} = 55\,000$$

Moments dus au vent :

$$\begin{aligned}
\text{En 1 } \mu_v &= 55\,000 \times 1,50 = 82\,500 \\
2 \quad \mu_v &= 55\,000 \times 2,10 = 115\,500 \\
3 \quad \mu_v &= 55\,000 \times 2,50 = 137\,500
\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{En 4} & \mu_r = 55\,000 \times 2,60 = & 143\,000 \\
 5 & \mu_r = 55\,000 \times 2,50 = & 137\,500 \\
 6 & \mu_r = 55\,000 \times 2,20 = & 121\,000 \\
 7 & \mu_r = 55\,000 \times 1,70 = & 93\,500 \\
 8 & \mu_r = 55\,000 \times 1,05 = & 57\,750 \\
 9 & \mu_r = 55\,000 \times 0 = & 0
 \end{array}$$

Moments totaux :

Côté du vent (Intrados tendu) :

$$\begin{array}{lcl}
 \text{En 1} & \mu = 82\,500 - 9\,001 = & 73\,499 \\
 2 & \mu = 115\,500 - 9\,566 = & 105\,940 \\
 3 & \mu = 137\,500 - 8\,386 = & 129\,114 \\
 4 & \mu = 143\,000 - 5\,414 = & 137\,586 \\
 5 & \mu = 137\,500 - 1\,883 = & 135\,617 \\
 6 & \mu = 121\,000 + 1\,778 = & 122\,778 \\
 7 & \mu = 93\,500 + 4\,337 = & 97\,837 \\
 8 & \mu = 57\,750 + 3\,550 = & 61\,300 \\
 9 & \mu = 0 + 0 = & 0
 \end{array}$$

Côté opposé au vent (Intrados comprimé) :

$$\begin{array}{lcl}
 \text{En 1} & \mu = 82\,500 + 9\,001 = & 91\,501 \\
 2 & \mu = 115\,500 + 9\,566 = & 125\,060 \\
 3 & \mu = 137\,500 + 8\,386 = & 145\,886 \\
 4 & \mu = 143\,000 + 5\,414 = & 148\,414 \\
 5 & \mu = 137\,500 + 1\,883 = & 139\,383 \\
 6 & \mu = 121\,000 - 1\,778 = & 119\,222 \\
 7 & \mu = 93\,500 - 4\,337 = & 89\,163 \\
 8 & \mu = 57\,750 - 3\,550 = & 54\,200 \\
 9 & \mu = 0 - 0 = & 0
 \end{array}$$

Compressions.

Dues au vent :

$$\begin{array}{lcl}
 \text{En 1} & 55\,000 \times \cos (52^\circ, 30' - 33^\circ) = & 51\,843 \\
 2 & 55\,000 \times \cos (47^\circ - 33^\circ) = & 53\,367 \\
 3 & 55\,000 \times \cos (39^\circ - 33^\circ) = & 54\,698 \\
 4 & 55\,000 \times \cos (33^\circ - 33^\circ) = & 55\,000 \\
 5 & 55\,000 \times \cos (33^\circ - 27^\circ) = & 54\,698 \\
 6 & 55\,000 \times \cos (33^\circ - 21^\circ) = & 53\,801 \\
 7 & 55\,000 \times \cos (33^\circ - 18^\circ) = & 53\,125 \\
 8 & 55\,000 \times \cos (33^\circ - 13^\circ) = & 51\,684 \\
 9 & 55\,000 \times \cos (33^\circ - 6^\circ) = & 49\,005
 \end{array}$$

Dues aux poids (fig. 145) :

$$\begin{array}{lcl}
 \text{En 1} & 8\,210 \times \cos 52^\circ, 30' + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 1,3) \sin 52^\circ, 30' = & 4998 + 7963 = 12\,961 \\
 2 & 8\,210 \times \cos 47^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 2,65) \sin 47^\circ = & 5399 + 6062 = 11\,661
 \end{array}$$

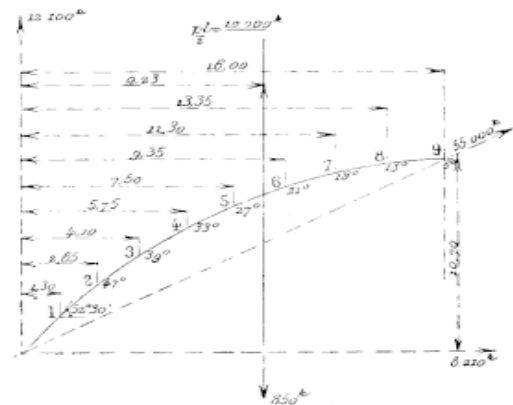


FIG. 145.

$$\begin{aligned}
\text{En 3} \quad & 8\,210 \times \cos 39^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 4,10) \sin 39^\circ = 6381 + 5783 = 12\,166 \\
4 \quad & 8\,210 \times \cos 33^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 5,75) \sin 33^\circ = 5332 + 3952 = 9\,284 \\
5 \quad & 8\,210 \times \cos 27^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 7,50) \sin 27^\circ = 7315 + 2798 = 10\,113 \\
6 \quad & 8\,210 \times \cos 21^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 9,35 - 850) \sin 21^\circ = 7665 + 1490 = 9\,155 \\
7 \quad & 8\,210 \times \cos 18^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 11,30 - 850) \sin 18^\circ = 7809 + 908 = 8\,717 \\
8 \quad & 8\,210 \times \cos 13^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 13,35 - 850) \sin 13^\circ = 8000 + 373 = 8\,373 \\
9 \quad & 8\,210 \times \cos 6^\circ + (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 16 - 850) \sin 6^\circ = 8165 + 0 = 8\,165
\end{aligned}$$

Compressions totales.

Côté du vent :

$$\begin{aligned}
\text{En 1} \quad & c = 51\,843 - 12\,961 = 38\,882 \\
2 \quad & c = 53\,367 - 11\,661 = 41\,706 \\
3 \quad & c = 54\,698 - 12\,166 = 42\,532 \\
4 \quad & c = 55\,000 - 9\,284 = 45\,716 \\
5 \quad & c = 54\,698 - 10\,113 = 44\,585 \\
6 \quad & c = 53\,801 - 9\,155 = 44\,646 \\
7 \quad & c = 53\,125 - 8\,717 = 44\,408 \\
8 \quad & c = 51\,684 - 8\,373 = 43\,311 \\
9 \quad & c = 49\,005 - 8\,165 = 40\,840
\end{aligned}$$

Côté opposé au vent :

$$\begin{aligned}
\text{En 1} \quad & c = 51\,843 + 12\,961 = 64\,804 \\
2 \quad & c = 53\,367 + 11\,661 = 65\,028 \\
3 \quad & c = 54\,698 + 12\,166 = 66\,864 \\
4 \quad & c = 55\,000 + 9\,284 = 64\,284 \\
5 \quad & c = 54\,698 + 10\,113 = 64\,811 \\
6 \quad & c = 53\,801 + 9\,155 = 62\,956 \\
7 \quad & c = 53\,125 + 8\,717 = 61\,842 \\
8 \quad & c = 51\,684 + 8\,373 = 60\,057 \\
9 \quad & c = 49\,005 + 8\,165 = 57\,170
\end{aligned}$$

Efforts tranchants.

Dus aux poids :

$$\begin{aligned}
\text{En 1} \quad & 8\,210 \times \sin 52^\circ, 30' - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 1,30) \cos 52^\circ, 30' = 6514 - 6112 = + 402 \\
2 \quad & 8\,210 \times \sin 47^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 2,65) \cos 47^\circ = 6005 - 5652 = + 353 \\
3 \quad & 8\,210 \times \sin 39^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 4,10) \cos 39^\circ = 5167 - 7145 = - 1\,978
\end{aligned}$$

En 4	$8\,210 \times \sin 33^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 5,75) \cos 33^\circ = 4471 - 4712 = - 241$
5	$8\,210 \times \sin 27^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 7,50) \cos 27^\circ = 3727 - 5491 = - 1\,764$
6	$8\,210 \times \sin 21^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 9,35 - 850) \cos 21^\circ = 2942 - 3880 = - 938$
7	$8\,210 \times \sin 18^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 11,30 - 850) \cos 18^\circ = 2537 - 2793 = - 256$
8	$8\,210 \times \sin 13^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 13,35 - 850) \cos 13^\circ = 1847 - 1614 = + 238$
9	$8\,210 \times \sin 6^\circ - (10\,850 - \frac{10\,000}{16} \times 16,0 - 850) \cos 6^\circ = 858 - 0 = + 858$

Dus au vent :

En 1	$\pm 55\,000 \times \sin (52^\circ,30' - 33^\circ) = \pm 18\,359$
2	$\pm 55\,000 \times \sin (47^\circ - 33^\circ) = \pm 13\,305$
3	$\pm 55\,000 \times \sin (39^\circ - 33^\circ) = \pm 5\,748$
4	$\pm 55\,000 \times \sin (33^\circ - 33^\circ) = \pm 0$
5	$\mp 55\,000 \times \sin (33^\circ - 27^\circ) = \mp 5\,748$
6	$\mp 55\,000 \times \sin (33^\circ - 21^\circ) = \mp 11\,435$
7	$\mp 55\,000 \times \sin (33^\circ - 18^\circ) = \mp 14\,234$
8	$\mp 55\,000 \times \sin (33^\circ - 13^\circ) = \mp 18\,810$
9	$\mp 55\,000 \times \sin (33^\circ - 6^\circ) = \mp 24\,970$

Efforts tranchants totaux.

Côté du vent :

En 1	$T = 402 + 18\,359 = + 18\,761$
2	$T = 353 + 13\,305 = + 13\,658$
3	$T = - 1\,978 + 5\,748 = + 3\,770$
4	$T = - 241 + 0 = - 241$
5	$T = - 1\,764 - 5\,748 = - 7\,512$
6	$T = - 938 - 11\,435 = - 12\,373$
7	$T = - 256 - 14\,234 = - 14\,490$
8	$T = + 233 - 18\,810 = - 18\,577$
9	$T = + 858 - 24\,970 = - 24\,112$

Côté opposé au vent :

En 1	$T = + 402 - 18\,359 = - 17\,957$
2	$T = + 353 - 13\,305 = - 12\,952$
3	$T = + 1\,978 - 5\,748 = - 3\,770$
4	$T = - 241 + 0 = - 241$
5	$T = - 1\,764 + 5\,748 = + 3\,984$
6	$T = - 938 + 11\,435 = + 10\,497$
7	$T = - 256 + 14\,234 = + 13\,978$
8	$T = + 233 + 18\,810 = + 19\,043$
9	$T = + 858 + 24\,970 = + 25\,828$

Sections adoptées.

Moments d'inertie et sections :

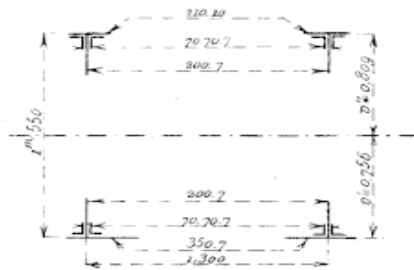


FIG. 146.

En 1 (fig. 146) 4 âmes de 200×7 8 cornières de $70 \times 70 \times 7$ 2 plates-bandes supérieures de 210×10 2 — inférieures de 350×7

$$I = 0,012\,327\,955$$

$$v' = 0,758 \quad v'' = 0,809$$

$$\frac{I}{V'} = 0,016\,264$$

$$\frac{I}{V''} = 0,015\,238$$

$$\Omega = 22\,148 \text{ m}^2.$$

En 2. Même section qu'en 1, avec $1^m,45$ de hauteur mesurée entre plates-bandes :

$$\begin{array}{l} I = 0,010\,735\,822 \\ v' = 0,709 \\ v'' = 0,758 \end{array} \left| \begin{array}{l} \frac{I}{V'} = 0,015\,102 \\ \frac{I}{V''} = 0,014\,163 \\ \Omega = 22\,148 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

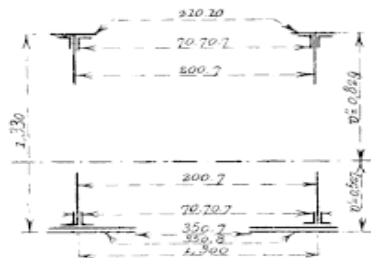
En 3 (fig. 147). 4 âmes de 200×7 :

FIG. 147.

8 cornières de $70 \times 70 \times 7$ 2 plates-bandes supérieures de 210×10 2 — inférieures de 350×7 2 — — de 350×8

$$I = 0,011\,840\,618$$

$$v' = 0,527$$

$$v'' = 0,828$$

$$\frac{I}{V'} = 0,022\,468$$

$$\frac{I}{V''} = 0,014\,300$$

$$\Omega = 27\,748 \text{ m}^2.$$

En 4. Même section qu'en 3, avec $1^m,20$ de hauteur mesurée entre plates-bandes :

$$\begin{array}{l} I = 0,008\,808\,791 \\ v' = 0,447 \\ v'' = 0,748 \end{array} \left| \begin{array}{l} \frac{I}{V'} = 0,018\,467 \\ \frac{I}{V''} = 0,011\,776 \\ \Omega = 27\,748 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

En 5. Même section qu'en 3, avec 1^m,05 de hauteur mesurée entre plates-bandes.

$$\begin{array}{l|l} \mathbf{I} = 0,006\,681\,677 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}'} = 0,015\,947 \\ v' = 0,419 & \\ v'' = 0,656 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}''} = 0,010\,187 \\ & \Omega = 27\,748 \text{ }^m/\text{ }^m^2. \end{array}$$

Cette section étant trop fatiguée, on dut ajouter à l'intrados et à l'extrados une semelle de 8 ^m/_m.

En 6. Même section qu'en 3, avec 0^m,95 de hauteur mesurée entre plates-bandes.

$$\begin{array}{l|l} \mathbf{I} = 0,005\,428\,088 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}'} = 0,014\,303 \\ v' = 0,379\,5 & \\ v'' = 0,595\,5 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}''} = 0,009\,115 \\ & \Omega = 27\,748 \text{ }^m/\text{ }^m^2. \end{array}$$

Cette section étant trop fatiguée, on dut ajouter à l'intrados et à l'extrados une semelle de 8^m/_m d'épaisseur.

En 7. Même section qu'en 3, avec 0^m,85 de hauteur mesurée entre plates-bandes.

$$\begin{array}{l|l} \mathbf{I} = 0,004\,306\,091 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}'} = 0,012\,590 \\ v' = 0,342 & \\ v'' = 0,533 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}''} = 0,008\,079 \\ & \Omega = 27\,748 \text{ }^m/\text{ }^m^2. \end{array}$$

En 8. Même section qu'en 1, avec 0^m,83 de hauteur mesurée entre plates-bandes.

$$\begin{array}{l|l} \mathbf{I} = 0,003\,268\,149 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}'} = 0,007\,996 \\ v' = 0,409 & \\ v'' = 0,438 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}''} = 0,007\,462 \\ & \Omega = 22,148 \text{ }^m/\text{ }^m^2. \end{array}$$

En 9. Même section qu'en 1, avec 0^m,80 de hauteur mesurée entre plates-bandes.

$$\begin{array}{l|l} \mathbf{I} = 0,003\,084\,470 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}'} = 0,007\,809 \\ v' = 0,395 & \\ v'' = 0,422 & \frac{\mathbf{I}}{\mathbf{V}''} = 0,007\,309 \\ & \Omega = 22\,148 \text{ }^m/\text{ }^m^2. \end{array}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

SECTIONS.	ABSCISSES x .	ORDONNÉES y	ANGLE α de la tangente avec l'horizontale.	$\cos \alpha$.	$\sin \alpha$.	DISTANCE $\hat{z}$ de l'axe à la corde.	HAUTEUR h de la section.	MOMENTS FLÉCHISSANTS	
								côté du vent.	côté opposé au vent.
1	1,30	2,75	52° 40'	0,608,8	0,793,4	1,50	1,55	73 499	91 501
2	2,65	4,40	47°	0,682,0	0,731,4	2,10	1,45	105 940	125 060
3	4,10	5,80	39°	0,777,2	0,629,3	2,50	1,33	129 114	145 886
4	5,75	7,00	33°	0,649,4	0,544,6	2,60	1,20	137 586	148 444
5	7,50	8,00	27°	0,891,0	0,454,0	2,50	1,05	135 617	139 383
6	9,35	8,80	21°	0,933,6	0,358,4	2,20	0,95	122 778	119 222
7	11,80	9,50	18°	0,951,1	0,309,0	1,70	0,85	97 837	89 163
8	13,35	10,00	13°	0,974,4	0,225,0	1,05	0,83	61 300	54 200
9	16,00	10,70	6°	0,994,5	0,104,5	0	0,80	0	0

COMPRESSIONS.		SECTIONS ADOPTÉES.		$\frac{1}{\rho'} \times 10^6$	$\frac{1}{\rho''} \times 10^6$	$\Omega \times 10^6$
côté du vent.	côté opposé au vent.	SECTIONS.	MOMENTS D'INERTIE.			
38 882	64 804	4 âmes de 200 x 7. 8 corn. de 70 x 70 x 7. . . . 2 plateb. sup. de 210 x 10. 2 plateb. inf. de 350 x 7.	0,013 327 935	10 264	15 238	92 148
41 766	65 028	id.	0,010 735 822	15 102	14 163	92 148
42 332	66 864	2 plateb. inf. supplémen- taires de 350 x 8.	0,011 840 618	22 468	14 300	27 748
45 716	64 284		0,008 808 791	18 467	11 776	27 748
44 385	64 811		0,006 681 677	15 947	10 187	27 748
44 646	62 956		0,005 428 088	14 303	9 115	27 748
44 408	61 842		0,004 306 091	12 590	8 079	27 748
43 311	60 037	4 âmes de 200 x 7. 8 corn. de 70 x 70 x 7. . . . 2 plateb. sup. de 210 x 10. 2 plateb. inf. de 350 x 7.	0,003 268 149	7 996	7 462	22 148
40 840	57 170	id.	0,003 084 470	7 809	7 309	22 148

SECTIONS.	TRAVAIL DU FER PAR MILLIMÈTRE CARRÉ DE SECTION.				EFFORTS TRANCHANTS.	
	CÔTÉ DU VENT.		CÔTÉ OPPOSÉ AU VENT.		CÔTÉ du vent.	CÔTÉ opposé au vent.
	Intrados.	Extrados.	Intrados.	Extrados.		
1	^k 6,28	^k 3,06	^k 8,36	^k 3,07	— 18 761	+ 17 957
2	8,89	5,60	11,21	5,90	— 13 658	+ 12 952
3	7,28	7,50	8,90	7,79	— 3 770	+ 3 770
4	9,10	10,03	10,34	9,29	+ 241	+ 241
5	10,11	11,70	11,08	11,34	+ 7 512	— 3 984
6	10,18	11,86	10,60	10,81	+ 12 373	— 10 197
7	9,37	10,55	9,30	8,81	+ 14 490	— 13 978
8	9,61	6,26	9,48	4,55	+ 18 577	— 19 013
9	1,84	1,84	2,13	2,13	+ 24 112	— 25 828

SECTIONS ADOPTÉES.		TRAVAIL DU FER PAR MILLIMÈTRE CARRÉ DE SECTION.	
ECHANTILLONS.	SECTIONS.	CÔTÉ DU VENT.	CÔTÉ OPPOSÉ AU VENT.
4 plats de 120×7 .	3360 mm ²	^k 9,06	^a 8,67
id.	3360	6,46	6,13
id.	3360	1,74	1,74
id. 100×7 .	2800	0,14	0,14
id.	2800	4,41	2,31
id.	2800	7,31	6,38
4 plats de 80×7 .	3838	6,92	6,68
2 cornières de $80 \times 80 \times 9$.	3838	9,39	9,65
id.			
Ame pleine.			

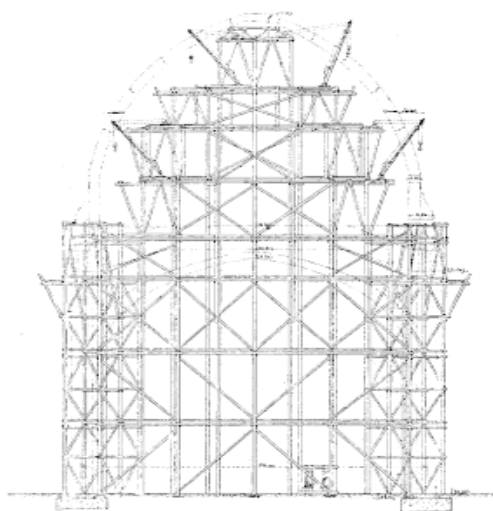


FIG. 148.

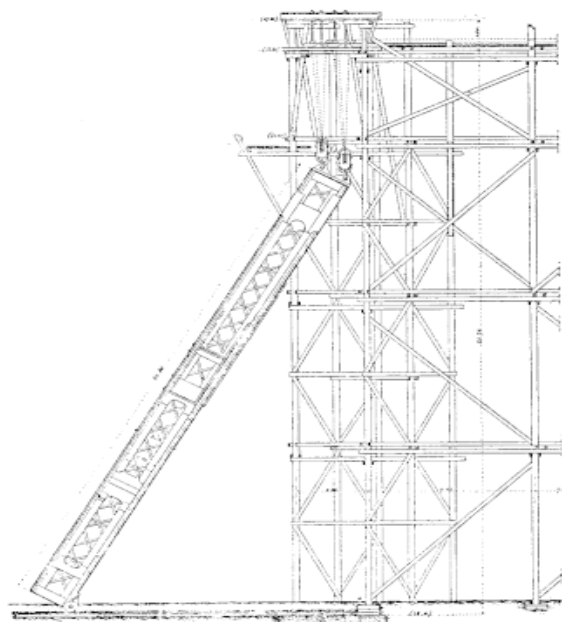
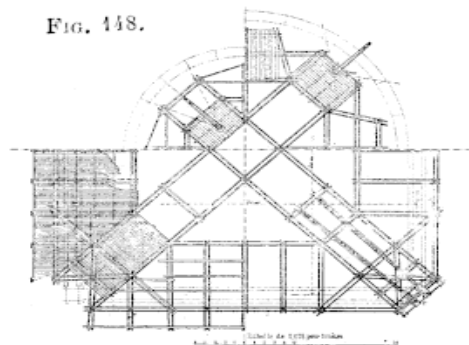


FIG. 149.

Montage. — Le montage de l'ossature des deux dômes a exigé 4 mois de travail.

Il a été effectué à l'aide d'un échafaudage (fig. 148 à 150), qui se composait essentiellement :

1° D'un pylone central s'élevant jusqu'à la partie supérieure de la coupole ;

2° De 4 pylones d'angle placés suivant les diagonales reliant les piliers métalliques, et s'élevant sensiblement jusqu'à la ceinture inférieure de la coupole ;

3° De 4 pylones intermédiaires, placés suivant les mêmes diagonales, et s'élevant environ à mi-hauteur de la coupole.

Ces 9 pylones étaient reliés entre eux suivant les diagonales et suivant les côtés du rectangle par des palées disposées pour recevoir à des niveaux convenables les planchers nécessaires au montage de l'ossature métallique.

En résumé l'échafaudage occupait toute la surface rectangulaire déterminée par les 4 piliers métalliques du dôme et s'élevait jusqu'à la ceinture supérieure de la coupole, avec des retraites successives permettant d'installer des planchers à 6 étages différents.

Ces dispositions ont permis de dégager, aux extrémités de la croix que formait l'ensemble en plan, l'emplacement des quatre piliers, et d'installer, au centre de l'échafaudage, les puissants engins destinés au levage de ces pièces.

Pour procéder à cette opération, on couchait un des piliers sur le sol, la tête au droit de la fondation, et le pied porté sur un chariot roulant sur rails; on agissait alors, en levant verticalement, à l'aide de moufles et de chaînes, la tête de la pièce, tandis que le pied s'avavançait sans à-coup, vers sa fondation.

Le point d'application de la charge restait toujours sur la même verticale que le point de suspension de la chaîne; à la fin de l'opération, lorsque le pilier était entièrement dressé, on enlevait le wagonnet, et on laissait reposer le pilier sur son massif en maçonnerie. Les 4 poutres principales, les poutres doubleaux et contrefiches, les arcs doubleaux, trompillons et pendentifs ont été assemblés et mis en place par les procédés ordinaires sur des planchers installés à des hauteurs convenables depuis le sol jusqu'au premier étage.

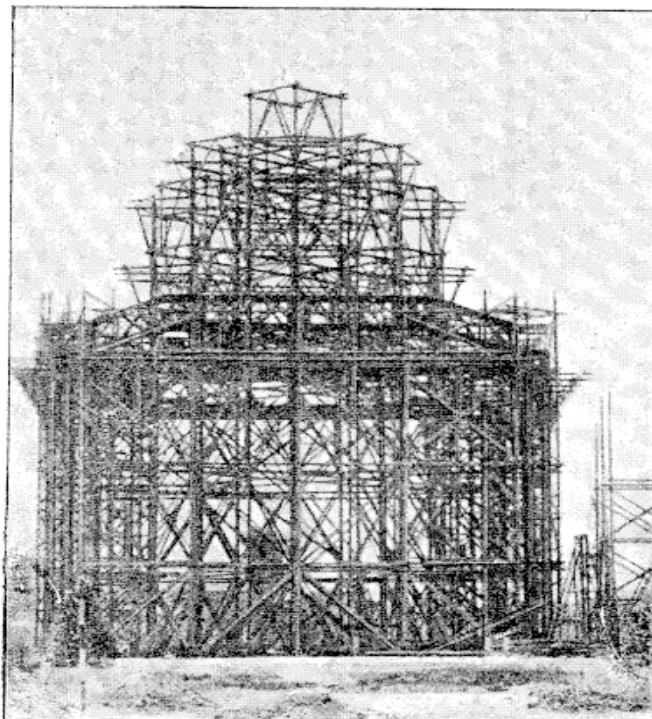


FIG. 150.

Les fermes de la coupole, jusqu'à moitié environ de leur hauteur, les pannes ceintures correspondantes et accessoires ont été levées et mises en place à l'aide de bigues pivotantes, à portée variable, installées au dessus du troisième étage.

Poids et Prix unitaires. — Les travaux de construction des deux dômes ont été rapidement menés, et sans accident.

Tous deux avaient fait l'objet d'un seul marché à forfait avec la Société des Ponts et Travaux en fer, moyennant le prix de 495 000 fr. calculé sur un poids de 1 100 000 kilos.

Une somme de 30 000 francs était, en outre, accordée pour

l'exécution de l'échafaudage (il ne devait en principe en être fait qu'un seul; mais les entrepreneurs, pour arriver dans les délais, furent obligés d'en exécuter un deuxième à leurs frais).

Les limites de travail à admettre pour les ouvrages étaient fixées de 6 à 8 kilos par millimètre carré pour le fer, en tenant compte de toutes les surcharges accidentelles qui pouvaient se produire.

Le forfait comprenait tous les travaux à exécuter pour l'ossature de la calotte sphérique. Mais il était convenu que, si l'Administration donnait à l'entrepreneur, en cours des opérations, l'ordre d'exécuter dans les parties attenantes aux dômes soit des lanternes, campaniles, soit toute autre disposition courante rentrant dans le périmètre des 4 piliers portant la coupole, ces fournitures seraient payées au prix de 0^{fr},45 le kilo.

Cette mesure ne s'appliquait pas aux parties annexes des dômes, comprenant le surplus de la longueur totale des halles de 50 mètres, le porche sur le jardin, les charpentes des planchers et des combles des 3 travées de galeries correspondantes à l'avenue La Bourdonnais ainsi que les balcons en encorbellement. Ces travaux devaient être payés à l'entrepreneur au prix moyen établi par l'adjudication des halles de 52 mètres.

Le poids des dômes s'est en réalité élevé à 1 148 000 kilos.

Si l'on compare la dépense totale au poids total, à la surface occupée et au volume abrité, on aura les prix moyens suivants par unité de poids de surface ou de volume :

Prix du kilo.	0 ^{fr} ,47
— du mètre carré couvert.	228 ^{fr} ,88
— du mètre cube abrité	6 ^{fr} ,23
Poids au mètre carré	484 ^k ,48
— au mètre cube.	13 ^k ,20

ANNEXES DES DÔMES

Description. — L'article 9 du cahier de charges de la construction des dômes stipulait que les parties de la construction métallique attenantes aux dômes pourraient être exécutées par la Société

des Ponts et Travaux en fer aux prix moyens fixés par l'adjudication des autres parties des Palais.

Cette entreprise comportait l'exécution de travaux assez considérables. Il s'agissait, en effet, de construire et d'installer au Palais des Beaux-Arts huit grands piliers à caissons pleins dans le prolongement des côtés du carré joignant les pieds des piliers supportant la coupole, ainsi que les planchers métalliques et les arcatures ogivales réunissant tous ces points d'appui.

Les deux piliers auxiliaires extrêmes supportaient une ferme analogue aux fermes de tête de la grande nef. Celle-ci recevait un masque à deux rampants, dont la forme présentait une courbe analogue à l'intrados des fermes de 52 mètres.

Six pannes doubles réunissaient la ferme au dôme.

Au Palais des Arts libéraux, le plancher ne s'étendait que parallèlement à l'axe du Palais, et, par suite, toutes les installations nécessitées par le plancher transversal n'existaient pas. En outre, la couverture de la grande nef se continuait sans interruption jusqu'au dôme. Les huit piliers auxiliaires se trouvaient supprimés.

Calculs. — Voici les calculs effectués pour les annexes latérales aux dômes et porches centraux :

PILIER DES ANNEXES

CALCUL D'UN PILIER DES ANNEXES DU PALAIS DES BEAUX-ARTS SUPPORTANT LA CHARGE LA PLUS FORTE

Charges supportées par le pilier au droit du tirant de la ferme de tête.

I. — Ossature.

$$(62,1 - 54,8) \times \frac{15\,000^k}{26,0} = 4\,212, \text{ soit } \dots \dots \dots 4\,300$$

II. — Remplissage du pilier.

$$(4,6 \times 1,5 + 2,3 \times 1,3 + 6,9 \times 0,75 + 9,2 \times 0,13) 300 = \dots \dots \dots 8\,100$$

III. — Ferme et masque.

$$600^k \times 16,35 = \dots \dots \dots 9\,810$$

IV. — Arcature.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Ossature } \frac{7\,000^k}{2} = 3\,500 \\ \text{Remplissage (fig. 151)} \frac{4 \times 7}{2} \times 300^k = 8\,400 \end{array} \right\} = \dots\dots\dots 11\,900$$

$$\text{CHARGE TOTALE } P = \dots\dots\dots 34\,110$$

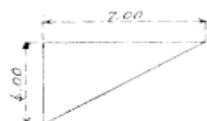


FIG. 151.

$$\text{Poussée de la ferme : } T = \frac{600 \times 16,35^2}{2 \times 6,54} = 12\,263.$$

$$\text{Moment fléchissant : } \mu = 12\,263 \times 3,03 = 37\,157.$$

Section adoptée (fig. 152) :

8 cornières de $80 \times 80 \times 8$ 4 âmes de 300×8 4 plates-bandes de 350×8

$$\Omega = 0^{\text{m}^2},030\,530$$

$$\frac{I}{V} = 0,010\,138.$$

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{34\,110}{30\,530} + \frac{37\,157}{10\,138} = 1,12 + 3,66 = 4^k,78.$$

Charges supportées par le pilier à sa base :

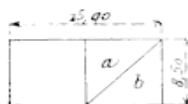


FIG. 153.

I. Ossature du pilier.	15 000 ^k
II. Remplissage du pilier.	8 100
III. Ferme et masque.	9 810
IV. Arcature.	11 900
V. Arêtier d'annexe (fig. 153)	

$$\left. \begin{array}{l} a = \frac{7,5 \times 8,5}{2} = 31^{\text{m}^2},88 \\ \frac{1}{2} b = \frac{7,5 \times 8,5}{2 \times 2} = 15,94 \end{array} \right\} 47,82 \times 100^k = 4\,782, \text{ soit } \dots\dots\dots 4\,800$$

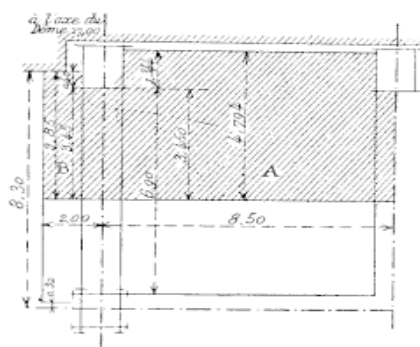


FIG. 154.

VI. — Pan de fer.

$$\frac{13,5 \times 7,35}{2} \times 300 = \dots\dots\dots 15\,000$$

VII. — Plancher (fig. 154).

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{2} A = \frac{4\,794}{2} \times 8,5 = 20^{\text{m}^2},37 \\ \frac{1}{2} B = \frac{3,85}{2} \times 2,00 = 3,85 \end{array} \right\} 24,22 \times 300^k = 7\,266, \text{ soit } \dots\dots\dots 7\,300$$

$$\text{TOTAL } P = \dots\dots\dots 71\,910^k$$

Moment fléchissant :

$$\mu = 37\,157.$$

Même section qu'au droit du tirant :

$$\Omega = 30\,530 \text{ m}^2.$$

Travail du fer au point le plus fatigué, par millimètre carré de section :

$$R = \frac{71\,910}{30\,530} + \frac{37\,157}{10\,138} = 2,35 + 3,66 = 6^k,01.$$

ANNEXES LATÉRALES AU DOME

PLANCHERS SE RELIANT AUX PILIERS DES DOMES

PALAIS DES ARTS LIBÉRAUX.

Charge par mètre carré de plancher des Palais des Beaux-Arts et des Arts Libéraux : 300^k.

Solives du plancher.

Portée : $l = 3^m,333$.

Écartement maximum : 0,820.

Charge uniformément répartie par mètre courant :

$$p = 0,82 \times 300 = 246^{\text{kg}}.$$

Moment fléchissant maximum : $\mu = \frac{1}{8} 246 \times 3\,333^2 = 341$.

Section adoptée (fig. 155) :

Fers à planchers de $140 \times 47 \times 6$

$$\frac{I}{V} = 0,000\,065.$$



FIG. 155.

Travail du fer par m^2/m carré de section : $R = \frac{341}{65} = 5,24$.

Poutres intermédiaires.

Portée. $l = 8,30$

Écartement. $3^m,333 \frac{1}{3}$

Charge uniformément répartie par mètre courant :

$$p = 3\,333 \times 300 = 1\,000^k.$$

Moment fléchissant maximum : $p = \frac{1}{8} 1\,000 \times 8,3^2 = 8\,611$.

Effort tranchant maximum : $T = \frac{1}{2} 1\,000 \times 8,3 = 4\,150$.

Section adoptée (fig. 156) :

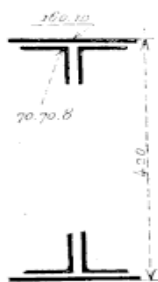


FIG. 156.

4 cornières de $70 \times 70 \times 8$
2 plates-bandes de 160×10
Hauteur hors plates-bandes : 0,420. $\left| \frac{I}{V} = 0,001\,297 \right.$

Travail du fer par m^2 carré de section : $R = \frac{8\,611}{1\,297} = 6^k,63$.

Croix de Saint-André : Fers plats de 60×9 .
 $\omega = 2 \times 60 \times 9 = 1\,080$.
 $\alpha = 41^\circ,11$.

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{4\,150}{11\,080 \times \cos 41^\circ,1} = 5^k,84.$$

Poutres reliant les piliers des Dômes.

Portée : $l = 10^m,00$.

Charge uniformément répartie par mètre : $p = \frac{8,30}{2} \times 300 = 1\,245^k$.

Moment fléchissant maximum : $p = \frac{1}{8} 1\,245 \times 10^2 = 15\,562$.

Effort tranchant maximum : $T = \frac{1}{3} 1\,245 \times \frac{40}{2} = 4\,150^k$.

Charge maxima sur colonnes : $Q = 1\,245 \times 10 = 12\,450^k$.

Section adoptée : (fig. 157).

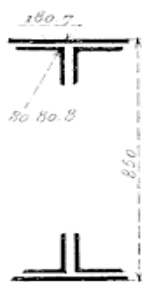


FIG. 157.

4 cornières de $80 \times 80 \times 8$
2 plates-bandes de 180×7 .

Hauteur totale, hors plates-bandes : 0,850. $\frac{I}{V} = 0,002\,847$.

Travail du fer, par millimètre carré de section : $R = \frac{15\,562}{2\,847} = 5^k,46$.

Croix de Saint-André : Fers plats de 80×8
 $\omega = 2 \times 80 \times 8 = 1\,280$
 $\alpha = 41^\circ,15'$.

Travail du fer par millimètre carré de section : $R = \frac{4\,150}{1\,280 \times \cos \alpha} = 4^k,31$.

PLANCHERS SE RELIANT AUX PILIERS DU DOME ET DES ANNEXES

PALAIS DES BEAUX-ARTS.

Charge par mètre carré : 300^k .

Solives du plancher.

Voir les calculs des planchers se reliant aux dômes du Palais des Arts libéraux.

Poutres intermédiaires.

Voir les calculs des planchers se reliant aux piliers des dômes du Palais des Arts libéraux.

Poutres reliant les piliers du Dôme.

Comme pour les mêmes poutres du Palais des Arts libéraux :

$$\mu = 15\,562$$

$$T = 4\,150$$

Section adoptée (fig. 158) :

8 cornières $70 \times 70 \times 8$

Hauteur totale entre les talons des cornières : 0,559 :

$$\frac{I}{V} = 0,002\,042$$

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{15\,562}{2\,042} = 7^k,62$$

Croix de Saint-André : Fers plats de 60×7

$$\omega = 4 \times 60 \times 7 = 1\,680^m, m^2$$

$$\alpha = 40,6'$$

Travail du fer par millimètre carré de section : $R = \frac{4150}{1680 \times \cos \alpha} = 3^k,23$

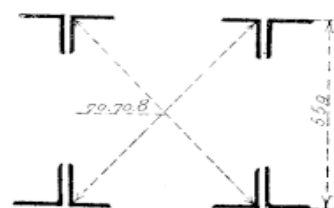


FIG. 158.

Fermes de tête des annexes.

Portée libre entre piliers. $16,35 \times 2 = 32^m,70$

Charge par mètre courant de projection horizontale :

Charpente, couverture et surcharge 100^k par mètre carré $\frac{8,00 \times 100}{2} = 400^k$

Poids propre 500^k

TOTAL 900^k

Tension dans le tirant (fig. 159) : $p = 900^k$

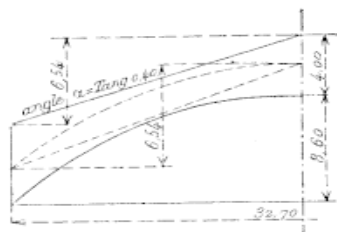


FIG. 159.

$$T = \frac{900 \times 16,35^2}{2 \times 6,54} = 18\,394.$$

Section adoptée (fig. 160) :

1 âme de 350×7

4 cornières de $70 \times 70 \times 7$.

Section : $\omega = 6174 \text{ m}^2/\text{m}^2$

Travail du fer par m^2 de section :

$$R = \frac{18\,394}{6\,174} = 2^k,99$$

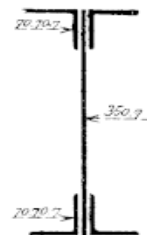


FIG. 160.

Moment fléchissant dans la ferme. $\mu = \frac{1}{8} 900 \times 16,35^2 \times \cos \alpha = 18\,921^k$

Compression correspondante : $N = 900 \times \frac{16,35}{2} \times \sin \alpha + 18\,394 \times \cos \alpha = 19\,755.$

Section adoptée, composée de (fig. 161) :

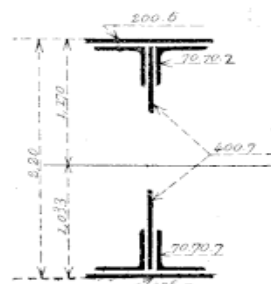


FIG. 161.

2 âmes de 400×7

4 cornières de $70 \times 70 \times 7$

1 plate-bande supérieure de 200×6

1 plate-bande inférieure de 275×7 .

$$\frac{I}{V} = 0,010\,823$$

$$\omega = 12\,445 \text{ m}^2/\text{m}^2.$$

Travail maximum du fer par m^2 carré :

$$R = \frac{18\,921}{10\,823} + \frac{19\,755}{12\,445} = 3^k,34.$$

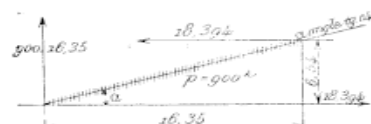


FIG. 162.

Effort tranchant (fig. 162) :

au sommet : $T = 18\,394 \times \sin \alpha = 6917$

au milieu (fig. 163) :

$$T = 18\,394 \times \sin \alpha - 900 \times \frac{16,35}{2} \times \cos \alpha = 74$$

à la retombée :

$$T = 18\,394 \times \sin \alpha + 900 \times 16,35 \times \cos \alpha = 6768.$$

Section adoptée : 1 cornière de $80 \times 80 \times 9$

$$\omega = 1350 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\alpha = 10^\circ.$$

Travail du fer par millimètre carré de section

$$R = \frac{6917}{1350 \times \cos \alpha} = 5^k,23$$

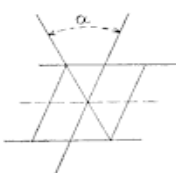


FIG. 163.

Couvertures des annexes.*Pannes.*

Portée maxima.	8 ^m ,00
Écartement.	8 ^m ,80

Charge par mètre carré de couverture : 100^k.

Moment fléchissant maximum : $\mu = \frac{1}{8} \left[\frac{8,80}{12} \times 100^k \right] \times 8,00^2 = 3520$

Section adoptée composée de (fig. 164) : 4 cornières de 70 × 70 × 8

$$\frac{I}{V} = 0,001\,421$$

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{3520}{1421} = 2^k,38.$$

Effort tranchant maximum :

$$T = \left[\frac{8,80}{2} \times 100^k \right] \times \frac{8}{2} = 1760^k$$

Section composée de 2 plats de 80 × 8 (fig. 165) : $\omega = 1280 \text{ m}^2/\text{m}$ ²
angle avec la verticale : $\alpha = 55^\circ$

$$R = \frac{1760}{1280 \times \cos 55^\circ} = 2^k,45$$

Les chevrons et pannes de voligeage, ayant à supporter les mêmes charges que ceux de la couverture de la galerie de 50 mètres dans des conditions peu différentes, ont été composées des mêmes éléments

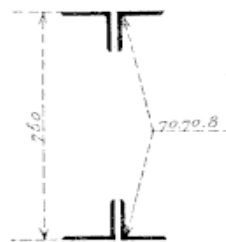


FIG. 164.

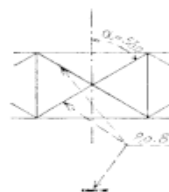


FIG. 165.

PLANCHER DES PORCHES CENTRAUX

Charge par mètre carré, 500^{kgs}.

Solives du plancher.

Portée	$l = 2,00$
Écartement	2,00

Poids par mètre courant : $p = 500 \times 2,00 = 1000^k$

Moment fléchissant maximum : $\mu = \frac{1}{8} 1000 \times 2,0^2 = 500^k$.

Section adoptée (fig. 166) : Fer de 140 × 80 × 6

$$\frac{I}{V} = 0,000\,111\,460.$$



FIG. 166.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{500}{111,46} = 4^k,48.$$

Poutres transversales courantes.

Portée (fig. 167). $l = 13,75$

Écartement. 2,00

Charge par mètre courant :

$$p = 500^k \times 2,0 = 1000^k$$

Moment fléchissant maximum :

$$\mu = \frac{1}{8} 1000 \times 13,75^2 = 23\,633.$$

Section courante (fig. 168) :

4 cornières de $80 \times 80 \times 9$

2 plates-bandes de 180×10

$$\frac{I}{V} = 0,001\,988$$

$$R = 8^k,00 \times 10^6$$

$$R \frac{I}{V} = 15\,904.$$

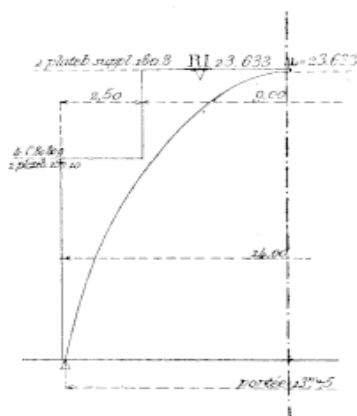


FIG. 167.

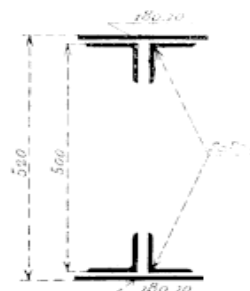


FIG. 168.

Section renforcée de 2 plates-bandes de 180×8 (fig. 169) :

$$\frac{I}{V} = 0,002\,677$$

$$R = 8^k,82 \times 10^6$$

$$R \frac{I}{V} = 23\,633.$$

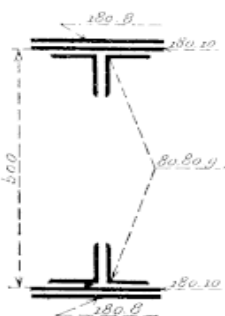


FIG. 169.

Hauteur entre plates-bandes 0^m50 :

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{23\,633}{2677} = 8^k,82.$$

L'effort tranchant maximum a pour valeur :

$$T = \frac{1}{2} 1000 \times 13,75 = 6875$$

2 barres de 65×12 faisant avec la verticale un angle de 45° (fig. 170) :

$$\text{Section } \omega = 2 \times 65 \times 12 = 1560 \text{ m}^2.$$



FIG. 170.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{6875}{1560 \times 0,707} = 5^k,84$$

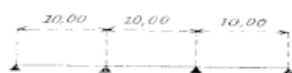
Poutres longitudinales sur colonnes.Portées $l_1 = l_2 = l_3$ (fig. 171). 10^m,00Écartement (fig. 172). 14^m,00

FIG. 171.



FIG. 172.

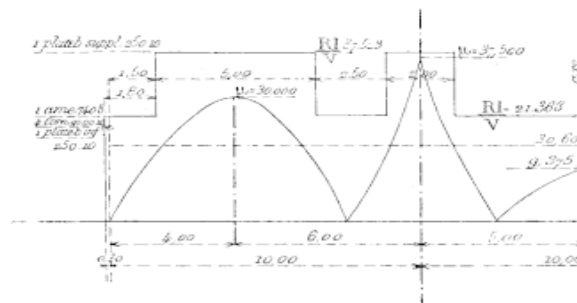


FIG. 173.

Charge par mètre courant :

$$p = \frac{14,0 + 1,00}{2} \times 500^k = 3750^k.$$

Les formules de Clapeyron donnent les résultats suivants (fig. 173) :

NUMÉROS DES		MOMENTS fléchissants maxima sur appuis.	EFFORTS tranchants gauche de la travée.	MAXIMUM à droite de la travée.	ABSCISSE des moments fléchissants maxima dans la travée.	MOMENTS fléchissants maxima dans la travée.
appuis.	travées.					
1 ^{er}	1 ^{re}		15 000	22 500	4,00	30 000
		— 37 500				
2 ^e	2 ^e		18 375	18 375	5,00	9 375
		— 37 500				
	3 ^e		22 500	15 000	6,00	30 000

Ces résultats ont permis de faire une répartition de la plate-bande supérieure de la poutre :

Sections adoptées (fig. 174) :

1^{re} Section courante :

1 âme de 740 × 8

4 cornières de 90 × 90 × 10

1 plate-bande inférieure de 250 × 10

$$\frac{I}{V} = 0,002\,671$$

$$R = 8 \times 10^6$$

$$R \frac{I}{V} = 21\,368.$$

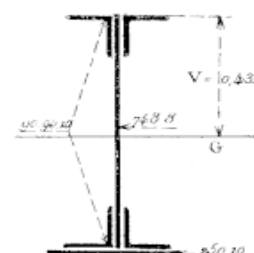


FIG. 174.

2° Section courante renforcée de (fig. 175) :

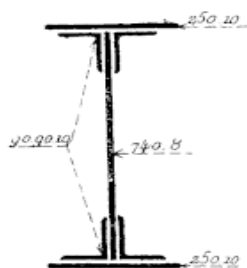


FIG. 175.

1 plate-bande supérieure de 250×10

$$\frac{I}{V} = 0,004\,691$$

$$R \frac{I}{V} = 37\,528.$$

$$R = 8 \times 10^6$$

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{37\,500}{4691} = 7^k,99.$$

Pression sur maçonneries.



FIG. 176.

$$T = 15\,000^k$$

$$\text{Surface (fig. 176) : } S = 0,427 \times 0,25 = 92 \quad 1067^m/m^2,5$$

Pression par centimètre carré de surface :

$$P = \frac{15\,000}{1067,5} = 14^k,05.$$

Poutres transversales extrêmes.

Portée. $l = 13,75$

Poids par mètre courant (fig. 177) : $p = 500 \times \frac{109 \times 2,00}{2} = 772^k,5$, soit 775^k



FIG. 177.

Moment fléchissant maximum :

$$\mu = \frac{1}{8} 775 \times 13,75^2 = 18\,315$$

Section adoptée (fig. 178) :

1 âme de 500×8

4 cornières de $80 \times 80 \times 9$

2 plates-bandes de 180×10

$$\frac{I}{V} = 0,002\,307.$$

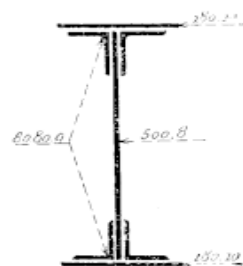


FIG. 178.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{18\,315}{2307} = 7^k,93.$$

Poutres transversales jumelées.

Portée (fig. 179). $l = 12^m,00$

Poids par mètre courant :

$$p = 500 \times \left[0,62 + \frac{2,09 + 1,09}{2} \right] = 1105$$

Moment fléchissant maximum :

$$\mu = \frac{1}{8} 1105 \times 12,0^2 = 19\,890$$

Section adoptée (fig. 180) :

1 âme de 700×8

8 cornières de 80×8

$$\frac{I}{V} = 0,003\,643$$

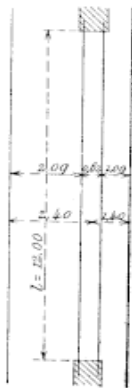


FIG. 179.

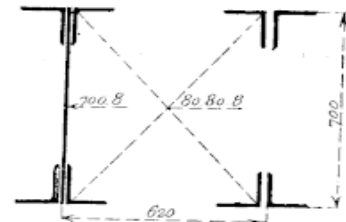


FIG. 180.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{19\,890}{2643} = 5,47$$

Effort tranchant maximum :

$$T = \frac{1}{2} 1105 \times 12,0 = 6630$$

La poutre en treillis en supportant la moitié, soit :

$$\frac{1}{2} T = \frac{1}{2} 6630 = 3315$$

Section du treillis (fig. 181) :

2 plats de 60×7

$$\Omega = 840 \text{ m}^2/\text{m}^2$$



FIG. 181.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{3315}{840 \cos \alpha} = 5^k,57.$$

POUTRES DE FAÇADE

1° Solives.

Portée libre $3^m,02$

Charge par mètre courant de solive (fig. 182) :

$$\text{Poids du plancher et surcharge } 500^k \times \frac{1,05}{2} = \dots 263$$

$$\text{Murette de façade } [0,22 \times 0,55 + 0,11 \times 1,00] 1800. \dots 416$$

$$\text{TOTAL.} \dots \dots \dots 679$$

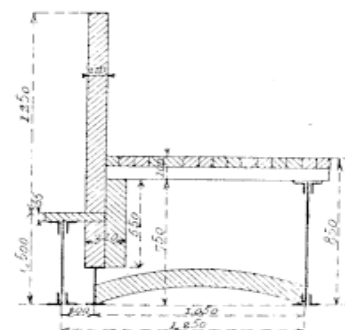


FIG. 182.

Soit $p = 680^k$.

Moment fléchissant maximum :

$$\mu = \frac{1}{8} 680 \times 3,02^2 = 765.$$

Section adoptée (fig. 183) :

Fer larges ailes de $200 \times 100 \times 7$:



$$\frac{I}{V} = 0,000\ 261.$$

FIG. 183.

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{765}{261} = 2^k,93.$$

2° Poutre de façade.

Portée libre. 7^m,95

Charge par mètre courant de poutre :

Charge transmise par la solive. 679^k

Poids propre de la poutre. 100

Brique et terre cuite, environ. 21

TOTAL. 800

$p = 800^k$.

Moment fléchissant maximum :

$$\mu = \frac{1}{2} 800 \times 7,95^2 = 6320.$$

Section adoptée, composée de (fig. 184) :

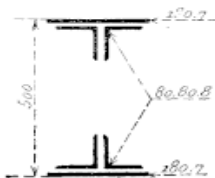


FIG. 184.

4 cornières de $80 \times 80 \times 8$ | $\frac{I}{V} = 0,001\ 303$.
2 plates-bandes de 180×7

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{6320}{1303} = 4^k,86.$$

Effort tranchant maximum : $T = \frac{1}{2} 7,95 \times 800 = 3180$.

Section composée de (fig. 185) : 2 plats de 60×7
 $\omega = 840$.

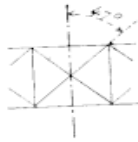


FIG. 185.

Angle avec la verticale : $\alpha = 47^\circ$.

Travail du fer par millimètre carré de section :

$$R = \frac{3180}{840 \times \cos 47^\circ} = 5^k,56.$$

MURS DE SÉPARATION DES PORCHES CENTRAUX ET DES GALERIES DE 15 MÈTRES

Poitrails.

Portée libre $l =$	12 ^m ,00
Longueur totale.	13 ^m ,00

Charge uniformément répartie par mètre courant :

Ossature métallique.	498 ^k
Maçonneries de briques creuses 2 ^m ,00 [0,80 + 0,50] × 1200 ^k	3120
Couverture : côté porche $\frac{1}{2} \times 0,95 \times 100$	48
— côté galerie de 15 ^m $\frac{1}{2} \times 2,68 \times 100$	134
TOTAL $p =$	3800

Moment fléchissant maximum : $\mu = \frac{1}{8} 3800 \times 12^2 = 68\,400$.

Effort tranchant maximum : $T = \frac{1}{2} 3800 \times 12 = 22\,800^k$.

Sections adoptées :

Section courante composée de (fig. 186) :

12 cornières de 80 × 80 × 10
6 plates-bandes de 180 × 10

$$\frac{I}{V} = 0,006\,288$$

$$R = 8^k,00$$

$$R \frac{I}{V} = 50\,304.$$

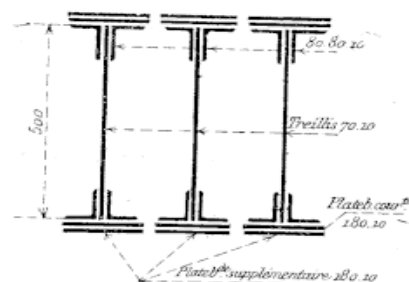


FIG. 186.

Section courante composée, renforcée de :

2 plates-bandes de 180 × 10 $\left| \frac{I}{V} = 0,008\,865 \right.$

Travail maximum du fer par millimètre carré de section : $R = \frac{68\,400}{8865} = 7^k,72$.

Longueur des plates-bandes supplémentaires λ :

$$\mu_x = \frac{1}{2} \rho x (l - x) \leq 50\,304$$

$$\lambda = l - 2x$$

$$x = 3,08$$

$$\lambda = 5,84.$$

Treillis composé de 6 plats de 70 × 10 : $\omega = 4200^m/m^2$

Angle avec la verticale : $\alpha = 43^\circ$.

Travail du fer par millimètre carré de section : $R = \frac{22\,800}{4200 \times \cos 43^\circ} = 7^k,44$.

Surface d'appui sur maçonneries : $[0,28 + 0,23 \times 2] \times 0,50 = 0,3700$

Pression par centimètre carré : $\frac{22\,800}{3700} = 6^k,20$.

COUVERTURES DES PORCHES CENTRAUX

Fermes.

Portée (fig. 187) . . . $l = 16^m,00$

Écartement $5^m,00$

Pente par mètre . . . $0^m,404$

Charge uniformément répartie par mètre courant.

$$p = 5^m,00 \times 100^k = 500^k.$$

Réactions sur appuis :

$$Q = \frac{8,0 \times 5,00}{\cos 22^\circ} = 4314.$$

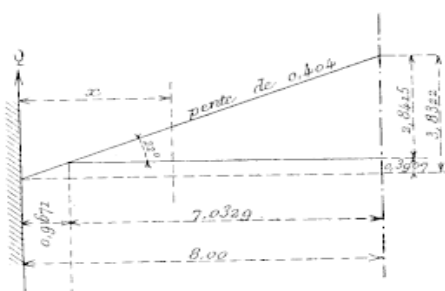


FIG. 187.

Tension du tirant : $T = \frac{1}{2} \frac{4314 \times 8,0}{2,8415} = 6076$.

Section adoptée (fig. 188) :

1 fer rond de $0^m,034$ de diamètre. Section $\Omega = 907 \text{ } ^m/m^2$.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{6076}{907} = 6^k,70.$$



FIG. 188.

Le moment fléchissant dans une section située à une distance x de l'appui a pour expression :

$$\mu = 4314 \times x - \frac{500}{\cos 22^\circ} \times \frac{x^2}{2} - 6076 [x \operatorname{tg} 22^\circ - 0,3907]$$

$$\mu = (4314 - 6076 \operatorname{tg} 22^\circ) x - \frac{500}{2 \cos 22^\circ} x^2 + 6076 \times 0,3907$$

Il sera maximum pour :

$$x = \frac{\cos 22^\circ}{500} [4314 - 6076 \operatorname{tg} 22^\circ] = 3^m,449.1.$$

Le moment fléchissant a pour valeur :

$$\mu = (4314 - 6076 \operatorname{tg} 22^\circ) 3,4491 - \frac{500}{2 \cos 22^\circ} 3,4491^2 + 6076 \times 0,3907$$

$$\mu = 5578.$$

La compression correspondante a pour valeur :

$$N = 4314 \times \sin 22^\circ - 500 \times 3,4491 \operatorname{tg} 22^\circ + 6076 \times \cos 22^\circ$$

$$N = 6555.$$

Section adoptée (fig. 189) :

$$\begin{array}{l} 4 \text{ cornières de } 60 \times 60 \times 6 \\ 2 \text{ plates-bandes de } 150 \times 7 \end{array} \left| \begin{array}{l} \frac{I}{V} = 0,000\,861 \\ \Omega = 4836 \text{ m}^3/\text{m}^2. \end{array} \right.$$

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{5578}{861} + \frac{6555}{4836} = 7^k,83.$$

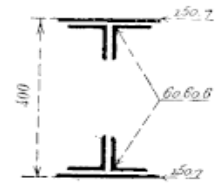


FIG. 189.

L'effort tranchant maximum a pour valeur : $T = 6076 \sin 22^\circ = 2280$.

Section adoptée (fig. 190) : 2 plats de 50×9 $\Omega = 900 \text{ m}^3/\text{m}^2$
faisant avec la normale à la ferme un angle moyen de 53° .

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{2280}{900 \times \cos 53^\circ} = 4^k,22.$$



FIG. 190.

2° Pannes.

Portée $l = 9^m,30$
Espacement $2^m,5489$

Charge uniformément répartie par mètre courant :

$$p = 100 \times 2,5489 = 255^k \text{ soit } p = 260^k.$$

Moment fléchissant maximum : $\mu = \frac{1}{8} 260 \times 9,3^2 = 2811$.

Section adoptée (fig. 191) :

$$4 \text{ cornières de } 70 \times 70 \times 7 \left| \frac{I}{V} = 0,000\,430 \right.$$

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{2811}{430} = 6^k,53.$$

Effort tranchant : $T = \frac{1}{2} 260 \times 9,3 = 1209$.

Section adoptée (fig. 192) :

1 plat de 50×6 faisant avec la verticale un angle de 52° $\Omega = 300 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

Travail du fer au point le plus fatigué par millimètre carré de section :

$$R = \frac{1209}{300 \times \cos 52^\circ} = 6^k,54.$$

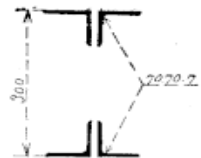


FIG. 191.



FIG. 192.

Les autres pièces, ayant à supporter les mêmes charges que celles de la couverture des galeries de 15^m et dans des conditions peu différentes, ont été composées des mêmes éléments.

PORCHES DES GALERIES RAPP ET DESAIX ET TRAVAUX DIVERS
DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES.

Enfin, il importe de rappeler l'exécution des arcs métalliques formant les porches des galeries Rapp et Desaix.

Leur exécution à l'atelier, leur mise en place se sont faites très simplement, et la difficulté de l'entreprise n'a réellement consisté que dans la rapidité avec laquelle elle a dû être poursuivie.

Le poids total des matières mises en œuvre s'est élevé à 82 261 kilos au prix moyen, y compris tout accessoire, de 0 fr. 50, le prix unitaire étant de 0 fr. 45.

En dehors des entreprises qui précèdent, une série d'opérations, dont quelques-unes assez importantes, ont eu pour objet de compléter la construction métallique.

Il s'agissait, en effet, de fournir les fers nécessaires aux escaliers des grandes nefs, aux portes du palais et des galeries, aux attaches des terres cuites, aux rampes des balcons et des escaliers, aux ornements en fer et fonte, enfin à divers travaux complémentaires.

Ces opérations ont été confiées aux différents entrepreneurs de la construction principale.

Poids et Prix unitaires. — En résumé, l'exécution de l'ossature métallique des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, des galeries Rapp et Desaix a exigé la mise en œuvre de 9 208 209 kil. de fer ou fonte pour une surface couverte de 44 100 m.q. et pour un volume abrité de 1 030 000 m.c., ce qui fait ressortir le poids du m.q. à 208 80 et celui du m.c. à 8,94.

Le poids au mètre carré couvert et au mètre cube abrité de ces constructions est forcément élevé du fait de la hauteur moyenne considérable des Palais (elle est de 23^m,36), puis de la condition d'établir et de soutenir, au premier étage, une surface de planchers de 21 212 mq. et, au rez-de-chaussée, une surface de 1600 mq. recouvrant des caves, tous calculés pour résister à une charge de

500 kilos par mètre, et enfin du fait de l'importance considérable donnée aux escaliers, verrières et grandes baies métalliques qui caractérisent ces constructions. Elles se trouvent néanmoins plus légères que leurs similaires construites en 1878, comme il résulte de l'examen comparé des chiffres ci-après :

Les quatre pavillons, le dôme d'entrée et les deux vestibules parallèles à la Seine et à l'École militaire couvraient, en 1878, une surface de 17 873 mètres superficiels, et abritaient un volume de 439 592 m.c. pour une hauteur moyenne de 24^m,59.

Il est entré dans la construction de leurs ossatures un poids de 5 848 tonnes, ayant coûté 3 450 000 francs, soit 0 fr. 589 par kilogramme; le poids au mètre carré couvert a donc été de 327 kilos, et le poids au mètre cube abrité de 13^{kil.},30.

Le prix au mètre carré couvert s'est élevé à 192 francs, et le prix du mètre cube à 7 fr. 83.

Les deux Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux couvrent, avec les galeries Rapp et Desaix, une surface de 44 100 m.q.; ils abritent un volume de 1 030 000 m.c. d'où une hauteur moyenne de 23^m,36.

Le poids des fontes et fers façonnés pour établir ces ossatures s'est élevé à 9 208 209 kilos, et le prix moyen au kilogramme de la partie métallique de cette construction est revenu à 0 fr. 403; le poids au mètre carré couvert s'est élevé à 208^k,80; celui au mètre cube abrité représente 8^k,94; le prix du mètre carré couvert a coûté 84 fr. 23, et celui du mètre cube abrité 3 fr. 60.

Charpente en bois et Menuiserie. — Le rôle du bois devait être ici plus important que dans les autres parties de l'Exposition; il ne s'agissait pas, en effet, de s'en servir seulement pour en faire l'auxiliaire du fer, de lui demander les fourrures sur lesquelles on clouerait les chevrons des combles ou les frises des parquets, mais de l'utiliser pour la décoration extérieure. L'entreprise prenait donc des proportions nouvelles.

Dans les combles, toutefois, elle n'a eu pour objet que de livrer

les fourrures des pannes, les chevrons et les planchers sous la couverture. Mais ce travail a été exécuté avec un soin tout particulier. Les fourrures des pannes, les chevrons débillardés suivant la forme des toitures, sont en sapin corroyé sur toutes faces; ces chevrons sont disposés avec une grande régularité, correspondant à l'espacement des fers à vitrage des lanterneaux et formant décoration à l'intérieur, où ils restent apparents.

En dehors des combles, l'importance du bois augmente; au Palais des Beaux-Arts, les grands refends intérieurs, les séparations des salles d'exposition du rez-de-chaussée ont été construits en pans de bois, mais aux frais du Commissariat spécial des Beaux-Arts.

Les pignons des galeries Rapp et Desaix ont été également exécutés en pans de bois au-dessus des arcs métalliques des grandes baies. Ces pièces, doubles et triples d'épaisseur et d'une solidité extrême, ont été taillées et mises en place très rapidement, au milieu de la hâte et de l'encombrement des dernières semaines qui précédèrent l'ouverture.

La même rapidité fut imposée aux entrepreneurs pour le montage et la pose des charpentes décoratives qui couronnent les pylônes des façades, les campaniles, les colonnes et entablements, tous entièrement en bois, assemblés et moulurés. Il en a été de même des niches, corniches avec consoles et compartiments décorés qui règnent au-dessus des arcades des porches et à la naissance des combles des dômes d'angle.

Tous ces travaux ne présentaient en eux-mêmes rien de particulièrement difficile, mais ils portaient sur des quantités si considérables et devaient être exécutés en un espace de temps si court que l'entrepreneur, en s'en acquittant convenablement dans ces conditions, méritait de sincères éloges.

Les raisons de cette rapidité provenaient d'un changement de projet arrêté dans les derniers mois qui précédèrent l'ouverture de l'Exposition. A l'origine, les pignons des galeries Rapp et Desaix devaient être exécutés en maçonnerie, briques et pierre; les corniches, les consoles qui s'étendaient sur toutes les façades, en

pierre également. Des considérations d'ordres divers amenèrent l'architecte à modifier toutes ces dispositions et à substituer le fer pour une très petite partie, le bois pour tout le reste, aux matériaux prévus.

La menuiserie proprement dite n'a pas eu grande importance en dehors des parquets; presque toutes les portes extérieures du Palais étant en fer, elle n'a été employée que pour quelques portes intérieures et les marches des escaliers. Son rôle a donc été extrêmement restreint.

La charpente en bois, la grosse menuiserie, la menuiserie et les parquets, dont il sera parlé plus loin, ont fait l'objet de deux entreprises confiées toutes deux à la maison Lecœur et C^{ie}, mais distinctes, quoique portant toutes deux sur des travaux de même nature.

Les travaux étaient exécutés en location dans la première entreprise, et en toute fourniture dans la seconde.

Le premier marché portait sur les ouvrages dont les principaux sont les suivants :

	Mètres.
Cube sapin sciage 4 faces.	539
— corroyé sur toutes faces.	127
Superficiel sapin pour voligeage.	19 031
Couronnements de consoles.	192
Corniches et acrotère.	404
Faitage en sapin.	2 003
Planches isolées en sapin de 0 ^m ,027. 3 parements.	5 172

Le deuxième marché s'appliquait à des ouvrages dont voici les principaux :

	Mètres.
Cube sapin 3 sciages.	600
Marches de 0 ^m ,017 de 3 ^m ,67.	184
Cube sapin loué pour échafaudage.	500
Sapin de 0 ^m ,027 brut.	6045
— avec montage à 25.	820
— de 0 ^m ,027. Un parement variable.	1441
Corniches sapin.	1900

Les prix nets étaient, dans le premier cas, de :

	fr.	c.
Cube sapin sciage 4 faces.	54	78
— corroyé sur toute face.	68	48
Superficiel de sapin pour voligeage.	1	55
Plus-value pour baguettes sur joints.	0	18
Couronnements de consoles.	8	20
Corniches et acrotères.	30	10
Faitage en sapin.	2	74
Planchers isolés en sapin de 0 ^m ,027. 3 parements.	1	19

Dans le deuxième cas, de :

	fr.	c.
Cube sapin 3 sciages. — Prix variable suivant la hauteur à laquelle il était monté, de 97 ^{fr} ,26 à. .	136	41
Marches de 0 ^m ,027 et de 3 ^m ,670.	18	90
Cube sapin loué pour échafaudage. — Prix variable suivant la hauteur depuis 42 ^{fr} ,56 jusqu'à. . .	59	49
Sapin de 0 ^m ,027 brut coupé et posé.	2	71
— montage à 25.	2	98
— 1 parement variable.	4	43
Corniche en sapin. — Prix variables suivant les détails et la hauteur de pose, de 0 ^{fr} ,74 à. . . .	29	43

Couverture et Plomberie. — La couverture du Palais des Beaux-Arts se composait de deux parties, une partie pleine et une partie vitrée, et se divisait pour chaque édifice en une série d'installations distinctes. La galerie sur la Seine avait sa toiture spéciale déversant ses eaux dans les chéneaux qui en bordaient la base. La grande nef également disposait de deux chéneaux dans toute son étendue ; la galerie Desaix formait un ensemble à part.

Les galeries latérales du Palais déversaient leurs eaux d'un côté dans les tuyaux de descente des chéneaux de la grande nef et de l'autre côté dans un chéneau qui suivait toute la façade extérieure de la construction.

Les dômes centraux et les coupoles étaient entourés au sommet de l'attique par des chéneaux en cuivre rouge qui communiquaient avec les chéneaux voisins par des tuyaux de descente établis de

trois en trois fermes et déversaient leurs eaux sur les terrassons du dôme. Mêmes dispositions furent prises en ce qui concernait le Palais des Beaux-Arts.

La partie pleine de la couverture proprement dite fut mise en adjudication après celle des galeries des Expositions diverses. Il fut donc possible de profiter pour elle des recherches déjà faites, et d'éviter les tâtonnements.

Pour les galeries Rapp et Desaix et les parties courantes du Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux, l'ardoise en zinc fut choisie; pour les dômes, on recourut à l'emploi des tuiles émaillées posées sur une première couverture en zinc, afin de garantir d'une façon certaine l'étanchéité des surfaces.

Les ardoises, sortes de grandes feuilles en zinc n° 10, sont posées en diagonale sur voligeage jointif et maintenues en place par des pattes d'attache; elles sont à recouvrement et à dilatation libre. Ce mode de couverture, d'une exécution facile malgré la forme circulaire des combles principaux, a été choisi surtout au point de vue des facilités qu'il offrait pour la revente des matériaux.

Les déchets sont moindres que dans tout autre système; il était dès lors facile de traiter de la pose, de la dépose et de l'enlèvement à des prix avantageux, et, comme un prix de rachat était stipulé dans le cahier de charges, l'avenir était garanti.

A cette considération d'ordre financier vint s'ajouter une considération d'esthétique : l'aspect des toitures à ardoises métalliques est bien plus satisfaisant que l'aspect des toitures faites en feuilles de zinc.

Les coupoles des dômes ont été recouvertes d'une double enveloppe. A l'intérieur, sur des lattes en fer, une première couverture en zinc fut posée à dilatation libre. Sur cette couverture, fixées aux mêmes lattes en fer, furent étendues les tuiles émaillées exécutées par la maison Muller. Elles furent posées à recouvrement intérieur par zones et fuseaux rayonnant géométriquement. Il a fallu faire varier les dimensions de chaque rang de tuiles et en même temps combiner leurs dispositions pour former des dessins variés.

L'exécution et la pose de ces tuiles ont été faites dans des délais extrêmement restreints, de façon très satisfaisante, car cette couverture n'a donné lieu à aucune infiltration.

Les pavillons d'angle ou dômes sur plan carré ont été couverts de la même manière; mais la fourniture a été répartie entre la maison Muller et M. Parvillée.

Les chéneaux ont été exécutés en fonte suivant le système Bigot-Renaux, avec joints en caoutchouc. Ces appareils sont d'un bon usage, mais leur prix élevé en rend l'emploi difficile.

Des chéneaux, les eaux pluviales se rendent dans les tuyaux de descente en zinc placés dans les piliers de deux en deux, aussi bien dans les piliers intérieurs que dans les piliers extérieurs de la construction. Toutefois les chéneaux des dômes déversent leurs eaux dans des chéneaux de rive, et ces eaux, réunies à celles des porches centraux, s'écoulent dans des tuyaux de descente situés dans les petits piliers latéraux des dômes.

Les entreprises dont il s'agit ont fait l'objet de plusieurs marchés; l'un, en location et le plus important, relatif à la couverture courante en zinc, a été consenti après adjudication à M. Monduit. Il a été ensuite complété, au cours des travaux, par l'adoption d'une série de prix complémentaires applicable aux ouvrages nouveaux.

Les ouvrages auxquels ces marchés ont permis de faire face sont très nombreux. Voici les plus importants avec les prix unitaires nets pour chacun d'eux :

	fr.	c.
Couverture ardoises zinc n° 10. le mètre.	1	21
Couverture de zinc n° 12 par feuille de 0 ^m ,80.	1	94
— — n° 14	2	23
— — n° 12 jusqu'à 0 ^m ,25 de largeur développée.	5	72
— — n° 12 de 0 ^m ,26 à 0 ^m ,50 — — .	5	24
Garniture zinc n° 12 de plus de 0 ^m ,51 — — .	4	85
— — n° 10 — — .	4	65

	fr. c.
Chéneau en fonte de 0 ^m ,43 de largeur développée.	8 24
— — de 0 ^m ,80 — —	14 54
— — de 0 ^m ,53 — —	10 18
— circulaire en plomb.	33 92
Cuvettes en zinc orné. la pièce.	38 76
Tuyaux de zinc de 0 ^m ,18 de diamètre à 0 ^m ,30, de 1 ^{re} ,74 à.	8 52
Chemin banquette zinc n° 16.	7 03
Bandes en plomb sur le lanterneau.	2 14
Chemins de marche avec bandes de filet.	9 68
— — sans bandes de filet.	8 63
— de faitage en 3 parties, en plomb avec manchettes et colliers.	6 93
Garniture de plomb sous les vitrages verticaux.	2 91
Chemin de couronnement.	9 84
Chemin banquette en zinc n° 16 sur noyaux de 0 ^m ,75 de et voilage.	7 95
Garniture en plomb au-dessus des chéneaux.	1 51
Banquette en plomb avec chanlattes et manchettes rapportées.	3 88

Les tuiles émaillées ont fait l'objet de plusieurs marchés, l'un relatif à la fourniture des tuiles pour les dômes, consenti à la maison Muller, l'autre pour la fourniture des tuiles des coupoles d'angle, scindé entre les maisons Muller et Parvillée.

Le prix du mètre carré était de 30 fr., pose comprise; mais une plus-value de 5 fr. a dû être attribuée à la maison Muller pour la dernière coupole, commandée au dernier moment.

La couverture des Palais des Arts a été complétée par la pose des couronnements en plomb et cuivre pour les deux dômes et les coupoles d'angle, dont il sera question ci-après; d'ailleurs, l'exécution n'a rien présenté de particulier.

Vitrierie. — La vitrierie des Palais des Arts comprend deux parties :

La vitrierie des combles et la vitrierie verticale.

Vitrierie des combles. — La vitrierie des combles forme le complément de la couverture.

Elle a donné lieu à deux opérations : l'une de fourniture, l'autre de pose.

Les verres adoptés pour les combles ont été d'une composition uniforme pour tous les Palais de l'Exposition. C'étaient des verres striés de 0,005 d'épaisseur, de longueur et de largeur variables; la première pouvait atteindre 3^m50, la seconde de 0^m,60 à 0^m,70, au Palais des Beaux-Arts.

Ils devaient satisfaire à des conditions de résistance très minutieusement indiquées au cahier des charges.

La fourniture en a été confiée, après adjudication, aux fabriques de Recquignies. — La livraison en était faite sur wagon dans le parc du Champ de Mars, où l'entrepreneur les recevait et les prenait en charge.

L'Administration avait acquitté la dépense de cette fourniture; elle en abandonnait la propriété à l'entrepreneur de pose, qui recevait, en outre, un supplément par mètre superficiel de verre mis en place. La pose se faisait, sur double mastiquage; les recouvrements étaient garnis de joints spéciaux en zinc replié, avec trous ménagés pour l'écoulement de la buée.

Les vitres devaient être, après l'Exposition, déposées et enlevées aux frais de l'entrepreneur.

Cette double entreprise s'est exécutée dans les limites de temps fixées pour la construction, sans difficulté en ce qui concerne la fourniture, avec quelques difficultés en ce qui concerne la pose. Celle-ci était, en effet, constamment gênée par les ouvriers des autres corps d'états, qui, jusqu'au dernier moment, ont travaillé sur le chantier et brisé nombre de vitres qu'il a fallu remplacer.

Les prix unitaires étaient, pour la fourniture, de 2 fr. 574 le m. q., et pour la pose, de 0 fr. 798 le m. q. pour les combles ordinaires, de 2 fr. 128 sur le dôme, et de 0 fr. 3655 pour les tringles.

Vitrerie verticale. — La vitrerie verticale s'appliquait, aux Palais des Arts, à une surface considérable : il fallait, en effet, fermer toutes les verrières des galeries latérales de 15 mètres, les pignons

des grandes nefs de 50 m., et des galeries Rapp et Desaix. La Direction en a fait l'objet d'une seule entreprise, en location, adjugée à la maison Maugas.

Cette entreprise n'a présenté d'autre difficulté que son importance : elle a tout entière été effectuée en verre blanc ordinaire demi-double, troisième choix ; aucun verre de couleur n'a été employé. Le prix unitaire était de 2 f. 43 c. le m. q.

Parquetage et Dallage. — Aux Palais des Arts, comme dans les autres parties de l'Exposition, on n'a pas adopté de solution unique pour recouvrir le sol ; on s'est, dans chaque cas particulier, inspiré des nécessités spéciales auxquelles il fallait faire face, et on a successivement employé l'asphalte, le carrelage céramique et le plancher en bois.

Les grandes galeries sous lesquelles se trouvaient les restaurants, les galeries Rapp et Desaix, exposées à une circulation très active, servant en quelque sorte, malgré l'intérêt des objets que renfermaient les deux dernières, de grands passages publics, devaient recevoir un dallage particulièrement résistant : aussi a-t-on, dans ces endroits, recouvert le sol d'une couche d'asphalte de 0,015, sur un béton de chaux de 0,04. Le dallage a permis de faire, dans la galerie Rapp notamment, une série de massifs de plantes qu'on a pu arroser impunément, sans crainte de détériorer le sol sur lequel ils reposaient.

L'entreprise de ces travaux a été, par adjudication du 13 octobre 1888, confiée à M. Roux, au prix unitaire de 1 fr. 79 le m. q., en location.

Elle s'est étendue à une surface de 22 853 m. q.

Le porche du Palais des Beaux-Arts, à cause de son caractère monumental, a reçu un dallage spécial de grands carreaux céramiques à compartiments, exécutés par une importante maison de Narbonne (Aude). La pose de ces carreaux s'est faite sur béton, comme d'ordinaire.

Enfin, les grandes salles d'Exposition de peinture, au rez-de-

chaussée et au premier étage du Palais des Beaux-Arts, et le premier étage du Palais des Arts libéraux ont été parquetés en frises de sapin de 0^m,027, posées sur lambourdes.

Ces derniers travaux ont été exécutés très économiquement.

Pour les parquets du rez-de-chaussée, les lambourdes ont simplement été posées sur le sol, réglé précédemment à la cote convenable.

Pour ceux du premier étage, la pose s'est faite sur lambourdes en chêne de 0^m,034, excepté aux balcons de la grande nef (au Palais des Arts libéraux), de la galerie Desaix, de la galerie Rapp, et au pourtour du dôme des Beaux-Arts, où elle s'est faite sur les fourrures des fers.

Les prix unitaires ont été de 1 fr. 55 en location, et 3 fr. 36 en toute fourniture, suivant le marché dans lequel rentraient les travaux.

Il importe, toutefois, de remarquer que les remboursements ont été effectués par les exposants, jusqu'à concurrence de 39 443 fr. 74.

Cette dépense aurait été encore moins élevée si, pour les raisons exposées au titre de la charpente en bois et la menuiserie, l'Administration n'avait pas été obligée de prendre une partie de ces parquets (9 000 mètres) en fourniture définitive.

Maçonnerie en élévation. — La construction intérieure des Palais des Arts est presque entièrement métallique : la maçonnerie y a donc peu de place ; mais dans la construction des façades, des murs séparatifs des grandes nefs et des galeries de restaurants, la pierre et la brique jouent un rôle considérable.

En effet, si, le long des galeries latérales, les piliers en fer des façades sont restés apparents, revêtus ou garnis de panneaux de terre cuite décorative, aux entrées d'honneur et aux angles de chaque palais des porches tout en maçonnerie encadrent l'ossature métallique légère dans des motifs d'architecture en matériaux solides.

Les maçonneries se composent de murs épais en meulière et

mortier de chaux hydraulique. Le parement extérieur a reçu un revêtement en briques de choix, de dimensions et de ton appropriés à l'ordonnance générale. De fait, ces parements de briques, sans nuire à la solidité voulue des massifs qu'ils recouvrent, s'harmonisent heureusement avec la décoration libre, riche et mouvementée des céramiques voisines.

Le rôle de la pierre de taille a été très effacé aux Palais des Arts.

Des soubassements en pierre dure, quelques couronnements isolés en banc royal, n'ont fait en quelque sorte que souligner les motifs principaux de la composition, tous exécutés en matériaux artificiels : terres cuites, briques et faïences. Les points d'appui métalliques des façades reposent sur des socles en roche d'Euville décorés de moulures. Aux pavillons d'angle, les entablements sont en pierre ainsi que les acrotères. On devait également exécuter en pierre tendre une partie des couronnements des porches ; mais, pressé par les délais, l'architecte a dû y renoncer et employer le bois pour les corniches et les attiques des pylônes.

Les prix unitaires des matériaux principaux sont les suivants :

Briques spéciales pour le revêtement des façades (fourniture Rongeault et C ^{ie}) :		
482 milliers de briques de différents modules.		
Briques 5 1/2 × 11 × 22. Le mille.	Fr.	c.
5 1/2 × 22 × 33. —	72	
16 × 16 × 22. —	225	»
11 × 11 × 22. —	300	»
	105	»
Maçonnerie en meulière neuve hourdée en mortier de chaux hydraulique. Le mètre cube.		
Pierre d'Euville fournie et posée. Le mètre cube	19	08
Légers ouvrages en plâtre. Le mètre.	95	40
Briques façon Bourgogne hourdées en mortier de chaux hydraulique. Le mètre cube	2	86
	41	71

Décoration. — La décoration des Palais des Arts se divise très nettement en décoration extérieure et décoration intérieure, cha-

cune d'elles comprenant des travaux de différentes natures : travaux d'art, sculpture, peinture décorative, terres cuites et ferronnerie artistique, travaux de métier (peinture courante), enfin des travaux divers (mâts décoratifs, etc.)

DÉCORATION EXTÉRIEURE. — La céramique avec son modelé et ses colorations brillantes apportait de puissants éléments décoratifs pour remédier à la sécheresse d'aspect des ossatures métalliques.

Les façades des Palais des Arts se composent de travées métalliques régulières formant portiques ouverts au rez-de-chaussée. Dans leur milieu, aux entrées d'honneur, aux angles en retour, et aux extrémités opposées des galeries Rapp et Desaix, des porches en maçonnerie richement décorés formaient les motifs principaux.

L'immense toiture des nefs de 50 mètres couronne le monument, que dominent au centre les coupoles, avec leur couverture émaillée de nuances éclatantes.

La variété de ces dispositions particulières et des matériaux qui y sont employés s'unit à une heureuse harmonie de forme et de couleur. Dans les façades latérales, la charpente métallique reste apparente, encadre et sertit en quelque sorte des remplissages formés de panneaux de terre cuite. Chaque pilier reposant sur un socle de pierre, est croisillonné sur les côtés et cannelé sur les faces extérieures ; il est couronné d'un riche cartouche polychrome et se termine par un amortissement en fonte recevant la hampe d'une bannière aux couleurs alternativement françaises et étrangères.

Entre les piliers, de légères colonnes en fonte reposant aussi sur des socles en pierre supportent les poutres à treillis. Au-dessus une balustrade en terre cuite sert d'appui aux grandes baies vitrées du premier étage.

Ces baies sont cintrées en fer à jour aux ornements découpés ; les arcs qui les terminent supportent une frise en terre cuite sur laquelle se détachent, en bas-reliefs, des génies assis modelés par MM. Allar, Cordier, Maniglier, entourant des cartouches enguir-

landés, sur lesquels sont inscrits les noms des principales célébrités artistiques, littéraires et scientifiques de la France.

L'entablement en fer, avec modillons en fer forgé, constitue la ligne saillante de la façade. Cette ligne ressort au droit de chaque pilier. Un attique ajouré en céramique, formé de pièces creuses très légères s'ajustant entre elles et reliées par des attaches en fer, la couronne.

Les porches d'honneur à trois arcades, exécutés en maçonnerie, au milieu des palais, dans l'axe même des dômes, ont reçu une très importante décoration en terre cuite, qui a été complétée par la mise en place d'œuvres de sculpture remarquables.

Sur le jardin, au Palais des Arts libéraux, les quatre pieds-droits qui supportent la retombée des arcades et de l'entrée d'honneur sont revêtus de grands panneaux en terre cuite de forme pyramidale, ornés de trophées et d'attributs allégoriques. De ceux qui encadrent la porte centrale se détachent deux figures haut relief symbolisant la *Paix* et le *Travail*. Les deux autres offrent des proues de vaisseaux pavoisées et garnies de leurs agrès. Ces terres cuites, qui sont les plus grandes pièces de ce genre exécutées jusqu'à présent, proviennent de l'usine de M. E. Muller. Elles ont été modelées par M. G. Michel, d'après les compositions dessinées par M. Formigé. Les encadrements des arcades, les pieds-droits et les archivoltes sont également en terre cuite. Dans les quatre tympans, des médaillons à fond d'or et d'émail renferment des enfants assis, modelés par M. Allar, qui tiennent des banderolles où sont inscrits les noms de Voltaire, de Lamartine, de Victor Hugo et de J.-J. Rousseau. Les niches situées dans l'attique abritent trois figures assises symbolisant : la première à gauche, l'*Imprimerie*, par M. Aubé; celle du milieu, l'*Enseignement*, par M. Boisseau, et la troisième, la *Photographie*, par M. Rodin. La partie correspondante de chaque pylône d'angle est occupée, l'un par un cadran d'horloge, l'autre par un baromètre de forme également circulaire, surmontés tous deux d'une tête accompagnée de branches de lauriers.

Les pylônes sont surmontés de campaniles en charpente peinte

et dorée. La destination même du Palais des Beaux-Arts, où la statuaire devait occuper une place considérable, impliquait une extrême réserve dans la décoration tant intérieure qu'extérieure du monument. Il fallait éviter de mettre sous les yeux du visiteur, à côté des chefs-d'œuvre de l'art contemporain, des motifs de sculpture pouvant nuire à la sobriété voulue du cadre grandiose qui leur était réservé.

Aussi les trophées et les figures qui décorent les pieds-droits du Palais des Arts libéraux ont-ils été remplacés ici par des arabesques purement ornementales, en terre cuite, dont le ton naturel est rehaussé çà et là de motifs polychromes. La partie basse de chaque pied-droit est ornée de cartouches portant alternativement les mots : « Labor » et « Concordia ». Au-dessus, des médaillons hexagonaux symbolisent la *Poésie*, l'*Étude*, la *Vérité* et la *Couleur*. Ils sont l'œuvre de M. Roty.

D'autres médaillons circulaires, semblables à ceux du Palais des Arts libéraux, sont placés dans les tympans des arcades. Sur les banderoles, portées par des petits génies, se lisent les noms d'Ingres, de Labrousse, de Rude et de Delacroix. Enfin les statues assises dans les niches de l'attique rappellent la destination du Palais lui-même : au centre, l'*Architecture*, de M. Marqueste ; à gauche, la *Sculpture*, de M. J. Thomas ; à droite, la *Peinture*, de M. Crauk.

Les façades des porches opposés au jardin ont été plus sobrement composées, mais avec des dispositions analogues. Toutefois, les trophées en terre cuite des pieds-droits ont fait place ici à de la simple maçonnerie.

La composition décorative des dômes est exécutée avec les tuiles mêmes de la couverture agrafées sur des lattis en cornière. Des nervures en cuivre repoussé sertissent la calotte vitrée couronnant la coupole, que termine une pomme de pin sortant d'un épanouissement de rinceaux en cuivre doré.

Les dispositions rectilignes des tuiles émaillées tracent sur le dôme comme les points d'une vaste tapisserie, sur laquelle se

détachent, dans chaque fuseau de la coupole, des écussons ornés des initiales R. F.

Les faïenciers modernes, dignes émules de leurs devanciers persans, dans une industrie encore récente chez nous et dont l'art français peut à bon droit se montrer fier, ont offert pour ce travail d'incomparables ressources et une remarquable ingéniosité de procédés.

Des amortissements encadrent les œils-de-bœuf percés dans le mur d'attique du dôme et supportent des vases émaillés enrichis de guirlandes. A la base même du dôme, sont assis, sur des piédestaux carrés, quatre animaux fantastiques aux ailes déployées, dont le modèle a été exécuté par M. Fremiet.

Les pavillons d'angle sur la Seine sont, comme le motif central, traités en maçonnerie revêtue de brique et de terres cuites avec corniche en charpente de bois peinte et dorée. Les coupoles qui les couronnent sont colorées en bleu avec filets blancs transversaux.

La masse de ces pavillons termine heureusement les travées en fer et accuse d'une façon nette les angles du palais. Il en est de même à l'extrémité opposée des façades, vers les galeries Rapp et Desaix, où les pignons en maçonnerie viennent remplir un office analogue au-dessus de l'arcade d'entrée.

Les frises en terre cuite formant entablement rampant et les corniches en bois peint couronnent ces pignons et ne sont interrompues que par les pylones d'angle, où des groupes d'enfants (œuvre de M. Clodius Mariéton) portent des globes lumineux.

Les grands pylones qui limitent les portes d'entrée des vestibules Rapp et Desaix sont décorés, à leur partie supérieure, de médaillons en staff peint, ornés de têtes allégoriques exécutées par MM. Ruffier et Denecheau. La porte s'ouvrant sous le porche formé par ces pylones est surmontée, à l'entrée Rapp, d'un fronton composé de deux figures assises tenant un grand cartouche. Les modèles de ces statues ont été exécutés par M. Blanchard. En outre, à la porte Rapp, un perron monumental précède l'entrée, que

décorent de grands mâts à oriflammes, encastrés dans des piédestaux moulurés en béton Coignet.

DÉCORATION INTÉRIEURE. — A l'intérieur, les lignes principales de la construction ont presque seules servi à la décoration ; mais cette partie de l'ossature a été étudiée et exécutée avec le plus grand soin.

C'est ainsi que, dans toute l'étendue des nefs, l'ossature métallique, sobrement mais très élégamment décorée, et les éléments mêmes de cette ossature avec leurs remplissages ont concouru de la façon la plus heureuse à produire l'impression qui a valu aux Palais des Arts le succès qu'ils ont obtenu auprès de tous les visiteurs.

Il importe de noter ici l'effet qu'a permis de réaliser l'ellipse géométrique employée comme courbe décorative. On peut trouver des courbes se rapprochant sensiblement de l'ellipse en construisant des anses de panier à 3, 5 ou 7 centres ; mais, quelle que soit la perfection du tracé et quoique les portions d'arcs de cercle se confondent suivant leurs tangentes communes, l'œil n'est pas entièrement satisfait en regardant ces lignes ; sans pouvoir préciser le point où change le rayon de courbure, il sent que ce changement existe, et il ne reçoit pas l'impression délicate que lui donne la variation régulière et continue de ce rayon.

L'ellipse a donc sur ces courbes une supériorité incontestable et possède une valeur décorative comparable à celle du cercle, tout en présentant une variété d'effets plus grande.

Cette simplicité, toutefois, n'a pas été appliquée aux dômes, dont la décoration, au contraire, a été traitée très richement.

C'est à MM. Lavastre et Carpezat qu'avait été confiée la mission de peindre la décoration intérieure des coupoles. Celle des Arts libéraux se développe au-dessus du vestibule d'honneur comme un immense dais orné d'attributs astronomiques et des figures du zodiaque. Au Palais des Beaux-Arts, la voûte est divisée entièrement en caissons analogues à ceux qui décorent les voûtes antiques. Les piliers qui la supportent sont ornés, un peu au-dessus de la naissance des arcatures, de têtes de bœuf d'un fort beau modèle. La

décoration générale, d'une tonalité très discrète, laisse toute sa valeur à l'ossature métallique qui est accusée en bleu.

L'immense escalier à double révolution qui conduit au 1^{er} étage du Palais des Beaux-Arts développe parallèlement ses deux rampes, munies d'une élégante balustrade en fer forgé d'un dessin très fouillé. Le palier d'arrivée est supporté par une grande arcade très surbaissée, dont la clef est ornée d'un écusson entouré de palmes ; cette arcade, qu'accompagnent deux arcades plus basses, dont les voûtes rampantes épousent la forme de l'escalier, est limitée par deux pieds-droits décorés à leur base de guirlandes, et dont la partie supérieure, en forme de console, est ornée d'une tête sculptée. Tout autour du vestibule d'honneur règne, à la hauteur du premier étage, une grande galerie communiquant avec les salles d'exposition par des baies rectangulaires.

Travaux divers. — En dehors des travaux qui viennent d'être examinés, la construction des Palais des Arts a nécessité l'exécution d'un certain nombre d'opérations qui ne peuvent pas rentrer dans les catégories qui précèdent.

En première ligne, il convient de citer la fourniture et la pose des appareils d'éclairage destinés à renfermer les régulateurs électriques. Le marché intervenu entre l'Administration et le Syndicat des électriciens laissait à l'Exposition le soin de se procurer à ses frais les appareils destinés à renfermer les régulateurs : la Direction des Travaux, en conséquence, après un choix fait entre plusieurs modèles, commanda à la maison Lacarrière et Delatour 86 suspensions destinées à être placées entre les colonnes des galeries des restaurants. Elle commanda, en outre, les 6 phares spéciaux placés sur les piliers d'angle des galeries Rapp et Desaix. Le prix de chaque lanterne en location était de 300 francs ; celui des phares, également en location, de 2760 francs.

D'autre part, afin d'obtenir plus rapidement l'enlèvement des échafaudages des dômes que l'Administration avait utilisés pour la mise en place de la décoration intérieure, deux conventions inter-

vinrent entre M. Chalet et la Direction. Aux termes de celles-ci, l'entrepreneur recevait une indemnité de 10 500 francs, s'il enlevait dans un délai de cinq jours l'échafaudage du dôme du Palais des Beaux-Arts, et une indemnité de 7 000 francs, s'il enlevait en moins d'une semaine l'échafaudage du dôme des Arts libéraux. Cette double allocation représentait la valeur du sacrifice qu'il devait faire en coupant et abandonnant une partie de ses bois pour arriver dans les délais assignés.

Protection contre la foudre. — La protection contre la foudre des Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux se rattache au système général adopté pour l'ensemble des constructions métalliques du Champ de Mars, que nous donnons ici. La Sous-Commission spéciale nommée pour cet objet avait émis l'avis suivant, dans sa séance du 11 juin 1887 :

« 1° Sur la partie qui fait face à l'avenue de Suffren, il serait utile d'établir, tous les cinquante mètres, des communications entre les constructions et la conduite d'eau de 0^m,60 de diamètre qui longe l'avenue de Suffren et plonge en Seine ;

« 2° Pour les constructions qui font face à l'École militaire et à l'avenue de La Bourdonnais, des tubes métalliques de dix centimètres de diamètre, composés d'éléments vissés les uns aux autres, seraient enfoncés dans le sol tous les cinquante mètres jusqu'à la nappe aquifère, dans laquelle ils devraient plonger d'environ trois mètres ;

« 3° Enfin, la Sous-Commission ajoutait qu'il y aurait lieu de placer des tubes analogues — au nombre de trois — aux deux angles des façades intérieures et devant le perron central du Palais des Industries diverses. »

Il fut entendu, au surplus, que toutes les parties des divers Palais devraient communiquer entre elles au moyen de tiges métalliques traversant ou contournant les murs qui pourraient isoler ces parties ; que les colliers qui entoureraient les tuyaux de la conduite d'eau de la Galerie des Machines devraient être soudés

au plomb ou au zinc, afin d'obtenir une communication certaine; et qu'il ne paraissait pas nécessaire de mettre des pointes sur les Palais du Champ de Mars : du moment que la masse métallique de ces Palais serait en bonne communication avec le sol, la charpente et la nappe souterraine constitueraient une enveloppe électrique complète.

Peu après, l'établissement des tubes ayant été reconnu trop coûteux, on se détermina à foncer des puits destinés à mettre la masse des constructions métalliques en communication avec la nappe d'eau qui se trouve à une profondeur moyenne de 7^m,50 au-dessous du sol ancien du Champ de Mars. Le projet dressé par M. Lion, ingénieur, et montant à 14 500 francs, fut approuvé le 16 février 1888 et l'exécution confiée à M. Jarriant.

Les communications avec la nappe d'eau furent placées tous les cinquante mètres et réparties ainsi qu'il suit :

		Communications avec la conduite d'eau.	
	Puits.		
Palais des Beaux-Arts.	5	»	
Palais des Arts libéraux.	2	3	
Palais des Machines. {	Côté La Bourdonnais.	2	»
	Côté La Motte-Piquet.	8	»
	Côté Suffren.	»	2
Palais des Industries diverses. {	Côté La Bourdonnais.	7	»
	Cour intérieure (jardin haut).	3	»
	Côté Suffren.	2	5
TOTAUX.		29	10

Du côté de l'avenue de Suffren, on adopta le système avec puits chaque fois que ce système présentait une économie sur l'établissement d'un conducteur relié au tuyau de 0^m,60. Ces puits, de 1^m,20 de diamètre, étaient forés à 3 mètres de distance des façades des Palais; ils étaient descendus jusqu'à 1 mètre en contre-bas de la nappe d'eau d'infiltration. Un tuyau en grès de 0^m,31 de diamètre intérieur était posé verticalement au centre des puits, qui furent remblayés au fur et à mesure de la pose du tuyau. Il ne restait, par suite, que le vide du tuyau disponible pour introduire un perd-fluide cylindrique de 1 mètre de surface, noyé dans une hauteur

d'eau de 1 mètre et fixé à un conducteur en fer, relié aux piliers des Palais à l'aide de tirefonds pour établir la prise de courant. (Voir Série P, Pl. 1.)

Les prix d'établissement furent les suivants :

Mètre linéaire de puits de 1 ^m ,20 de diamètre, garni de tuyaux en grès	
de 0 ^m ,31 de diamètre intérieur, y compris épaissements, remblai et	fr. c.
transport aux décharges publiques des terres en excédent.	28 00
Tampon en chêne de 0 ^m ,75 sur 0 ^m ,75 et 0 ^m ,05 d'épaisseur, posé. . . .	15 00
1 perd-fluide cylindrique en tôle de 1 ^m ,00 de surface.	18 00
Mètre linéaire de conducteur en fer carré de 0 ^m ,400 de surface par mèt.	3 30
Mètre linéaire de tranchée	1 80
Montage du perd-fluide, prise de courant, etc.	7 70

PALAIS DES BEAUX-ARTS ET DES ARTS LIBÉRAUX

Tableau des dépenses au mètre horizontal couvert, au mètre horizontal utilisé et au mètre cube occupé¹.

NATURE DES TRAVAUX.	DÉPENSES AU MÈTRE horizontal couvert. S = 44 100 m ² .	DÉPENSES AU MÈTRE horizontal utilisé. S = 64 345 m ² .	DÉPENSES AU MÈTRE cube occupé. V = 1 030 000 m ³ .
	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Fondations.	8 479	5 811	0 363
Constructions métalliques.	84 235	57 731	3 606
Charpente en bois et menuiserie ¹	14 772	10 124	0 632
Couverture.	12 228	8 380	0 523
Vitrierie.	3 196	2 190	0 136
Dallage	0 936	0 641	0 040
Maçonnerie en élévation.	26 217	17 968	1 123
Décoration.	24 327	16 673	1 041
Divers.	1 829	1 253	0 078
Frais d'agence	4 136	2 834	0 177
TOTAUX.	180 355	123 605	7 719

1. — Y compris la dépense des planchers et parquets.

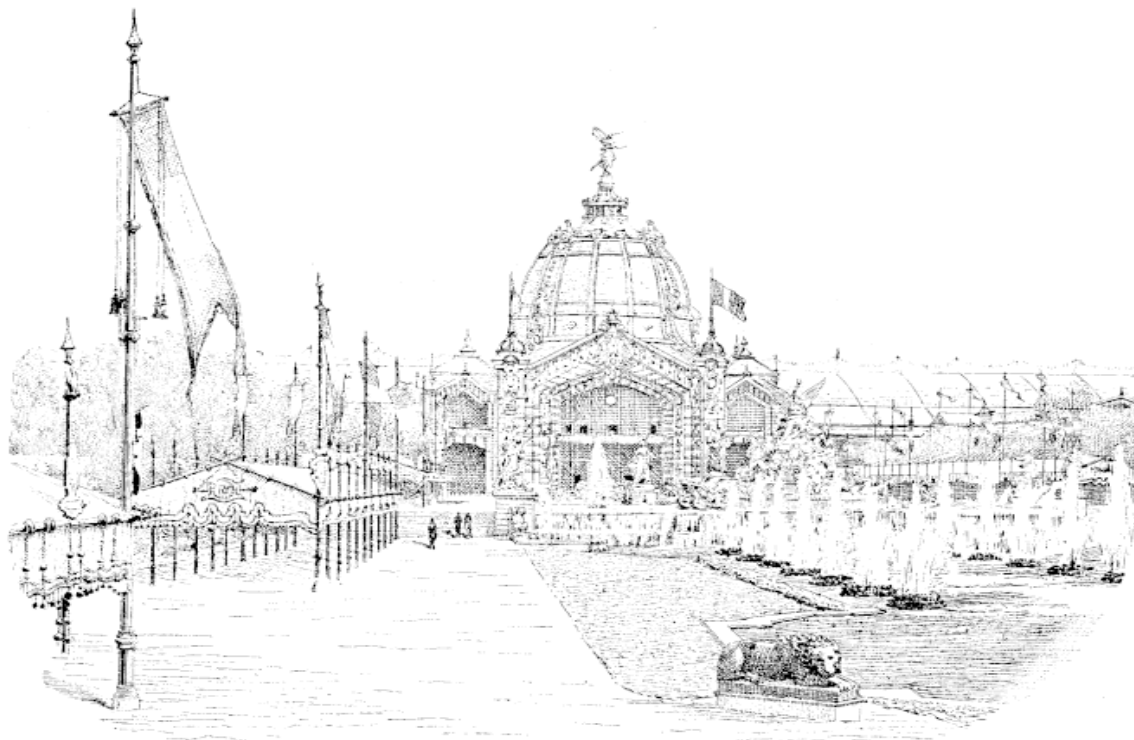
Conclusion. — Les deux Palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux font le plus grand honneur à M. Formigé. Ils ont contri-

1. — Le détail des dépenses par entreprise se trouve au chapitre II de la 3^e partie.

bué à donner à l'ensemble des constructions du Champ de Mars une note particulièrement chaude, élégante et colorée. Les dômes aux couleurs chatoyantes qui couronnent magnifiquement ces deux édifices interrompent la perspective monotone des toitures et établissent une ligne mouvementée jusqu'au dôme central, qui précède la masse imposante du Palais des Machines.

Les revêtements en briques des façades, les frises en terre cuite, les faïences polychromes, le métal lui-même, resté partout apparent et rehaussé de couleurs discrètes, combinent harmonieusement leurs différentes tonalités et forment un ensemble extrêmement décoratif et d'un aspect tout à fait nouveau.

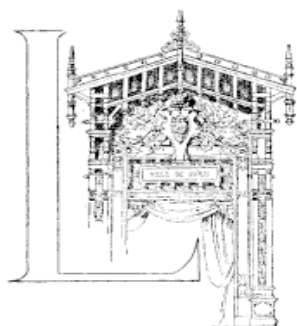




CHAPITRE III

PALAIS DES INDUSTRIES DIVERSES ET DOME CENTRAL

I. — Plan et Description générale



LE Palais des Industries diverses, bien qu'occupant une superficie plus vaste que celle des trois autres Palais, semblait devoir offrir un caractère plus modeste, car il n'avait pas, comme eux, à symboliser une idée spéciale : d'un côté, l'Art, avec la grâce et les charmes de ses conceptions ; de l'autre, la Force, avec les engins puissants de la science moderne. Il fallait à ce Palais, destiné aux produits multiples de l'Exposition industrielle proprement dite, des constructions établies dans des conditions extrêmement économiques, offrant un style architectural

très simple, mais dont la sévérité voulue ne fit cependant pas un contraste trop marqué avec la richesse des Palais environnants.

Ces considérations générales ont fait prévaloir, pour le Palais des Industries diverses, l'établissement d'une série de travées juxtaposées d'une forme peu compliquée et offrant intérieurement des dispositions identiques. D'autres galeries de circulation plus importantes divisaient en quatre groupes principaux ce vaste réseau, auquel on accédait à la fois par une entrée monumentale et par des portiques à jour formant, sur le pourtour, une promenade extérieure.

Cette disposition avait pour but d'éviter une dépense trop considérable, et de permettre une exécution rapide et immédiate de l'ensemble des constructions. Elle laissait une liberté absolue dans la répartition des surfaces entre les divers exposants, dont la liste n'était pas encore arrêtée, et elle donnait, en outre, la facilité, après la clôture de l'Exposition, d'employer à nouveau les mêmes matériaux ou bien de les revendre. Enfin toute l'importance de la silhouette et toute la richesse architecturale se trouvaient ainsi réservées pour les motifs appelés, comme le dôme central ou les pavillons d'angle, à concourir à l'harmonie générale de l'Exposition.

Il est nécessaire d'ajouter que, dans toute l'étendue de cet immense Palais, les fondations, l'ossature métallique, le revêtement des clôtures, les charpentes et couvertures, tout ce qui constitue, en un mot, les éléments essentiels de la construction, ont été établis dans les conditions ordinaires de durée et de solidité. Seuls, les ornements exécutés en staff ou en peinture avaient un caractère provisoire. Ils ont offert néanmoins une résistance tout à fait suffisante, bien que n'ayant exigé qu'une dépense relativement peu élevée.

Les galeries des Industries diverses formaient, en plan (Série F, Planche 1), un grand rectangle parallèle à la galerie des Machines et se continuant, à ses deux extrémités, par deux ailes également rectangulaires placées dans un sens perpendiculaire au cours de la Seine. Ce vaste espace (106 531 m. q.) était délimité au Sud par

le jardin de 30 mètres, qui l'isolait de la galerie des Machines; à l'Est et à l'Ouest, par les rues de l'Exposition, qui le séparaient des constructions d'exposants édifiées en bordure des avenues La Bourdonnais et Suffren; au Nord, par les galeries Rapp et Desaix, et enfin, dans le pourtour intérieur, par le jardin supérieur du Champ de Mars.

Un crédit de 5 900 179 francs avait été réservé pour ces constructions, dont la dépense ne représentait, en réalité, que 54 fr. 20 par mètre carré. Bien que cette somme fût extrêmement minime, l'architecte a pu, non seulement rester dans les étroites limites qui lui étaient assignées, mais encore réaliser d'importantes économies, sans nuire à la bonne exécution du travail ainsi qu'à l'aspect général de l'ensemble de l'édifice qui lui était confié.

Les galeries des Industries diverses étaient, dans presque toute leur étendue, constituées au moyen de fermes de 25 mètres de portée. Elles comprenaient 4 groupes bien distincts placés symétriquement deux à deux et disposés ainsi qu'il suit :

Un premier groupe de 7 galeries parallèles à la Seine commençait à 53 mètres environ de la bordure de l'avenue La Bourdonnais pour s'arrêter à 15 mètres de l'axe longitudinal du Champ de Mars. Un ensemble de galeries symétriques, s'étendant du côté de l'avenue Suffren, formait le second groupe. Un troisième groupe, composé de trois galeries parallèles à l'avenue La Bourdonnais, partait de la galerie Rapp et s'arrêtait à 15 mètres du premier groupe dont il vient d'être parlé. Le quatrième groupe était composé de la même manière, du côté de l'avenue Suffren.

Des galeries de 15 mètres reliaient entre eux les groupes situés d'un même côté du Champ de Mars. D'autres galeries formaient le pourtour du Palais sur le jardin. Enfin une galerie de 30 mètres reliant les deux groupes principaux avait, par conséquent, son axe longitudinal perpendiculaire à la Seine.

Cinq grandes constructions complétaient cet ensemble et étaient destinées à accentuer nettement les divisions de la surface occupée par les industries diverses. C'était d'abord le dôme central, édifié à

l'entrée de la galerie de 30 mètres, et qui, formant le principal motif décoratif à l'extrémité des jardins, devait, en quelque sorte, servir de pendant au Trocadéro, qui lui fait face. Puis, à l'intersection des galeries parallèles à la Seine et des galeries perpendiculaires à cette direction, quatre grands pavillons de raccordement complétaient cet ensemble dont la décoration, très riche dans toute la partie qui s'ouvrait sur le jardin central, avait, au contraire, été traitée très simplement sur les façades qui s'étendaient parallèlement aux avenues La Bourdonnais et Suffren. (Série F, Planches 1 à 19.)

II. — Fondations. — Aussitôt que les dimensions principales des différentes galeries eurent été déterminées, on s'empressa de procéder à la construction des massifs en maçonnerie destinés à servir de base à leurs supports métalliques.

L'adjudication avait eu lieu le 20 décembre 1886, et, dès le 15 janvier 1887, MM. Manoury, Grouselle et C^{ie}, qui avaient été déclarés adjudicataires, commençaient le fonçage des puits isolés destinés aux fondations des fermes de 25 mètres.

Ces puits, creusés dans le sol très accidenté du Champ de Mars, ont été descendus jusqu'à la couche de sable naturel, à environ 3 m. 50 de profondeur. On a, dans beaucoup d'entre eux, rencontré les fondations des Expositions précédentes, dont les maçonneries ont été conservées lorsqu'elles reposaient sur le bon sol. Il en est résulté une notable économie, car ces maçonneries venaient en déduction du cube des fondations projetées.

La fabrication du béton formant le remplissage des puits a été commencée aussitôt que les puisatiers ont eu pris un peu d'avance. Après plusieurs essais satisfaisants, l'architecte a adopté, pour cette opération exécutée au bord des puits, le système que le service de la voie publique a déjà mis en usage pour l'établissement des chaussées en bois.

Ce système consiste dans l'emploi d'une caisse de dosage où l'on met successivement, dans les proportions indiquées, le caillou, la chaux et le sable. Une fois la boîte enlevée, on retourne le tas à

la pelle jusqu'à parfait mélange à sec. Ensuite, on ajoute de l'eau tout en continuant la manutention du mélange jusqu'à complète fabrication.

Quatre cent dix-huit puits isolés ont été remplis de béton, et ce travail a été terminé le 1^{er} mars 1887. La cote à laquelle s'élevait le béton dans chacun de ces puits fut fixée de manière que la semelle des piliers métalliques pût reposer sur l'arase même surmontée d'une chape en ciment de 0^m,004 d'épaisseur. Cette condition fit adopter la cote de 34^m,96.

Les fondations des galeries de 15 mètres situées dans le pourtour du jardin central et sur les avenues Suffren et La Bourdonnais différaient de celles des puits isolés. Les premières comportaient l'exécution d'un sous-sol et d'une double rangée d'arcs en meulière établis sur la terre battue formant cintre. (Série F, Planche 2.)

La première ligne d'arcs était réunie, de 25 mètres en 25 mètres, par des murs perpendiculaires allant d'une ligne à l'autre. Ces murs, fondés sur le sable vierge qui se trouvait au niveau des caves ménagées sur le jardin, étaient, comme les arcs, construits en meulière et mortier de chaux. Ils avaient, comme eux, 0^m,65 d'épaisseur. Les caves étaient recouvertes par une série de fers à double T de 0,26, placés à 1 mètre de distance et réunis les uns aux autres par des voûtins de briques hourdés au ciment.

Les mêmes dispositions avaient été adoptées pour l'exécution des fondations des galeries extérieures de 15 mètres et de la galerie de 30 mètres. Toutefois, il n'a pas été nécessaire d'établir de caves sur ce point. Les deux lignes d'arcs parallèles, au lieu d'être reliées par des murs, étaient elles-mêmes réunies de 25 mètres en 25 mètres, dans le prolongement des lignes de piliers, par des arcs en maçonnerie. Les fondations de la galerie de 30 mètres offraient les mêmes dispositions. Enfin, une ligne d'arcs avait été établie sur la dernière ligne des piliers limitant les galeries des Expositions diverses du côté du Palais des Machines. Ces dispositions avaient pour but de former une ceinture continue et rigide à l'ensemble des puits isolés.

Les fondations des galeries de 15 mètres autour du jardin central ont été commencées le 4 février 1887; menées très rapidement, elles ont pu être terminées le 20 avril de la même année.

Les terrassements et maçonneries des galeries extérieures de 15 mètres parallèles aux avenues Suffren et La Bourdonnais, ceux de la galerie de 30 mètres, ainsi que ceux de la ligne d'arcs sur le jardin d'isolement, ont été mis en train le 27 février 1887 et terminés le 26 juin de la même année, après une interruption d'un mois et demi. En résumé, dans l'intervalle de cinq mois et demi, l'entrepreneur avait exécuté plus de 25 600 mètres cubes de terrassement, 3 900 mètres cubes de béton et 5 500 mètres cubes de maçonnerie de meulière.

Les fondations du dôme central ont exigé des mesures spéciales. Ces fondations, commencées le 1^{er} janvier 1888, et dont les rigueurs de l'hiver ont interrompu plusieurs fois l'établissement, comportaient, pour le dôme proprement dit, quatre piles principales avec parties vides ménagées à l'intérieur. (Série F, Pl. 8.) Ces quatre piles étaient reliées entre elles et contrebutées par une double ceinture d'arcs en maçonnerie qui constituait, à chacun de ses angles, les points d'appui des pylones formant les contre-forts du dôme. A droite et à gauche de ces substructions étaient situés des puits de 3^m,80 de diamètre destinés, ainsi que des puits ovales de moindre dimension, aux fondations des pavillons adossés.

On avait espéré tout d'abord, en opérant les premières fouilles, pouvoir conserver les terres dans les intervalles des maçonneries.

Malheureusement, le manque de résistance du sol, ainsi que la présence de poches de sable mouvant et d'anciennes substructions mises à jour pendant les travaux, ont empêché ce mode de construction et rendu les étalements, sinon impossibles, du moins assez dangereux. On a donc été forcé d'exécuter les fouilles en grand avec un talus de 0^m,50 par mètre pour éviter les éboulis. En construisant les piles du côté de l'École militaire, on a rencontré l'ancien égout du Champ de Mars, dont la voûte n'offrait pas de garanties suffisantes de solidité et qui a dû, pour ce motif, être démolie; mais les

pieds-droits, d'une épaisseur de 0^m,70, ont été conservés et noyés dans le béton. La suppression de ces deux tronçons a nécessité l'établissement d'un égout disposé en T pour former raccordement.

La fouille de l'une des deux piles du côté de la Seine amena la découverte d'une masse de moellons mis en remblai et allant jusqu'à la nappe d'eau. Il n'y avait, en présence de cette difficulté, qu'une seule solution possible, consistant à battre une série de pieux à l'emplacement des maçonneries qui se trouvaient sur ces moellons. Mais, au lieu d'enlever le banc de pierres d'une épaisseur moyenne de 3^m,60 pour arriver à la glaise, ce qui eût nécessité une dépense considérable, on battit un pieu d'essai pour juger s'il était possible de traverser cette couche de matériaux en les refoulant de côté. L'opération ayant parfaitement réussi, on continua à battre de la même façon toute la série comprenant trente-deux pieux d'une longueur moyenne de 8^m,10, y compris 1 mètre au-dessus du fond de la fouille pour le liaisonnement avec le béton.

Avant de procéder au coulage du béton, on avait établi dans les fouilles, pour réserver les vides des piles, un entourage construit avec les matériaux provenant des déblais posés à sec et formant parement du côté du béton. Cet entourage était intérieurement remblayé avec de la terre fortement pilonnée.

Un mois à peine devait s'écouler entre l'achèvement des maçonneries et la mise au levage de l'ossature métallique. Comme il était à craindre que, dans un intervalle aussi court, le mortier de chaux n'eût pas le temps de faire prise, comme, en outre, la construction des piles exigeait une solidité absolue, on résolut de fabriquer, de préférence, leurs maçonneries, ainsi que le béton, avec des mortiers de ciment de Portland.

Les huit piliers métalliques supportant la coupole reposaient sur la tête de ces piles chaînées, deux à deux, par un petit arc hourdé au ciment; leurs semelles portaient sur des chapes également en ciment établies sur l'arase des maçonneries. Ils étaient reliés chacun à la maçonnerie par quatre boulons d'attache ancrés dans les massifs des piles. Leur charge de 100 000 kilogrammes, en chiffre

rond, donnait sur la maçonnerie une pression de 8 kilogrammes par centimètre carré.

Telles furent, dans leur ensemble, les substructions établies pour recevoir le Palais des expositions diverses. Ces travaux se décomposaient ainsi qu'il suit :

	m. c.
Fouilles en excavation	9 600
— en rigole	13 716
— de puits.	4 979
Béton de chaux	4 285
— de ciment	515
Maçonnerie de meulière.	6 282

Les prix du mètre cube des principaux ouvrages ont été les suivants :

	fr. c.
Fouilles en excavation	0,60
— en rigole.	0,72
— de puits.	1,34
Béton de chaux.	6,72
Meulière et chaux pour fondation.	8,73
— — pour arcs	9,07
Voûtins de plancher.	2,35
Meulière et ciment pour fondation.	12,36
— — pour arcs.	12,70
Roche d'Euville.	37,29
Tuyaux de 0 ^m ,25, fourniture et pose.	2,37
— 0 ^m ,40 —	4,36
— 0 ^m ,45 —	4,90
— 0 ^m ,50 —	5,44

III. — **Construction métallique.** — Au double point de vue des études préliminaires et de la marche des travaux, la construction métallique des galeries affectées aux expositions diverses a été scindée en trois parties bien distinctes, qu'il importe d'étudier séparément.

La première avait pour objet les fermes de 25 mètres formant les galeries courantes.

La seconde comprenait les galeries de 15 mètres, celles de 30 mètres et les pavillons de raccordement.

Enfin le dôme central, avec les pavillons qui y sont adossés, constituait la troisième de ces opérations.

GALERIES DE 25 MÈTRES

La nécessité d'arriver dans les délais voulus imposait une extrême rapidité d'exécution. Il fallait donc, dans les premiers mois qui suivirent l'organisation des services de la direction, procéder à l'adjudication presque immédiate d'un certain nombre de travaux. L'Administration résolut de commencer par celles des fermes de 25 mètres qui offraient une étude préliminaire facile et dont la construction, exigeant des matériaux d'un poids considérable, permettait d'employer tout d'abord de nombreux ouvriers.

On se mit aussitôt à l'œuvre. Les études furent promptement menées et, le 4 décembre 1886, l'adjudication, à laquelle vingt-cinq entrepreneurs prirent part, avait lieu sur un prix moyen de 0^f,32 le kilogramme de fer mis en place.

L'opération était divisée en quatre lots. Le premier fut adjugé à la *Société des Ponts et travaux en fer*; le second, à la *Société des Ateliers de Saint-Denis*; le troisième lot échut à *M. Roussel*, et la *Société des Forges de Franche-Comté* obtint le quatrième lot.

Ces diverses adjudications firent ressortir le prix moyen du fer à 0^f,287 le kilogramme, et l'on doit certainement attribuer le peu d'élévation de ce chiffre à la grande baisse que subissaient alors les fers, ainsi qu'au chômage presque complet dont l'industrie du bâtiment souffrait à cette époque.

Description. — D'après les dispositions adoptées, ces galeries constituaient un immense damier de 25 mètres de côté subdivisé dans le sens de la longueur en trois travées de 8^m,333.

Chaque ferme, constituant un triangle légèrement arrondi au sommet, reposait en encorbellement sur ses piliers. Les fermes étaient reliées l'une à l'autre par neuf pannes dont trois supportaient le lanterneau. Les entretoises, établies sur les têtes mêmes

des piliers, servaient en outre à supporter le chéneau. (Série G. Pl. 1 à 7.)

Il convient de remarquer ici que, tous les fers entrés dans la composition de l'ossature métallique étant des *fers marchands*, il a été possible de réduire la dépense à son minimum tout en rendant plus facile la revente des matériaux après l'Exposition.

Chaque ferme était constituée au moyen de tôles de 0^m,006 d'épaisseur et de 0^m,30 de largeur qui en formaient l'intrados et l'extrados. Ces deux parties étaient reliées entre elles par des fers cornières de 70/70/7 formant des croix de Saint-André séparées les unes des autres par des fers cornières verticaux de 65/65/6,5. Les piliers, hauts de 8^m,60, étaient constitués, sur deux faces parallèles, par des tôles de 400/6 et, sur les deux autres côtés, par des croisillons. Au pied, une très large semelle les maintenait en place sans l'aide d'aucun boulon de fondation. Une tôle de 400/6 disposée horizontalement au sommet du pilier recevait l'extrémité de la ferme.

Les pannes se composaient d'une âme en tôle bordée de fers cornières de 60/60/6.

L'ossature du lanterneau comportait des montants verticaux en fer cornière de 115/80/7 reliés horizontalement par d'autres fers cornières. Sur les fers horizontaux étaient fixés les fers à T destinés à recevoir les vitres.

Calculs.

Le diagramme ci-dessous (fig. 193) définit la composition de l'ossature et en indique les dimensions générales. L'écoinçon du sommet et les goussets placés à la jonction des poutres et des entretoises avaient pour but d'assurer à la construction une grande rigidité dans le sens transversal et dans la direction longitudinale.

Les calculs qui suivent résument les fatigues moléculaires de chacun des éléments de cette ossature dans les conditions les plus défavorables à la résistance.

Fers à Vitrage.

La partie vitrée comporte deux rampants de longueurs totales de 4^m,778 et 4^m,130 formés chacun de fers à vitrages de [90 × 46] appuyés, par l'intermédiaire

d'attaches en cornières, sur des appuis horizontaux constitués eux-mêmes par des

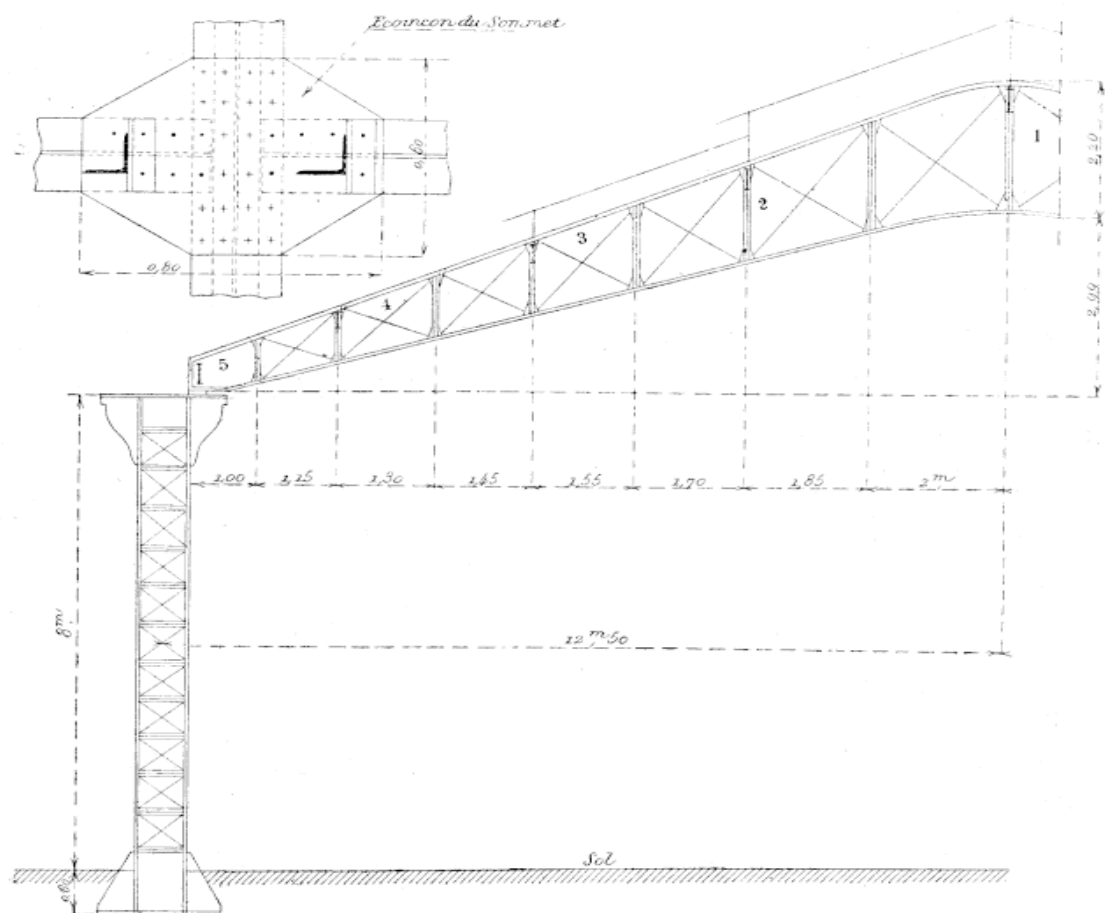


FIG. 193.

cornières portées par des montants verticaux fixés sur les entretoises. Elle est disposée, comme détails d'assemblage et de construction, suivant les indications des figures 194 et 195.

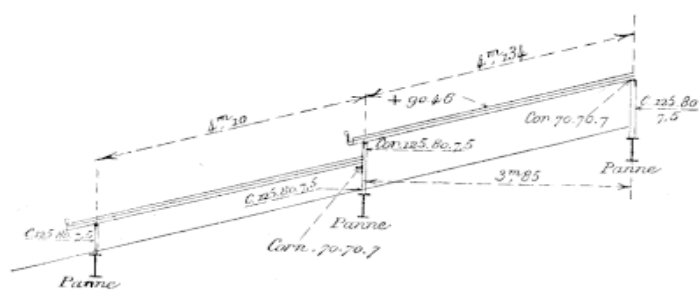


FIG. 194.

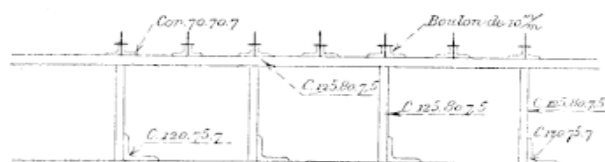


FIG. 195.

La distance de 8^m,333 entre deux fermes étant partagée par les montants verticaux en huit intervalles de 0^m,96 et un de 0^m,63 et les dimensions des fers à vitrage étant partout les mêmes, leurs conditions de résistance doivent être établies pour ceux qui se trouvent être le plus fatigués, c'est-à-dire pour ceux du rampant contre le faitage,

qui sont à une distance de 0^m,48 les uns des autres. Chacun de ces fers est assimilable à un solide reposant sur deux appuis A et B (fig. 196) donnés de position, et soumis à l'action d'une charge verticale uniformément répartie dont la valeur par mètre linéaire de fer est :

$$\begin{aligned} p &= 5^k,8 + 0,48 (12^k + 50^k), \\ p &= 35^k,500, \\ 5^k,8 &\text{ étant le poids du fer,} \\ 12^k &\text{ étant le poids du verre,} \\ 50^k &\text{ étant le poids de la neige.} \end{aligned}$$

Les composantes normales des réactions des appuis se déduisent sans difficulté de cette valeur.

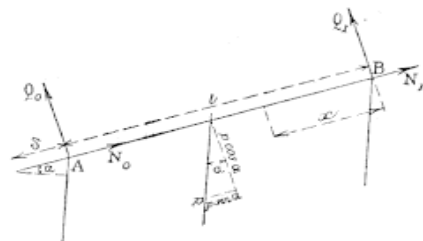


FIG. 196.

Celle Q_0 de l'appui A est donnée par la formule : $Q_0 = \frac{p \cos \alpha}{2l} (l + \delta)^2$, et devient, en remplaçant les lettres par leurs valeurs numériques :

$$Q_0 = \frac{35,5 \times 0,9313}{2 \times 4,134} (4,75)^2 = 89^k,90.$$

Quant à celle Q_1 de l'appui B elle se déduit de la relation :

$$\begin{aligned} Q_1 &= p \cos \alpha (l + \delta) - Q_0, \\ Q_1 &= 33,05 \times 4,75 - 89,90, \\ Q_1 &= 67^k,08. \end{aligned}$$

Les composantes de ces réactions suivant l'axe des pièces sont respectivement :

$$\begin{aligned} N_0 &= Q_0 \operatorname{tg} \alpha = 39,9 \times 0,392 = 25^k,240. \\ \text{et} \quad N_1 &= Q_1 \operatorname{tg} \alpha = 67,08 \times 0,392 = 26^k,295. \end{aligned}$$

Le moment fléchissant dans une section d'abscisse (x), déterminé par la relation $\mu = \frac{p \cos \alpha \cdot x^2}{2} - Q_1 x$, est maximum pour $x = \frac{Q_1}{p \cos \alpha} = \frac{67,08}{33,05} = 2^m,03$, et a pour valeur numérique, dans ce cas : $\mu = -68,09$.

Quant à l'effort longitudinal total dans cette même section, il est représenté par :

$$\begin{aligned} N &= p \sin \alpha \cdot x - Q_1 \operatorname{tg} \alpha, \\ N &= 26,227 - 26,295, \\ N &= -0^k,068. \end{aligned}$$

Cet effort est négligeable à côté des efforts de flexion.

Au profil transversal adopté pour le fer (fig. 197) répond une section de :

$$\omega = 645 \text{ cm}^2,$$

un moment d'inertie par rapport à l'axe (oz) $I = 0,000\,000\,361$,
d'où : $\frac{V}{I} = 124\,700$.

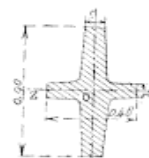


FIG. 197.

La fatigue dans les fibres extrêmes du fer à vitrage a donc pour valeur :

$$R = \frac{124\,700 \times 68,09}{10^6} = 8^k,490.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas sur le fer, la charge linéaire n'est plus que : $p = 5^k,8 + 0,48 \times 12^k = 11^k,56$, et toutes les réactions et fatigues se trouvent diminuées dans le rapport de 33,5 à 11,56, ou de 3,08 à 1.

La fatigue moléculaire dans la section la plus fatiguée n'est plus alors égale qu'à

$$R' = \frac{8,49}{3,08} = 2^k,75.$$

Quant au poids d'un homme circulant sur le vitrage, il augmente les fatigues dues aux charges permanentes dans une mesure qui dépend de l'hypothèse faite sur la fraction de ce poids supportée par chaque fer.

Si, comme cas extrême, on admet que cette fraction soit la moitié, c'est-à-dire une charge verticale de 40 kilogrammes, on aura pour expression du moment fléchissant dû à cette force, en admettant, ce qui est très sensiblement vrai, que la position la plus défavorable occupée par l'homme coïncide avec la section où se produit le plus grand moment fléchissant dû à la charge permanente :

$$\mu = \frac{40 \cos \alpha}{4} \times 4,134, \mu = 38,48;$$

d'où une fatigue moléculaire correspondante : $R'' = \frac{124\,700 \times 38,48}{10^6} = 4^k,88.$

Lorsqu'il n'y a pas de neige, la fatigue cumulée du fait du poids permanent et de celui de l'homme peut donc atteindre la valeur : $R_T = 2,75 + 4,88 = 7^k,63.$

Le cas de circulation d'un homme sur la neige n'est guère à prévoir, car il dégagerait la toiture au fur et à mesure qu'il s'y avancerait. Si, comme cas extrême cependant, on l'admettait, on arriverait à une fatigue possible de 13^k,37 qui ne compromet pas la sécurité lorsqu'elle n'est qu'accidentelle.

Des attaches et des montants.

Les attaches des fers à vitrage sur les montants du faitage, les montants intermédiaires et les montants extrêmes sont figurées dans les croquis ci-après (fig. 198).

Le fer à vitrage ne devrait, d'après les dispositions adoptées, reposer que par ses deux ailes latérales sur les faces verticales des cornières d'attache et le boulon n'intervenir que pour résister à l'effort longitudinal N. Mais, comme il peut arriver que, par suite d'un défaut d'ajustage, ce boulon supporte toute la réaction du fer contre le montant, c'est en considérant cette hypothèse que l'on a déterminé ses conditions de résistance.

Chacun de ces boulons d'attache, d'un diamètre de 12 millimètres, présente comme double section de cisaillement une surface : $\Sigma \omega = 2 \times 113 = 226 \text{ cm}^2.$

Considérons l'appui B et supposons un homme placé sur le fer, juste contre le faitage.

La résultante des forces φ_1 et N_1 , qui est verticale, sera augmentée de la moitié du poids de cet homme, et l'on aura pour effort vertical à supporter :

$$Y'_1 = \frac{67,08}{\cos \alpha} + 40 = 112^k,05.$$

L'effort de cisaillement moyen dans le boulon est donc de :

$$S = \frac{112,05}{226} = 0^k,500.$$

Quant au moment fléchissant, il sera égal très sensiblement à :

$$\mu = \frac{112}{2} \times \frac{0,01}{3} = 0,186,$$

d'où une tension et une compression des fibres :

$$R = \frac{10,1}{d^3} \times 0,186 = 1^k,06.$$

Pour l'appui A, la réaction verticale a pour expression, en admettant que l'homme s'y soit transporté :

$$Y'_0 = \frac{89,90}{\cos \alpha} + 40 = 136^k,5.$$

En C, elle est égale, dans les mêmes conditions, à : $Y''_0 = 59^k,9 + 40 = 99^k,9.$

Et elle devient égale, en C', à : $Y'''_0 = 86^k,7 + 40 = 126^k,7.$

La fatigue mise en jeu dans le boulon en A, quand le fer, par suite d'un défaut d'ajustage, se trouve porté par cet organe, a pour valeur cette mise en jeu en B multipliée par le rapport : $\frac{136,5}{112,05} = 1,22$; elle est donc bien au-dessous des limites de sécurité.

Il en est de même dans les autres assemblages.

Traverses supportant les fers à vitrage.

Elles sont assimilables à un solide fixé sur deux appuis de niveau, à une distance entre eux de 0^m,96, dans un état intermédiaire entre l'appui simple et l'encastrement, et soumises, suivant la position de la traverse, aux pressions verticales dont la figure 199 indique les valeurs et positions.

Elles ont la longueur d'une demi-travée de fermes ; par suite, pour certains intervalles, la traverse est continue ; pour d'autres, il y a un appui libre au-dessus d'un support, si on admet, comme cela a lieu, que les joints entre les fers se trouvent près des montants.

L'hypothèse qui, dans ces conditions, se rapproche le plus de la réalité est donc celle qui assimile la pièce à un solide encastré à l'une de ses extrémités et reposant librement par l'autre extrémité sur un support de niveau.

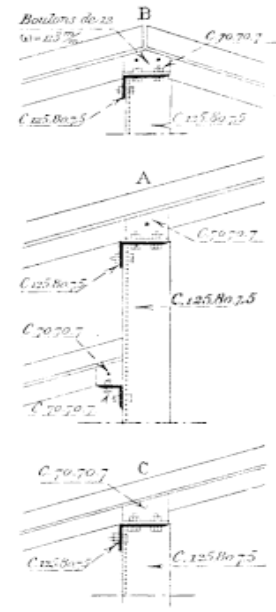


FIG. 193.

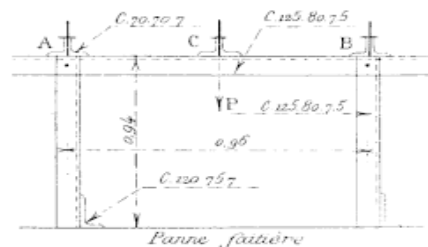


FIG. 199.

On a alors pour expression du plus grand moment fléchissant dans la section d'encastrement : $\mu = \frac{pa^2}{8} + \frac{3}{16} Pa$.

Pour les autres travées de la même barre on peut admettre l'encastrement au-dessus de l'appui; on a alors pour expression du moment fléchissant :

$$\mu = \frac{pa^2}{12} + \frac{2}{16} Pa.$$

mais, comme sa section est constante, c'est pour la première de ces deux hypothèses, la plus défavorable, qu'il faut établir ses conditions de résistance et ses fatigues moléculaires.

1° Traverses de faitage.

Si l'on admet pour P la valeur qui répond à l'hypothèse d'un homme sur chaque fer aboutissant au faitage on a : $P = 2 \times 112^k = 224^k$;

d'où $\mu = 13 \times \frac{(0,96)^2}{8} + 224 \times \frac{0,96 \times 3}{16}$, $\mu = 41,88$.

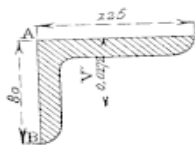


FIG. 200.

Au profil donné à la barre (fig. 200) répondent :

une section : $\omega = 1481^m/m$;

une position du centre de gravité à une distance de la base égale à $V' = 0,0172$,

et un moment d'inertie par rapport à l'axe parallèle à la base passant par ce centre : $I = 0,000\,000\,8$.

Les plus grandes fatigues supportées par la barre sont donc représentées par :

Fibres en A, en compression : $R' = \frac{0,0172}{0,000\,000\,8} \times 41,88 = 0^k,90085$.

Fibres en B, en tension : $R'' = \frac{0,0628}{0,000\,000\,8} \times 41,88 = 3^k,289$.

Quant à la compression sur le sommet de chaque montant, elle est, en tenant compte du poids de la traverse et des cornières qui y fixent les fers à vitrages :

$Q_0 = 2 \times 144 + 13 + 3,5 = 305$, avec les boulons et sans surcharge d'homme, et $Q_0 = 305 + 80 = 385$, si on admet un homme placé au-dessus du montant.

2° Traverses au-dessus des entretoises N° 2.

Dans le cas de la première traverse (fig. 201), celle A' B', on a : $P = 136^k,5$, en

supposant qu'un homme circule sur le vitrage, et $P = 96^k,5$, si on ne prend que la surcharge de neige seule.

Le moment fléchissant maximum auquel ce fer a à résister est donc inférieur à celui qui se rapporte à la traverse du faitage, et comme les dimensions transversales de ces deux traverses sont les mêmes, les fatigues dans A' B' sont moindres que celles dans le faitage, qui sont tout

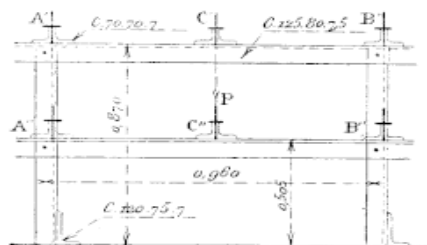


FIG. 201.

à fait acceptables.

A cette répartition de forces répondent comme pressions sur les appuis

$$Q_0 = 2 \times 96,5 + 13^k + 3^k,5 = 210^k,$$

en tenant compte des boulons et sans surcharge d'homme, et $Q_0 = 210^k + 80^k = 290^k$, en admettant un homme sur le montant.

Pour la troisième traverse supportée par les mêmes montants, on a : $P = 100^k$, en nombre rond, dans le cas de la surcharge d'un homme, et $P = 60^k$, dans le cas d'une surcharge de neige seule.

A la pression de ces charges correspond un moment fléchissant maximum :

$$\mu = 7^k \left(\times \frac{(0,96)^2}{8} \right) + \left(100^k \times \frac{0,96 \times 3}{16} \right) = 18,84,$$

soit $\mu = 19$ en nombre rond.

Et comme au profil donné à la traverse répondent un moment d'inertie :

$$I = 0,000\,000\,4366,$$

et des rapports :

$$\frac{V'}{I} = \frac{0,01983}{0,000\,000\,4366} = 45\,300,$$

$$\frac{V''}{I} = \frac{0,03017}{0,000\,000\,4366} = 114\,800,$$

on en conclut que les fatigues atteignent dans les fibres du haut la valeur

$$R' = 0^k,860.$$

et dans celles du bas $R'' = \frac{0,03017}{0,000\,000\,4366} \times 19 = 2^k,181.$

Dans ces conditions, la compression à la base des montants se trouve être égale à $Q_1 = 210 + 120 + 7 + 3,5 + 11,5 + 1,5 = 354^k$ avec boulons et sans surcharge d'homme sur le montant, et $Q_1' = 354 + 80 = 434^k$ avec surcharge d'un homme.

Pour la quatrième traverse on a : $P = 126^k,7$ en admettant le cas de la surcharge de neige et y ajoutant celle d'un ouvrier.

La section donnée au fer étant celle adoptée pour la seconde traverse qui est un peu plus chargée, ses conditions de résistance sont plus favorables et peuvent être acceptées.

A cette répartition de forces répondent, comme pression des montants sur les traverses : $P = 173,4 + 13 + 3,5 + 6,5 + 3 = 200^k$, y compris les boulons, mais sans surcharge d'homme, et

$$P_1 = 200 + 80 = 280^k,$$

si on admet un homme sur le montant.

Partie voligée.

Elle est constituée, suivant les indications de la figure 202, par des fourrures boulonnées sur les entretoises, des membrures de 80 posées parallèlement aux fermes et des planches de 27 clouées sur les membrures, parallèlement aux entretoises, le tout supportant une couverture en zinc n° 12.

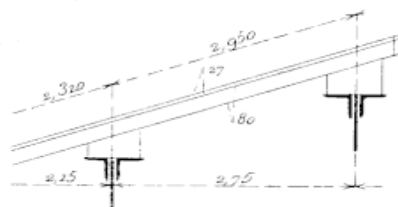


FIG. 202.

Le poids au mètre superficiel de couverture ainsi constituée représente une charge verticale de 120^k, composée de la manière suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zinc} \quad \quad \quad = 4^k,50 \\ \text{Planches de 27} = 16,50 \\ \text{Membrures} \quad \quad = 44,00 \end{array} \right\} = 65^k,$$

soit 70^k avec les recouvrements.

Si on admet une surcharge de neige de 50 kilog., cette charge devient :

$$p = 70 + 50 = 120^k.$$

A ces cotes et charges répond, pour les membrures de la travée de 2^m,95 et dans le cas d'une surcharge de neige de 0^m,50, un moment fléchissant

$$\mu = \frac{pl^2}{8} = 0,25 \times \frac{120}{8} \times (2,95)^2 = 32,62,$$

d'où une fatigue : $R = \frac{6}{0,24 \times 0,08 \times 10} \times 32,62 = 50^k,92$ par centimètre carré.

Un homme se déplaçant sur la partie voligée et agissant par moitié de son poids sur une membrure ajoute à cette fatigue, en admettant l'encastrement à une extrémité et le repos à l'autre, $R' = \frac{15\,620}{10} \left(40 \times \frac{3}{16} \times 2,95 \right) = 34^k,51$ par centim. carré.

Mais, comme nous l'avons déjà expliqué, la simultanéité d'existence de la neige et de l'homme est peu probable.

La réaction contre la panne n° 3 a alors pour valeur, dans le cas de simple surcharge de neige, $pa = 8^m,33 \left(\frac{5}{16} \times 120 \times 2,95 \right) = 921^k,50$,

d'où une surcharge totale sur la panne : $pa = 921^k + (8,33 \times 10^k) = 1\,0005^k$, 10^k représentant le poids de la fourrure et de la partie de bois en dehors de l'axe.

La réaction totale uniformément répartie sur la panne n° 4 a de même pour valeur : $pa = 8,33 \times \frac{11}{16} \times 120 (2,95 + 2,31) = 3\,614^k$.

Quant à celle sur la panne n° 5 elle a pour expression, toujours dans le cas d'une surcharge de neige, $pa = 8,33 \times \frac{5}{16} \times 120 \times 2,31 = 722^k$.

Conditions de résistance des montants.

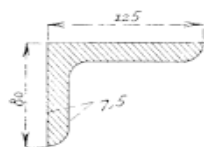


FIG. 203.

Ils présentent tous la même section transversale (fig. 203), soit environ 1 500 millimètres pour supporter des pressions verticales dont la plus grande ne dépasse pas 434^k. La compression par millimètre y est donc insignifiante.

Entretoises.

Elles présentent toutes la même section indiquée (fig. 204), caractérisée par une surface $\Omega = 6\,120$ millimètres, une distance du centre de gravité à la base

A B, $Y = 0,231$ et un moment d'inertie par rapport à l'axe GZ représenté par $I_G = 0,000\,152\,346$, d'où, comme caractéristiques des conditions de résistance de cette section :

$$\text{Fibres supérieures : } \frac{Y'}{I} = \frac{0,169}{0,000\,152\,346} = 1\,109;$$

$$\text{Fibres inférieures : } \frac{Y}{I} = \frac{0,231}{0,000\,152\,346} = 1\,516.$$

Les entretoises sont assimilables pour le calcul à des solides reposant librement, par leurs extrémités, sur des appuis à une distance d'axe en axe égale à $8^m,30$, distance qui sépare les axes des rivets d'attache de l'entretoise aux montants verticaux des fermes.

L'assemblage de l'entretoise, qui pour toutes ces pièces est effectué dans les conditions figurées sur le croquis (fig. 205), se rapportant à l'entretoise n° 1, ne permet pas, en effet, de réaliser l'hypothèse de l'encastrement; car, pour faire naître dans ces conditions un couple dans chaque section d'attache pouvant équilibrer l'effet produit par les charges verticales agissant sur l'entretoise la plus fatiguée, il faudrait trouver dans les boulons d'attache aux consoles et dans ceux reliant l'entretoise aux montants une résistance possible à l'extension et au frottement de près de 9 000 kilog.; il est bien évident que les quatre sections de boulons de 14 représentant 600 millimètres, qui dans chacune de ces directions entreraient en jeu, sont incapables de résister à de pareils efforts.

Le poids constant de l'entretoise étant de 523 kilog. et l'ensemble des pressions exercées par les montants et les longrines d'appui du voligeage sur ces pièces ayant, dans l'hypothèse d'une surcharge de neige de $0^m,50$, les valeurs calculées plus haut, il est facile de déduire de ces éléments la charge verticale totale que supporte chaque entretoise et par suite d'établir leurs conditions de résistance.

Ces charges sont indiquées ci-dessous :

Panne de faitage	N° 1, $\Sigma p_1 = 8 \times 303 = 2\,440^k$,
Panne	N° 2, $\Sigma p_1 = 8 \times 354 = 2\,832^k$,
Panne	N° 3, $\Sigma p_1 = (8 \times 200) + 1005 = 2\,605^k$,
Panne	N° 4, $p_1 a = 3\,614^k$,
Panne	N° 5, $p_1 a = 722^k$.

En y ajoutant le poids de la panne, on obtient :

Panne	N° 1, $\Sigma p_1 = 2\,440 + 523 = 2\,963^k$,
Panne	N° 2, $\Sigma p_1 = 2\,832 + 523 = 3\,355^k$,
Panne	N° 3, $\Sigma p_1 = 2\,605 + 523 = 3\,128^k$,
Panne	N° 4, $p_1 a = 3\,614 + 523 = 4\,137^k$,
Panne	N° 5, $p_1 a = 722 + 523 = 1\,245^k$.

L'expression du moment fléchissant maximum étant, dans le cas d'une charge

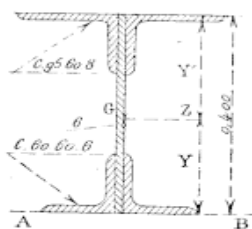


FIG. 204.

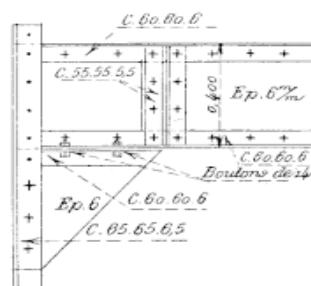


FIG. 205.

uniformément répartie, $\mu = \frac{pa^2}{8} = pa \times \frac{a}{8}$; on en conclut pour valeurs des moments fléchissants auxquels ont à résister les deux pannes le plus et le moins fatiguées :

pour la plus fatiguée : $\mu_m = 4\,137 \times \frac{8,30}{8} = 4\,261$;

pour la moins fatiguée : $\mu_i = 1\,245 \times \frac{8,30}{8} = 1\,282$.

Les efforts moléculaires longitudinaux mis en jeu dans les pannes passent donc comme valeurs extrêmes par des compressions, dans les fibres supérieures, comprises entre $\frac{1\,282 \times 1\,109}{10^6} = 1^k,42$ par $^m/m$ carré, et $\frac{4\,261 \times 1\,109}{10^6} = 4^k,725$

par $^m/m$ carré, et par des tensions, dans les fibres inférieures, comprises entre $\frac{1\,282 \times 1\,516}{10^6} = 1^k,943$ par $^m/m$ carré, et $\frac{4\,261 \times 1\,516}{10^6} = 6^k,450$ par $^m/m$ carré.

Lorsque la charge de neige n'existe pas, la charge verticale supportée par la panne n° 4 se trouve diminuée de $p_a a = 8,33 \times \frac{11}{16} \times 5,26 \times 50 = 1\,281$, et par suite la compression dans les fibres extrêmes supérieures de $\frac{1\,109 \times 1\,281}{10^6} = 1^k,42$,

et la tension dans les fibres inférieures de $\frac{1\,516 \times 1\,281}{10^6} = 1^k,94$;

ce qui ramène la plus grande compression dans les pannes à

$$R' = 4,725 - 1,42 = 3^k,300, \text{ en nombre rond,}$$

et la plus grande tension dans les fibres inférieures à

$$R'' = 6,450 - 1,94 = 4^k,510, \text{ en nombre rond.}$$

Le peu de fatigue que l'on s'est imposé comme règle de calcul de ces pièces se trouve justifié par la condition de ne faire naître que de faibles déformations malgré la hauteur h relativement faible donnée dans un but architectural à ces pièces.

La flèche prise par un solide reposant librement sur deux appuis est en effet donnée par la relation :

$$f = \frac{1}{EI} \times \frac{5}{8} \times \frac{pa^4}{48}, \quad f = \frac{1}{EI} \times \frac{5a^3}{48} \times \frac{Rl}{V}, \quad f = \frac{5}{48} \times \frac{a^2}{Kh} \times \frac{R}{E},$$

montrant que plus h est petit, plus il faut rendre R également petit si on ne veut pas voir augmenter f .

En considérant la panne la plus fatiguée dans le cas de neige, on a :

$$R = 6\,459\,000, \quad K = 0,577, \quad E = 18 \times 10^9, \quad h = 0,40;$$

d'où $f = 0,000\,000\,001\,73 \times R$, $f = 0^m,011$, chiffre tout à fait satisfaisant.

Ferme.

La ferme est un solide étudié de manière à pouvoir être rendu assimilable à une poutre en treillis à fibre moyenne plus ou moins arquée reposant librement par ses

extrémités sur des appuis placés de niveau sur lesquels elle n'exerce que des pressions verticales tant que l'ossature dont la ferme fait partie ne supporte elle-même que des charges verticales.

Pour réaliser cette hypothèse du repos libre sans poussée, il suffit de proportionner les dimensions données aux sections transversales de la ferme de manière que les efforts moléculaires mis en jeu dans les différentes parties de la pièce ne dépassent pas les charges de sécurité caractérisant les propriétés résistantes de la matière.

La composition de la poutre étant celle indiquée dans le croquis (fig. 206), il faut, en un mot, que dans une section verticale MN, passant par un point quelconque de la fibre moyenne, les efforts moléculaires émanant de la portion de ferme à gauche de cette section et agissant sur le système MNO puissent équilibrer les forces agissant sur cette portion de ferme sans que les valeurs de ces efforts rapportés à l'unité de surface arrivent à dépasser les limites de sécurité données.

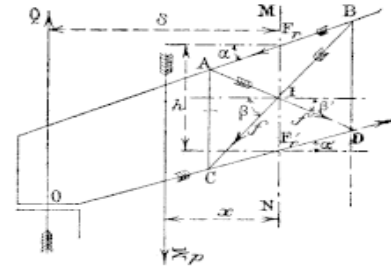


FIG. 206.

Admettons, ce qui est rationnel, que ces efforts moléculaires agissent suivant les fibres des pièces et représentons par F , F' , f et f' les résultantes des actions exercées par les membrures supérieures et inférieures sur MON et par les barres de treillis CB et AD sur ce même système. Nous déterminerons la valeur de ces forces en écrivant qu'elles équilibrent la résultante de la réaction verticale Q exercée par l'appui et des charges Σp agissant sur MON, c'est-à-dire qu'elles équilibrent le moment fléchissant $[\mu]$ et l'effort tranchant $[T]$ dus à l'action de ces forces et donnés tous deux par les relations :

$$\mu = Q\delta - (\Sigma p)x \quad \text{et} \quad T = Q - \Sigma p.$$

Mais comme, dans le cas des treillis considéré, on se trouve en présence de quatre forces pour équilibrer cette résultante de $[Q]$ et de $[\Sigma p]$, le problème semble tout d'abord indéterminé puisque la considération de l'équilibre ne peut donner que trois équations.

On admet, pour le résoudre, que la ferme est composée, en réalité, de deux systèmes superposés, l'un formé par les membrures, les montants et les barres CB comprimées, et l'autre par les mêmes membrures, les mêmes montants et les barres AD tendues, et que chacun de ces systèmes résiste à la moitié de l'action due à la résultante de Q et de Σp . Les efforts longitudinaux se calculent alors sans aucune difficulté, et on obtient les fatigues résultantes en ajoutant celles calculées dans les membrures et dans les montants pour chacune de ces hypothèses.

C'est en suivant cette marche qu'ont été calculés les efforts supportés par les divers éléments de la construction et que l'on en a déduit leurs conditions de résistance.

Calcul des efforts.

Représentons par F_0 et F_1 les deux composantes de F , c'est-à-dire les composantes de la compression dans la membrure supérieure lorsque la moitié de la

résultante de Q et de Σp se trouve équilibrée par les membrures et la barre CB et que l'autre moitié l'est par les mêmes membrures et par la barre AD.

Représentons de même par F_0 et F_1 les composantes de F_r et désignons enfin par f la compression des barres convergeant vers les parties hautes de l'axe de la ferme, et par f' celle des barres convergeant vers les parties inférieures de cet axe.

On obtient, en considérant l'équilibre de chacun de ces systèmes :

$$\text{Système AB, BC, CD.} \quad \left\{ \begin{array}{l} (F_0 \cos \alpha + F_0' \cos \alpha') \frac{h}{2} = \frac{\mu}{2} \\ F_0 \sin \alpha + f \sin \beta - F_0' \sin \alpha' = \frac{T}{2} \\ F_0 \cos \alpha + f \cos \beta - F_0' \cos \alpha' = 0 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (1) \\ (2) \\ (3) \end{array}$$

et :

$$\text{Système AB, AD, CD.} \quad \left\{ \begin{array}{l} (F_1 \cos \alpha + F_1' \cos \alpha') \frac{h}{2} = \frac{\mu}{2} \\ F_1 \sin \alpha + f' \sin \beta' - F_1' \sin \alpha' = \frac{T}{2} \\ F_1 \cos \alpha - f' \cos \beta' - F_1' \cos \alpha' = 0 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (1) \\ (2) \\ (3) \end{array}$$

équations desquelles on déduit

$$F_r = F_0 + F_1, \\ F_r = \frac{\mu}{h} \left[\underbrace{\frac{Tg \beta - Tg \alpha}{\cos \alpha' (2Tg \beta - Tg \alpha) - \sin \alpha'}}_A + \underbrace{\frac{Tg \beta' + Tg \alpha}{\cos \alpha' (Tg \alpha + 2Tg \beta') + \sin \alpha'}}_B \right] + \frac{T}{2} \left[\frac{1}{A} - \frac{1}{B} \right], \\ F_r = \frac{2\mu}{h \cos \alpha} - F_r' \frac{\cos \alpha'}{\cos \alpha}, \quad f = 2F_0' \frac{\cos \alpha'}{\cos \beta} - \frac{\mu}{h} \frac{1}{\cos \beta}, \quad f' = \frac{\mu}{h} \frac{1}{\cos \beta'} - 2F_1' \frac{\cos \alpha'}{\cos \beta'},$$

les quantités F_0 et F_1 ayant respectivement pour expressions :

$$F_0 = \frac{\mu}{h} \left[\frac{Tg \beta - Tg \alpha}{A} \right] + \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{A}, \quad F_1 = \frac{\mu}{h} \left[\frac{Tg \beta' + Tg \alpha}{B} \right] + \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{B}.$$

Une vérification de l'exactitude de ces formules consiste dans la recherche des valeurs F_r , F_r' , f et f' lorsque la poutre devient horizontale, que $\alpha = \alpha' = 0$ et $\beta = \beta'$.

On retrouve alors les formules connues :

$$F_r' = \frac{\mu}{h}, \quad F_r = \frac{\mu}{h}, \quad f = \frac{T}{2 \sin \beta}, \quad f' = \frac{T}{2 \sin \beta}.$$

Le tableau qui suit contient les éléments nécessaires au calcul de μ , de T et des quatre forces F_r , F_r' , f et f' , dans les sections verticales passant par tous les points de croisement des treillis et dans la section milieu (fig. 207), ainsi que les valeurs de ces efforts dans l'hypothèse d'une surcharge de neige de 0^m,50 sur le toit.

Ces efforts connus, on en déduit les fatigues moléculaires dans les éléments rencontrés par la section en divisant chacune de ces forces par la surface de l'élément.

En procédant ainsi, on substitue pour la membrure à l'hypothèse d'une variation des efforts dans la section transversale AD (fig. 208), suivant les ordonnées d'une droite ik , celle de deux groupes de forces limitées à des parallèles (ab) et (cd) à la

NUMÉROS DES SECTIONS.	δ	Σp	x	SECTION DROITE des MEMBRES en m^2 .		DISTANCE verticale des centres de gravité des membres. h	SECTION DROITE DES BARRES de treillis en m^2 .		ANGLES AVEC L'HORIZONTALE.				MOMENT FLÉCHISSANT. μ	EFFORT TRANCHANT. T	EFFORTS LONGITUDINAUX SUIVANT LES AXES DES PIÈCES.			
				SUPÉRIEURES.	INFÉRIEURES.		BARRES VERS LE HAUT.	BARRES VERS LE BAS.	α	α'	β	β'			MEMBRE supérieure. P.	MEMBRE inférieure. P.	TREILLES comprimés.	TREILLES tendus.
1	1,53	1394	1,403	4862	4562	0,845	1421	1421	20°20'	15°39'	46°10'	22°18'	22587	14423	29618	27921	12600	9635
2	2,80	5936	1,165	4862	4562	0,965	1421	1421	20°20'	15°39'	45°	21°49'	37932	10081	41842	40665	9276	5828
3	4,17	6171	2,460	4862	4562	1,115	931	931	20°20'	15°39'	47°12'	24°40'	51610	9846	51375	42868	6997	5331
4	5,67	9612	2,807	4862	4562	1,286	931	931	20°20'	15°39'	49°30'	27°	63836	6405	54052	50741	3854	2623
5	7,30	9972	4,302	6662	6062	1,466	931	931	20°20'	15°39'	50°	28°20'	74025	6045	55648	51989	2934	2505
6	9,075	13776	4,642	6662	6062	1,656	931	931	20°20'	15°39'	50°20'	29°45'	81406	2241	56895	52795	2532	2385
7	11	14285	6,366	6662	6062	1,956	931	931	20°20'	15°39'	49°40'	37°25'	85249	1732	57428	53870	2389	2288
Som.	12	16017	6,576	6662	6062	2,157	0	0	0	0	0	0	86877	0	40407	40407	0	0

Le tableau ci-après résume les fatigues dans les éléments de la poutre calculés dans ces différentes hypothèses :

NUMÉROS DES SECTIONS	MEMBRURES		TREILLIS		SECTION des rivets d'attache des barres aux mem- brures.	RIVETS D'ATTACHE	
	SUPÉRIEURES. COMPRESSION.	INFÉRIEURES. TENSION.	COMPRI- MÉS ou convergeant vers le haut.	TENDUS ou convergeant vers le bas.		BARRES comprimées.	BARRES TENDUES.
1	kil. 5,09	kil. 6,12	kil. 8,93	kil. 6,78	mm. 1224	kil. 10,29	kil. 7,87
2	8,19	8,91	6,53	4,10	1224	7,57	4,79
3	10,56	10,58	7,51	5,73	1224	5,76	4,36
4	11,12	11,12	4,13	2,81	612	6,29	4,29
5	8,35	8,57	3,15	2,69	612	4,78	4,09
6	8,54	8,70	2,72	2,56	612	4,13	3,89
7	8,62	8,89	2,58	2,45	612	3,90	3,73
Sommet.	6,66	6,66	0,00	0,00	000	0,00	0,00

Pilier.

Il est soumis à l'action de deux charges symétriquement placées par rapport à l'axe et pouvant atteindre la valeur $2 Q_1 = 16\,017 \times 2 = 32\,034^k$ lorsque les fermes sont couvertes d'une couche de neige de $0^m,50$.

Lorsque la couche de neige n'existe pas, cette valeur devient

$$2 Q_0 = 10\,217 \times 2 = 20\,434^k$$

La section transversale donnée à ce pilier étant celle indiquée figure 209 est égale à $\Omega = 10\,924^m/m^2$; il en résulte une compression moyenne de $R = 2^k,93$ dans le cas de neige et de $R' = 1^k,87$ quand il n'y a pas de neige.

L'appui de la ferme est réalisé comme il est indiqué (fig. 210), faisant naître



FIG. 209.

dans la section d'encastrement des consoles des efforts tranchants et des moments fléchissants respectivement égaux à :

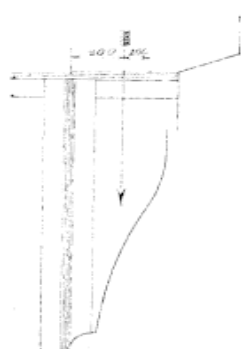


FIG. 210.

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{Q_1}{2} = 8\,009 \text{ (cas de neige)} & \mu_0 &= \frac{Q_0}{2} \times 0,2 = 1\,022, \\ T_0 &= \frac{Q_0}{2} = 5\,109 \text{ (sans neige)} & \text{et} & \\ & & \mu_1 &= \frac{Q_1}{2} \times 0,2 = 1\,602. \end{aligned}$$

La section étant celle indiquée (fig. 211), examinons les fatigues mises en jeu dans chacune des flasques.

On obtient facilement la valeur de y $y = 0^m,126$.

Le moment d'inertie de la section, par rapport à la ligne AB est égal à 0,000 434 768 et celui par rapport à la ligne passant par le centre de gravité G est

$$I = 0,00028723, \text{ d'où } \frac{V}{I} = \frac{0,126}{0,00028723} = 439.$$

La tension des fibres situées en AB est donc

$$R_0 = \frac{439 \times 1\,022}{10^6} = 0^k,45,$$

si l'on suppose qu'il n'y a pas de neige, et

$$R_1 = \frac{439 \times 1\,602}{10^6} = 0^k,70$$

si l'on admet une couche de neige de 0^m,50 d'épaisseur.

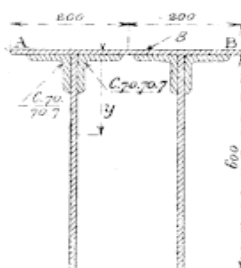


FIG. 211.

Appui sur le socle.

Il est réalisé comme l'indique la figure 212.

En supposant une charge symétrique agissant sur le pilier, on a pour pressions sur le sommet : $2Q_1 = 32\,034^k$, dans le cas de neige, et $2Q_0 = 20\,434^k$, s'il n'y a pas de neige.

Ajoutant à ces pressions le poids du pilier, soit 1 900 kilog., on a déduit pour valeurs des efforts de compression exercés sur le socle :

$$Q = 33\,934^k, \text{ et } Q' = 22\,334^k,$$

d'où des compressions par centimètre carré sur le socle

$$\text{égales à } N_0 = \frac{33\,934}{5\,648} = 6^k,$$

dans le cas d'une couche de neige de 0^m,50, et

$$N'_0 = \frac{22\,334}{5\,648} = 3^k,95, \text{ s'il n'y a pas de neige.}$$

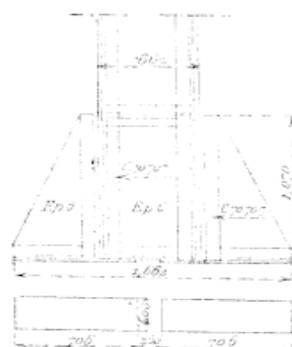


FIG. 212.

Pressions sur le sol.

Ces pressions sont mesurées par celles calculées plus haut, augmentées du poids de la pile de maçonnerie qui est de 17 000 kilog. La surface de contact (fig. 213)

entre le support et le sol étant de 17 400 centimètres carrés, on en déduit pour pression par centimètre carré :

$$N_1 = \frac{33\,934 + 17\,000}{17\,400} = 2^k,92, \text{ dans le cas de neige,}$$

$$\text{et } N'_1 = \frac{22\,334 + 17\,000}{17\,400} = 2^k,26, \text{ s'il n'y a pas de neige.}$$



FIG. 213.

Cas particulier. — Lorsque le pilier ne supporte qu'une ferme reposant sur l'une des consoles, ces chiffres se modifient comme il est indiqué ci-après :

La compression par centimètre carré, due au poids de la ferme sur l'arête AB (fig. 214), donnée par la formule : $R = \frac{2N}{\Omega} \left(2 - \frac{3a}{l} \right)$

dans laquelle $N = 16\,017^k$ (cas de neige), $\Omega = 2\,800 \text{ cm}^2$,
 $a = 0^m,306$, $l = 0^m,706$,



FIG. 214.

devient alors, en remplaçant les lettres par leurs valeurs :

$$R = \frac{32\,024}{2\,800} \left(2 - \frac{918}{706} \right) = 8^k,008, \text{ dans le cas de neige,}$$

$$\text{et } R' = \frac{22\,334}{2\,800} \left(2 - \frac{918}{706} \right) = 5^k,11, \text{ si l'on considère le cas où il n'y a pas de neige.}$$

D'où, en ajoutant la pression uniformément répartie due au poids du pilier et du chéneau, on conclut pour pressions par centimètre carré de contact, en AB :

$$\text{Cas de surcharge de neige : } N_2 = 8^k,008 + \frac{1\,900}{5\,600} = 8^k,347.$$

$$\text{Cas de poids permanent seul : } N'_2 = 5,110 + 0,340 = 5^k,450.$$

Chiffres d'autant plus acceptables que le cas d'une surcharge de neige de $0^m,500$ ne se réalise que très rarement¹.

Montage des fermes de 25 mètres. — Les piliers étaient apportés sur le chantier tout prêts à être posés ainsi que les pannes. Les fermes, au contraire, arrivaient en trois morceaux qui étaient assemblés et rivés à pied d'œuvre.

Chacun des adjudicataires avait adopté, pour cette opération, un système spécial de levage.

La Société des ateliers de Saint-Denis, dont les travaux sur le chantier commencèrent les premiers, employait l'appareil le plus simple, sinon le plus rapide.

Le montage comprenait deux parties : 1° le levage des piliers ; 2° celui de la ferme proprement dite.

1. — Les calculs précédents sont dus à M. Contamin, ingénieur en chef du contrôle des constructions métalliques.

Les piliers pesant environ 1 500 kilogrammes étaient levés sans difficulté au moyen de deux chèvres solidement haubanées. Lorsqu'ils étaient mis en place sur leurs fondations, on levait la ferme au moyen de deux grandes chèvres arrimées, placées au tiers et aux deux tiers de sa longueur. On laissait la ferme descendre sur ses supports et le boulonnage était ensuite effectué. Une feuille de plomb de 0^m,003 d'épaisseur avait été préalablement placée entre la ferme et son support ainsi qu'entre la semelle du pilier et la chape en ciment sur laquelle il s'appuyait.

La Société de Saint-Denis avait à construire et à mettre en place quarante-cinq fermes, soixante piliers et quarante-deux travées de pannes et lanterneaux et, grâce au système adopté, dix-sept hommes seulement furent occupés sur le chantier.

La Société des Ponts et travaux en fer, chargée d'un travail d'une égale importance, employait, pour cette même opération, deux grands pylones en charpente de 15 mètres de hauteur (fig. 215), formés de quatre sapines convenablement reliées entre elles et munies, à leur partie inférieure, de fortes traverses supportant les axes des galets de roulement. Ces galets, au nombre de huit, étaient disposés de façon à permettre aux pylones de se mouvoir dans deux sens perpendiculaires et le déplacement avait lieu au moyen de rails fixés sur des longrines en bois de sapin placées directement sur le sol du chantier. Chaque pylone était muni, à sa partie supérieure, d'une potence de 6^m,10 de longueur portant, à son extrémité, une poulie sur laquelle passait une chaîne devant servir à lever les pannes. Le levage des piliers et de la ferme était effectué au moyen d'une poulie mouflée dont la chaîne, après avoir passé sur un système de trois poulies, venait aboutir au treuil de manœuvre placé à la partie inférieure.

Voici maintenant, dans leur ordre successif, les diverses phases du montage ainsi que la manière d'opérer pour chacune d'elles.

Les piliers avaient été couchés sur le sol, la tête au-dessus du socle de fondation. Chaque pylone était amené sur ses rails, de façon que le crochet de la poulie mouflée fût exactement au-dessus

de la fondation. Le pilier était alors saisi par la tête et le levage commençait. Pour éviter que, par suite de cette manœuvre, le pied du pilier ne vînt heurter tout d'un coup le pylone, on le supportait au moyen d'un petit chariot avançant au fur et à mesure que la tête s'élevait. Une fois les deux piliers debout, ils étaient haubanés et les pylones venaient se placer au tiers et aux deux tiers

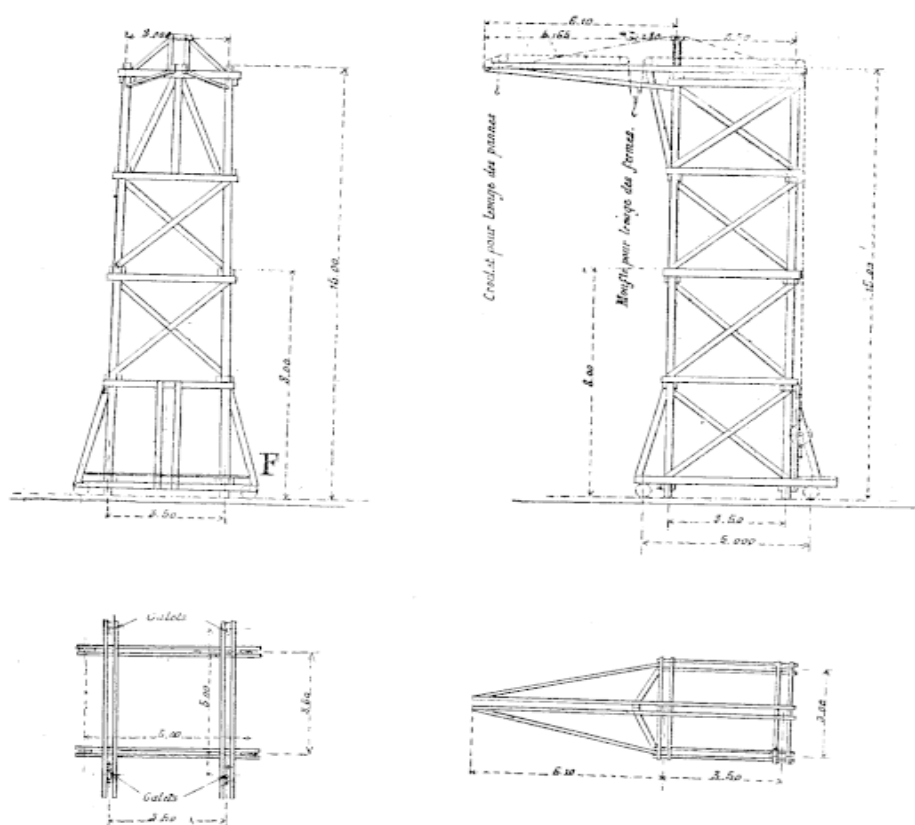


FIG. 215.

de la longueur d'une ferme en se mouvant, sur leurs rails, parallèlement à sa direction.

Par suite de cette manœuvre, tout l'espace de 25 mètres, compris entre les piliers, devait rester absolument libre; aussi l'assemblage des fermes avait-il lieu en dehors de cet espace. Au moment du montage, chaque ferme était roulée sur de gros boullins de façon à être amenée sous les crochets des pylones. Cette opération était malheureusement assez longue et avait l'inconvénient de fatiguer le métal.

Dès que la ferme, fixée aux crochets des pylones, arrivait à hauteur des piliers, on la laissait reposer sur leurs têtes et l'on commençait aussitôt le boulonnage.

Une fois la ferme mise en place, on procédait à l'empannage. L'un des pylones levait la panne faîtière et les deux appareils, s'écartant l'un de l'autre en roulant, levaient successivement les autres pannes ainsi que les entretoises des piliers.

On montait et boulonnait le lanterneau après coup et sans l'aide d'appareils spéciaux. Les diverses pièces qui le composaient, et qui n'offraient d'ailleurs qu'un faible poids, étaient soulevées jusqu'à la ferme au moyen de cordages.

Le chantier de la Société des Ponts et travaux en fer occupait journallement trente-quatre hommes. Ce chiffre comprenait les riveurs, les monteurs et les manœuvres qui déchargeaient les camions et amenaient, à pied d'œuvre, les pièces métalliques.

Le système de montage adopté par cette Société offrait l'avantage d'une grande sécurité dans toutes les manœuvres. Il assurait, en outre, un réglage facile au moment même de la pose des fermes et des piliers.

M. Roussel, adjudicataire du troisième lot, opérait avec un plus grand nombre d'appareils, ce qui lui a permis d'avancer rapidement. Voici quelle était sa méthode.

Le levage de la ferme, des piliers et des pannes s'effectuait au moyen de chèvres distinctes. On employait, pour les piliers, deux chèvres à coulisses, une pour chaque pilier (fig. 216). La rallonge formée par un fer à double T couissant dans les guides en tôle, ne servait que pour l'empannage. Chaque chèvre était munie d'un treuil à bras dont la chaîne, passant sur deux poulies supérieures, se terminait par un crochet d'attache. Au moment du levage, on amenait cette chèvre vis-à-vis d'un socle de fondation. Le pilier était saisi par le milieu de sa longueur et, une fois arrivé à hauteur suffisante, était descendu jusqu'à ce qu'il reposât sur sa fondation.

Cela fait, on procédait au levage de la ferme. Les figures don-

ment les détails de la grande chèvre roulante à potence qui servait à cette opération ainsi qu'au levage de la panne faîtière.

Cette chèvre (fig. 217) restait constamment dans l'axe de la galerie et comme les fermes étaient assemblées et rivées à l'endroit même de leur montage, les rails sur lesquels se déplaçait la chèvre avaient été établis à 2 mètres de hauteur au-dessus du sol,

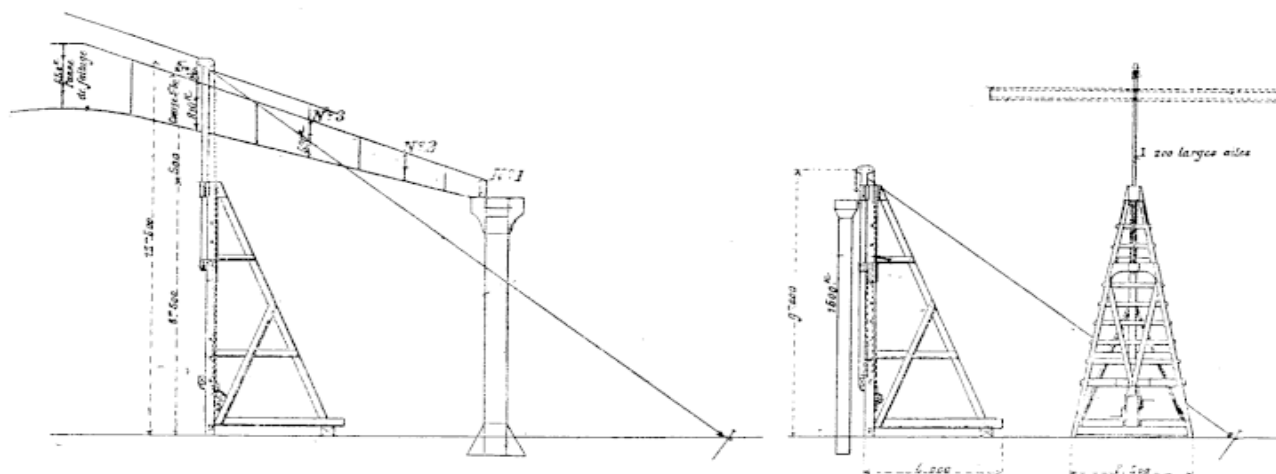
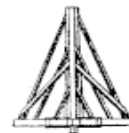


FIG. 216.

de façon à pouvoir passer au-dessus des fermes couchées sur leurs chantiers.



L'opération elle-même s'effectuait au moyen d'une poulie mouflée à crochet dont la chaîne, passant sur deux poulies supérieures, allait s'enrouler autour d'un treuil. La figure 217, qui donne une vue latérale de la chèvre, indique les deux phases de cette opération consistant à saisir la ferme au milieu de sa longueur et à la soulever jusqu'à ce qu'elle vint reposer sur ses piliers.

Une fois la ferme mise en place, on procédait à la pose de la panne faîtière au moyen de la potence qui supportait, à ses extrémités, deux poulies sur lesquelles passait une chaîne enroulée autour d'un treuil distinct de celui qui servait à lever la ferme.

Les chèvres à coulisses qui se déplaçaient parallèlement à la ferme, étaient employées au montage successif des autres pannes intermédiaires et des entretoises des piliers. Le chan-

tier de M. Roussel qui, avec celui des Ateliers de Saint-Denis,

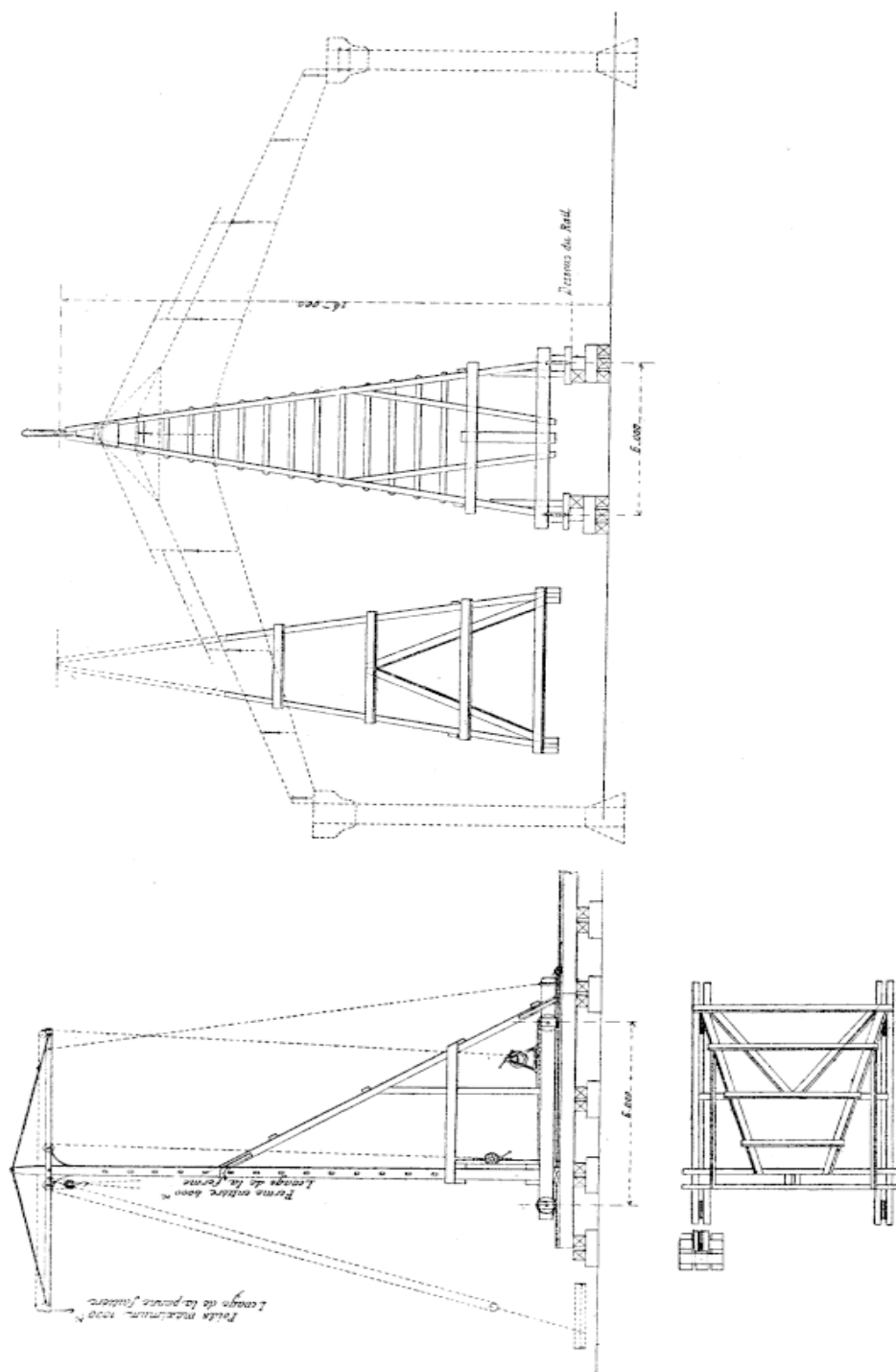


FIG. 217.

occupait le plus petit nombre d'hommes, comprenait 29 ouvriers.

La Société des Forges de Franche-Comté, adjudicataire du qua-

trième lot, opérait d'une façon toute particulière et, au lieu de faire mouvoir les appareils de montage perpendiculairement à la direction des fermes, elle les déplaçait parallèlement à cette direction. Il faut, pour comprendre cet ingénieux système, supposer qu'un certain nombre de travées sont déjà montées (figures 218). Les rangées de fermes n° 1 et 2 avaient été levées les premières en déplaçant les échafaudages de gauche à droite. Après que 6 travées avaient été montées en marchant dans le même sens, on retournait les appareils et l'on montait, en allant de droite à gauche, les rangées n°s 3 et 4. Arrivés à l'extrémité gauche, les échafaudages

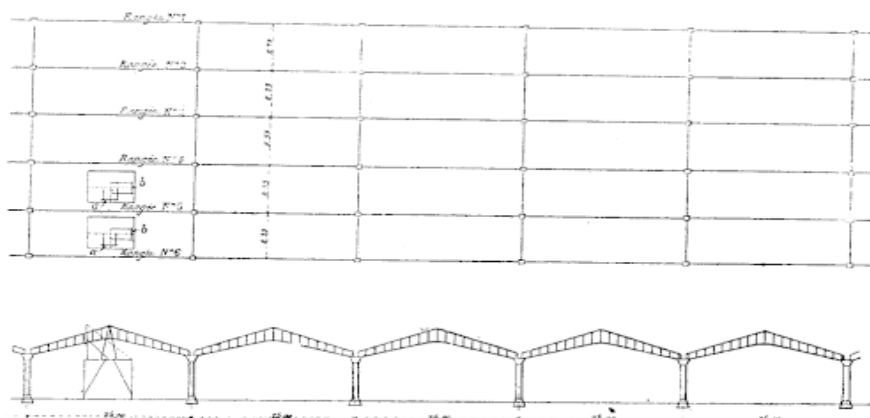


FIG. 218.

étaient retournés et l'on repartait de gauche à droite en montant les rangées 5 et 6 dont la position se trouve indiquée dans la figure.

Chaque échafaudage (il y en avait deux identiques) portait deux chèvres destinées à monter les fermes, les piliers et les pannes. La chèvre A servait au montage des piliers et des fermes; la chèvre B à l'empannage.

Ces échafaudages étaient munis, à leur partie inférieure, de 4 galets de roulement en fonte qui se déplaçaient dans des fers en U posés directement sur le sol du chantier.

Les appareils de montage n'offraient rien de particulier. C'étaient des chèvres ordinaires (fig. 219) solidement fixées à la plate-forme de l'échafaudage par des équerrres et des contrefiches.

Cinquante ouvriers ont été occupés sur le chantier des Forges

de Franche-Comté. Ce chiffre, relativement élevé, s'explique par l'extrême rapidité du montage qui nécessitait plusieurs équipes de riveurs destinés à alimenter sans interruption les équipes d'ouvriers monteuses. Mais ce système avait l'inconvénient de n'offrir, au commencement du montage, qu'une faible stabilité, et la surface considérable que présentait au vent l'alignement des six fermes, pou-

vait occasionner leur chute.

Le tableau ci-après résume les résultats comparatifs obtenus par le montage des quatre entreprises.

Ce tableau ne comprend pas la totalité des fermes de 25 mètres. Une partie de ces fermes avait été réservée et n'était pas comprise dans la première adjudication. Elle fut ajoutée

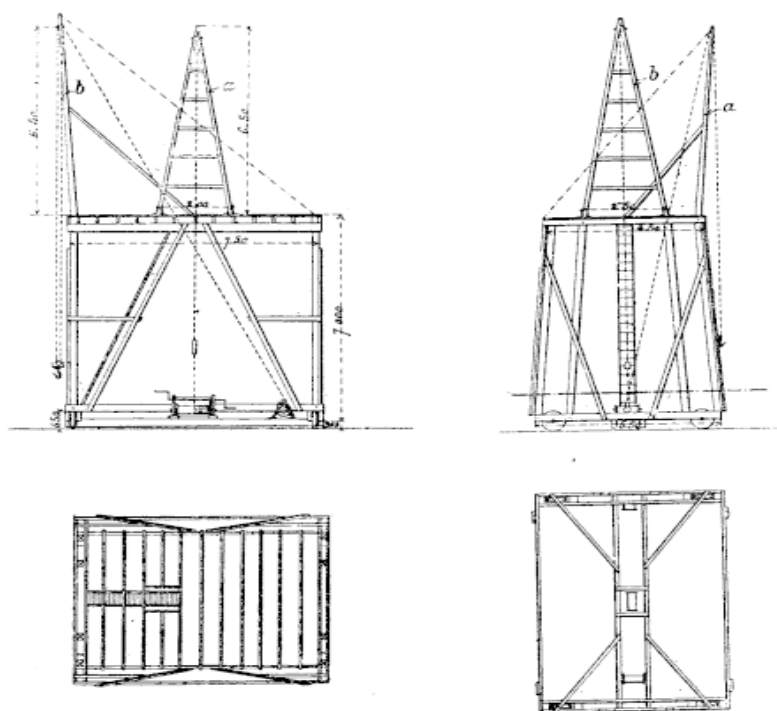


FIG. 219.

postérieurement aux travaux des fermes de 15 mètres.

Les travaux de montage du palais des Expositions diverses, commencés dès les premiers beaux jours de 1887, ont été terminés vers le mois de septembre de la même année. Ils ont exigé la mise en œuvre de 4 954 824 kilogrammes de fer répartis entre les pièces ci-après :

Piliers.	626 200 kilog.
Pannes.	1 465 574 —
Fermes	1 672 239 —
Entretoises des piliers. . . .	116 012 —
Lanterneaux	1 074 799 —
TOTAL.	4 954 824 kilog.

ENTREPRISES.	DÉSIGNATION des PARTIES MÉTALLIQUES.	NOMBRES	POIDS TOTALISÉS.	SYSTÈME DE MONTAGE ADOPTÉ.	NOMBRE d'hommes employés.	QUANTITÉS moyennes montées par jour.	OBSERVATIONS.
Société des Ponts et travaux en fer.	Fermes.	45	kilogr. 220,812	Deux pylones rotatifs servant au mon- tage des fermes, piliers et pannes.	34	Une travée et demie.	
	Piliers.	60	92,516				
	Pannes.	378	494,676				
	Entretoises des piliers.	56	46,850				
	Lanterneaux.	42	437,983				
Société des Forges et ateliers de Saint-Denis.	Fermes.	45	213,263	Deux chèvres ordinaires armées servant au montage de la ferme; Deux autres chèvres servant, l'une au montage des piliers, l'autre à en- panner.	17	Une travée	
	Piliers.	60	89,040				
	Pannes.	378	488,059				
	Entretoises des piliers.	56	46,217				
	Lanterneaux.	42	433,938				
M. Roussel.	Fermes.	130	618,224	Une chèvre roulante à potence servant au montage de la ferme et de la panne faîtière; deux chèvres à coulisse servant à monter les piliers et les pannes.	29	Deux travées et demie.	
	Piliers.	150	221,664				
	Pannes.	1107	540,631				
	Entretoises des piliers.	142	44,325				
	Lanterneaux.	123	395,815				
Société des Forges de Franche-Comté.	Fermes.	130	619,940	Deux échafaudages roulants supportant chacun deux chèvres; l'une servant à monter la ferme et les piliers, l'autre montant les pannes.	50	Trois travées et demie.	
	Piliers.	150	222,980				
	Pannes.	1107	542,208				
	Entretoises des piliers.	142	44,620				
	Lanterneaux.	123	407,064				

Le prix moyen du kilog. a été de 0^{fr},345; la surface de ces galeries étant de 81 270 mètres, le prix du mètre carré de la construction métallique ressort à 22^{fr},88.

GALERIES DE 15 MÈTRES SUR LES AVENUES.

Le type de ferme adopté pour les galeries donnant sur les avenues Suffren et La Bourdonnais était le même que celui des fermes de 25 mètres. Ces galeries n'offraient, par conséquent, aucun caractère particulier et le système de montage employé pour leur construction ne présentait aucune disposition nouvelle.

Lorsque les ossatures furent mises en place, on posa la dernière travée de pannes des galeries de 25 mètres venant se relier aux fermes-rideaux qui limitaient ces dernières et s'appuyaient sur les piliers communs aux galeries de 25 mètres et de 15 mètres.

Chacune des fermes de 15 mètres pesait, en moyenne, 1 976 kilog., ce qui, par mètre superficiel, donne un poids presque égal à celui des fermes de 25 mètres. L'ensemble de ces galeries représentait un poids total de 595 200 kilog. s'appliquant à une surface couverte de 9 300 mètres.

GALERIES DE 15 MÈTRES SUR LES JARDINS.

Aussitôt après l'achèvement des galeries latérales, les entrepreneurs commencèrent la construction des fermes de 15 mètres à un rampant formant promenoirs sur le jardin et servant de liaison entre le Dôme central, les pavillons d'angles et les palais des Beaux-Arts et des Arts libéraux. L'existence d'un plafond entraînait ici une différence notable dans le mode de construction, en nécessitant l'emploi de poutres de 0^m,55 de hauteur composées d'une âme de 0^m,006 d'épaisseur et de 4 cornières de 0^m,065 $\times$ 0^m,065 $\times$ 0^m,0065 qui constituaient les pièces principales des dites fermes.

Le rampant recevant la toiture comprenait deux cornières de 0^m,070 $\times$ 0^m,070 $\times$ 0^m,007 servant d'arbalétriers, soutenues, tous les trois mètres environ, par des potelets qui s'appuyaient sur la

poutre elle-même. Chaque ferme ainsi composée pesait 2 070 kilog.

Tout autour du jardin, régnait un grand bâtis en fer, aussi haut que la ferme elle-même, destiné à recevoir la frise décorative des façades et à masquer l'ensemble des toitures des galeries; enfin les fermes étaient supportées par des colonnes en fonte. Toutes ces pièces, exécutées avec un soin remarquable, sortaient des fonderies de Brousseval. (Série G, Pl. 12.)

La construction de ces galeries qui, pour une surface couverte

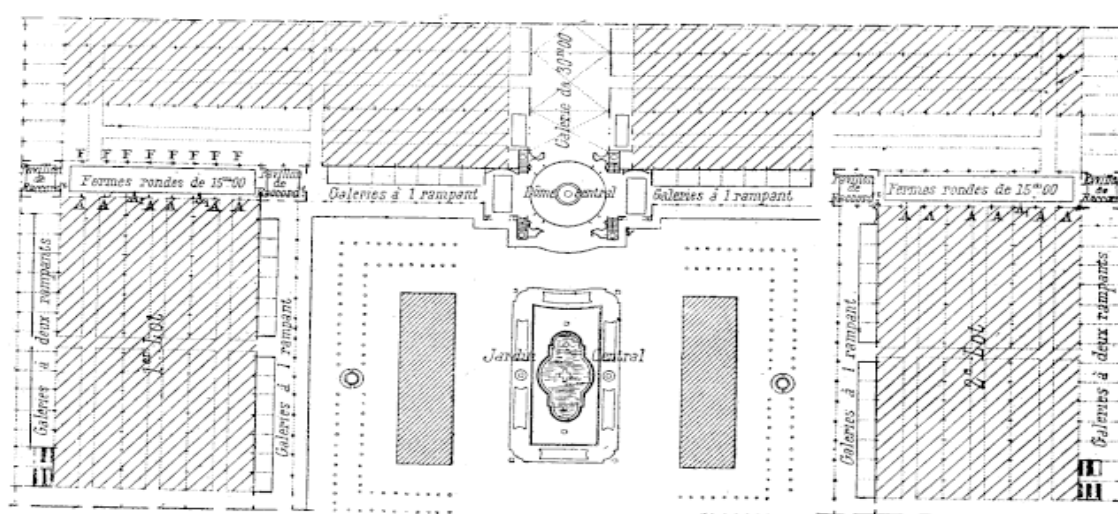


FIG. 220.

de 6 000 mètres, représentaient un poids total de 290 010 kilog., s'est effectuée par les mêmes procédés de montage que ceux des fermes de 25 mètres.

GALERIES SURÉLEVÉES DE 15 MÈTRES.

Au montage de ces galeries succéda la mise en place des galeries surélevées de 15 mètres reliant entre eux les pavillons de raccordement et formant la soudure des galeries de 25 mètres (voir le plan d'ensemble). Ces galeries, au nombre de deux, étaient symétriquement disposées par rapport au grand axe du Champ de Mars. Chacune était composée d'une succession de 8 fermes entretoisées entre elles par un système de 7 pannes. Ces fermes, qui offraient un

écartement de 8^m,33 d'axe en axe, reposaient sur des piliers métalliques de trois types différents A, A₁, F.

On voit, en se reportant à la figure 220, que pour le lot n° 1, la ligne des faitages des fermes était perpendiculaire à celle des faitages des fermes du lot adjacent. C'est de là que provient la différence existant entre les trois types de piliers.

Tandis que les piliers A₁, espacés de 25 mètres, recevaient de chaque côté une poutre supportant un pan de fer placé au-dessus d'elle et, dans un plan perpendiculaire, la retombée d'une ferme de 15 mètres, les piliers F, écartés de 8^m,33, recevaient, indépendamment d'une poutre analogue, la retombée d'une ferme de 25 mètres et d'une de 15 mètres. Dans l'intervalle, entre deux piliers A₁, les fermes de 15 mètres étaient soutenues par des piliers du type A espacés de 8^m,33.

Ces divers piliers étaient entretoisés par des poutrelles en treillis très légères, analogues aux poutrelles sous chéneaux des fermes de 25 mètres déjà montées. Les fermes venant reposer, d'un côté, sur les piliers F et, de l'autre, sur les piliers A et A₁, avaient une portée de 15 mètres et étaient espacées, entre elles, de 8^m,33. Deux gros fers à U, de 220 × 80 × 10, formaient leur intrados en plein cintre, tandis que l'extrados, en ligne droite, était constitué par deux cornières. Les cornières et les fers à U étaient réunis par une âme en tôle que venaient moiser, dans les tympans et au faitage, des barres de treillis et des montants en fer cornière. (Série G, Pl. 14.)

La poussée des fermes sur les piliers était détruite par un tirant en fer rond de 0^m,02 de diamètre, situé à 0^m,25 de la ligne des naissances et soutenu, au milieu de sa longueur, par une tige de suspension en fer rond de 0^m,015 de diamètre. Les détails du tirant indiquent les modes de fixation sur la ferme et la disposition particulière de la lanterne de serrage qui permettait de régler la longueur et la tension du tirant et de son aiguille de suspension.

Les diverses fermes étaient réunies, entre elles, par un système de 7 pannes de 0^m,30 de hauteur, dont cinq à treillis et les deux autres à âme pleine destinées à soutenir le chéneau de la galerie.

L'éclairage et l'aération étaient obtenus au moyen d'un lanterneau vitré reposant sur les cinq pannes à treillis par l'intermédiaire de montants en fers cornières de $\frac{100 \times 60}{8}$ espacés de 0^m,96 et réunis par une cornière horizontale sur laquelle venaient reposer les fers à vitrage. Ce système est d'ailleurs analogue à celui qui avait été adopté pour les fermes de 25 mètres.

Il convient d'ajouter que la forme plein-cintre des fermes employées pour ces deux galeries a beaucoup contribué à donner à l'ensemble une belle harmonie de lignes et un aspect vraiment décoratif. Chaque ferme pesait 3 400 kilog. et le poids total des constructions s'est élevé, pour une surface couverte de 2 250 mètres, au chiffre de 248 850 kilog.

PAVILLONS DE RACCORDEMENT

Les quatre pavillons situés aux extrémités des galeries de 15 mètres surélevées étaient destinés à relier entre elles les galeries de 15 mètres à un rampant, formant promenoirs autour du jardin central, ainsi que les galeries extérieures de 15 mètres parallèles aux avenues Suffren et La Bourdonnais.

Ces pavillons, dits de raccordement, étaient de deux types différents. Le premier s'appliquait aux deux pavillons englobés dans les fermes de 15 mètres à un rampant et situés aux angles du jardin central. Ils étaient construits sur plan rectangulaire et mesuraient, d'axes en axes des appuis, 15 mètres sur 16^m,166.

Les pavillons du type B s'élevaient en façade sur les avenues Suffren et La Bourdonnais et donnaient accès aux galeries surélevées de 15 mètres. Ils étaient bâtis sur plan carré et mesuraient 15 mètres de côtés.

L'ossature métallique était d'ailleurs la même pour les deux types. Chacun des pavillons comprenait quatre piliers carrés de 1^m × 1^m supportant le comble. A leur partie supérieure, ces piliers étaient entretoisés par une poutrelle en treillis couronnant

un pan de fer de remplissage qui formait séparation entre ce pavillon et les galeries de 15 mètres.

Le comble des pavillons, dont le sommet s'élevait à 28 mètres au-dessus du sol, était formé de deux croupes droites dont les fermes rigides étaient composées de poutres en treillis. Dans les pavillons du premier type, ces deux croupes laissaient entre elles un long pan de 2 mètres, tandis qu'au contraire les croupes des pavillons du second type se rejoignaient complètement.

A leur partie supérieure, les arêtières venaient buter contre une ceinture métallique destinée à supporter un grand motif décoratif qui couronnait chaque pavillon. (Série F, Pl. 19.)

La face des pavillons regardant la galerie de 15 mètres surélevée avait été conservée à jour jusques et y compris l'arc en fer, avec claustra à partir du linteau jusqu'à l'intrados de l'ouverture.

A l'extérieur, les pylones et les pans de fer avaient reçu des motifs en briques encadrés par les cornières d'angles et par les ailes des fers à T dont il a été parlé plus haut. L'ossature métallique de ces pavillons, dont le montage avait été fait au moyen d'un échafaudage intérieur à toute hauteur, avait été confiée par moitié à M. Roussel, entrepreneur, et à la Société des Forges de Franche-Comté.

Ces constructions, occupaient une surface totale de 930 mètres.

GALERIE DE 30 MÈTRES

Pour terminer tout ce qui a trait à l'ossature métallique, il reste à parler de la galerie de 30 mètres, qui constituait, en quelque sorte, le grand vestibule de l'Exposition. Cette voie, longue de 167 mètres, occupait une superficie de 5 010 mètres. Située dans l'axe du Champ de Mars et coupant longitudinalement le palais des Industries diverses en deux parties égales, elle était destinée, par ses dispositions spéciales et ses vastes proportions, à jouer le rôle d'artère centrale où devaient converger de toutes parts les visiteurs, avant de pénétrer dans l'immense nef du Palais des Machines. (Série F, Pl. 18.)

L'ossature métallique de cette galerie comprenait 7 fermes reposant sur piliers et reliées entre elles par des pannes de 25 mètres de portée. Ces fermes, dont les ogives surbaissées constituaient un ensemble harmonieux, avaient beaucoup de caractère et une grande hardiesse de lignes. Sur les côtés, la galerie était close par des pans de fer qui servaient, en outre, d'entretoises destinées à assurer la rigidité de la construction tout entière. (Série G, Pl. 8, 9, 10, 11.)

Contrairement aux aménagements adoptés pour les autres galeries, la lumière ne pénétrait pas ici par des lanterneaux établis dans la partie supérieure de la toiture. Elle arrivait par de grandes verrières latérales qui occupaient en longueur toute la partie comprise entre le dessous du chéneau de cette galerie et le faîtage des galeries de 25 mètres. Ce système a permis de nettement accuser toute la construction métallique du comble dont la surface était totalement garnie par le voligeage.

La courbe de l'intrados de la ferme était formée de quatre arcs de cercle. Ceux du sommet avaient un rayon de 28^m,1968. Le rayon des arcs situés aux deux extrémités était de 8^m,343.

Dans chaque ferme de 30 mètres, les membrures étaient formées de fers plats de 0^m,45 × 0^m,01, tandis que les croisillons étaient faits avec des cornières de 0^m,090 × 0^m,090 en 9 millimètres d'épaisseur.

Les pannes de 25 mètres de portée qui reliaient les fermes entre elles avaient une hauteur de 1^m,10 et étaient composées, pour les chapeaux, de plats de 350/8 millimètres dans la partie supérieure et 200/8 millimètres dans la partie inférieure; le croisillonnement était constitué par des cornières de 0^m,070 × 0^m,070 en 7 millimètres et par des fers plats de 0^m,100 × 0^m,007.

Les travaux de montage de cette galerie concédés en deux lots à la Société des Forges de Franche-Comté et à M. Roussel ont nécessité des procédés spéciaux qui exigent une description minutieuse. Grâce à une installation préliminaire très intelligemment conçue, tant pour la rapidité d'exécution que pour la sécurité des ouvriers, la Société adjudicataire du premier lot a pu commencer

la pose des premiers fers le 28 juillet 1888. Cette installation, dont la maison Roussel s'est ensuite servie pour le montage du second lot, comprenait, pour le levage des fermes — qui représentaient chacune un poids de 28 400 kilog., — un pylône placé sur rails dans l'axe de la galerie et deux échafaudages établis en dehors des cloisons latérales et qui servaient, en outre, à dresser les pans de fer, ainsi que les piliers supportant les fermes (fig. 221). Un échafaudage spécial, installé en arrière du pylône, opérait le montage des pannes. Il avait commencé à fonctionner aussitôt après la mise en place des deux premières fermes.

Le montage des fers fut effectué de la manière suivante. Les deux échafaudages latéraux levèrent tout d'abord les piliers pendant que l'on achevait de river la ferme. Puis le grand pylône fut placé de façon que cette dernière, une fois suspendue à la hauteur voulue, vint retomber exactement sur les têtes des piliers.

La ferme complètement terminée reposait sur calages autour du pylône. Les deux pieds, munis de pièces en fonte formant articulations, étaient fixés sur des wagonnets roulant parallèlement à l'axe de la galerie. Au droit de la retombée des premières pannes, en partant du faitage, étaient disposées les pièces recevant l'amarrage des chaînes des deux treuils fixés au bas du pylône. Ces treuils, de la force de 20 tonnes, étaient du système Megy, Etcheveria et Bazan, à limite de charge. Cet appareil permet de voir facilement si la ferme prend poids d'un côté. Dans ce cas, le treuil, recevant la charge anormale, tourne sans effet jusqu'à ce qu'elle soit de nouveau répartie également. Des treuils du même système, placés sur des échafaudages latéraux, soutenaient les deux angles de la ferme. La limite de charge, pour chaque treuil, était rigoureusement réglée à 6 tonnes afin d'éviter, par des efforts supérieurs, le soulèvement des pieds reposant sur les wagonnets. En outre, les différentes inclinaisons que prenait la ferme pendant le montage avaient nécessité l'emploi de pièces articulées établies à ses angles et auxquelles venaient s'amarrer des chaînes.

Pendant la première phase du levage, qui consistait à relever la ferme, il s'exerçait sur ses pieds, pendant que les treuils prenaient charge, un effort horizontal tendant à déplacer les wagonnets dans un mouvement de recul sur les pylônes. Pour obvier à cet

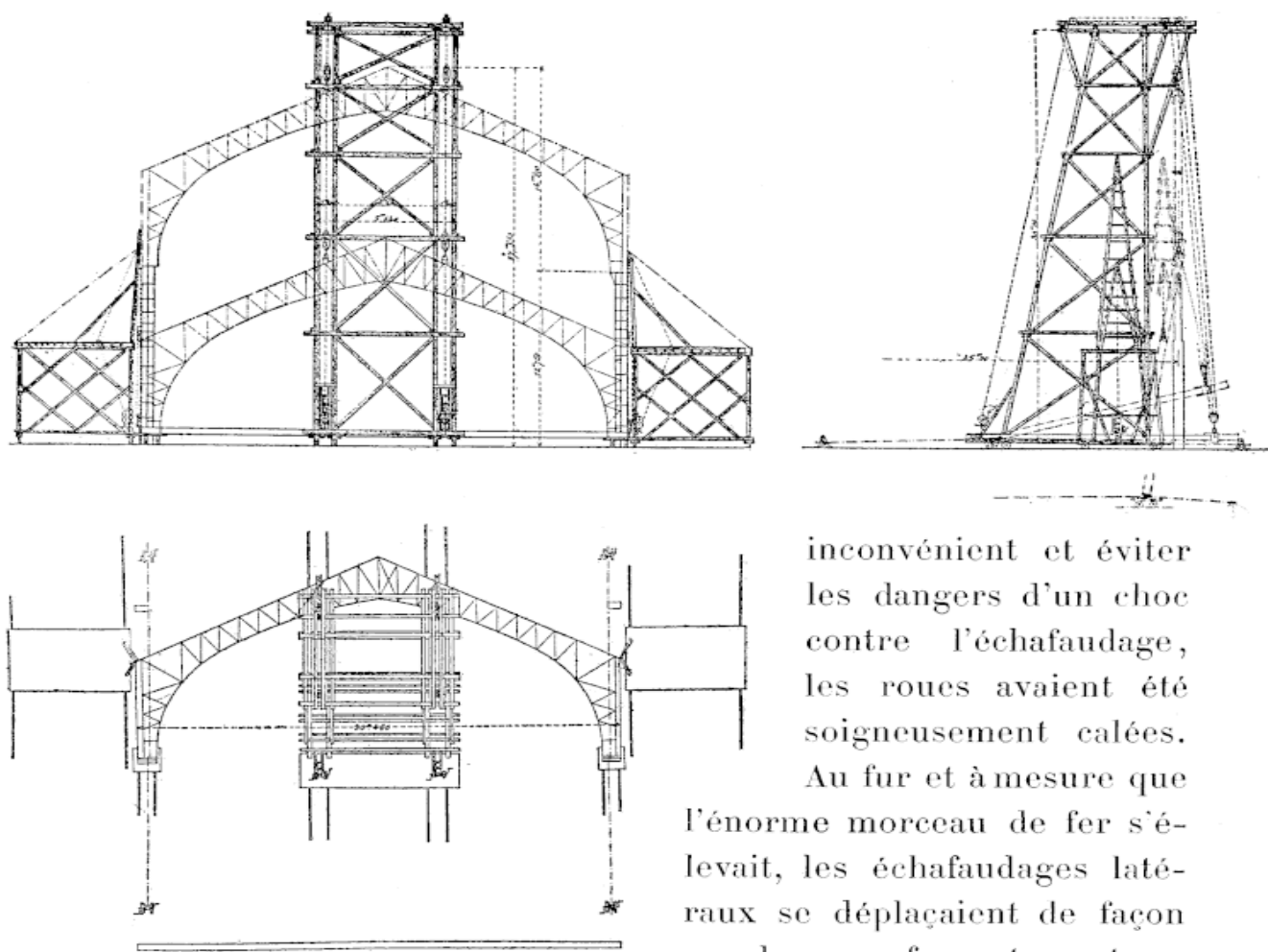


FIG. 221.

inconvenient et éviter les dangers d'un choc contre l'échafaudage, les roues avaient été soigneusement calées. Au fur et à mesure que l'énorme morceau de fer s'élevait, les échafaudages latéraux se déplaçaient de façon que les axes fussent constamment en ligne droite avec les angles de la ferme. Les chaînes des petits treuils, toujours maintenues ainsi dans une position verticale, ne pouvaient contrarier la manœuvre.

Aussitôt que l'intrados de la ferme était prêt à toucher la face du pylône, on agissait sur les wagonnets au moyen de deux treuils pour les faire avancer exactement au droit de celui-ci. En même temps, les appareils de levage continuaient à fonctionner jusqu'au

moment où les pieds de la pièce à monter quittaient les wagonnets. On enlevait alors les articulations devenues inutiles et, avant de recommencer la manœuvre, on amarrait au bas de la ferme les câbles de deux treuils placés en avant du pylône, afin d'éviter

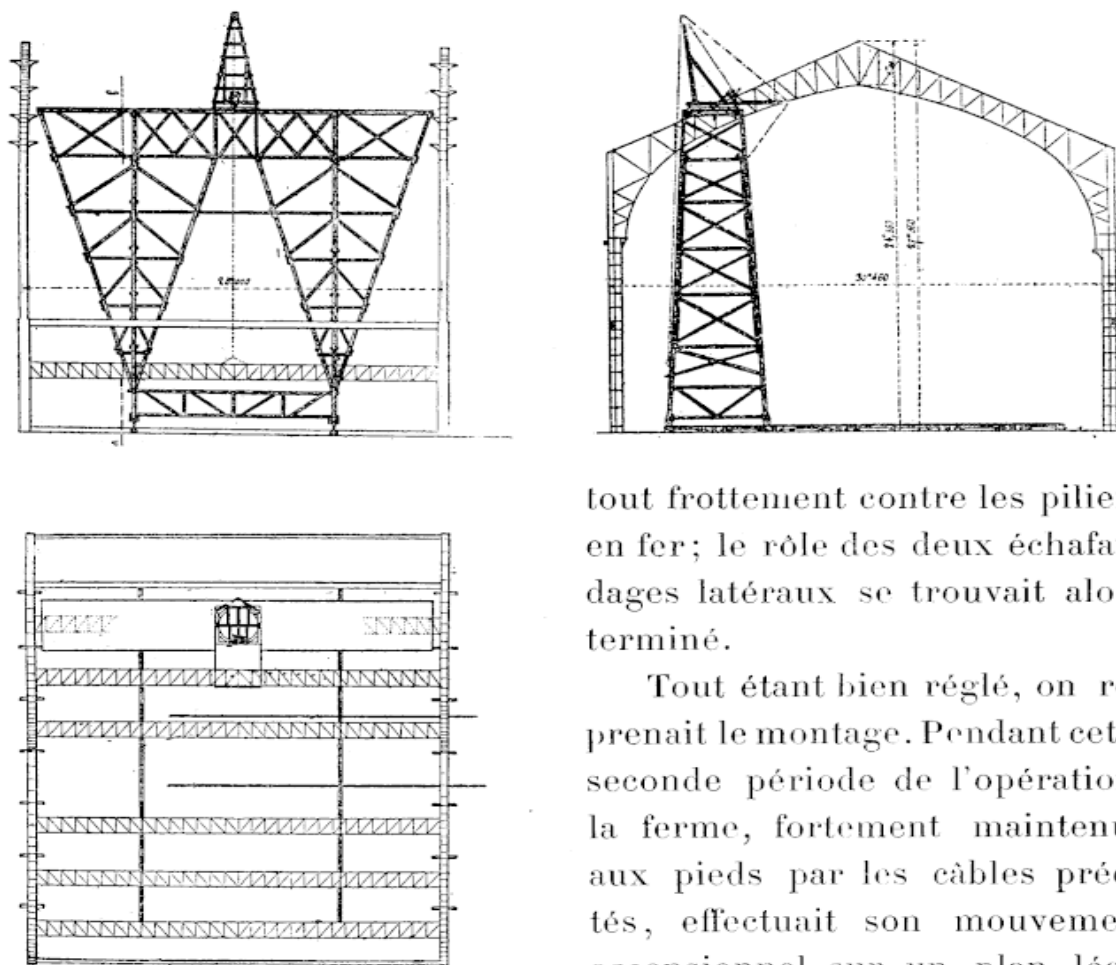


FIG. 222.

tout frottement contre les piliers en fer; le rôle des deux échafaudages latéraux se trouvait alors terminé.

Tout étant bien réglé, on reprenait le montage. Pendant cette seconde période de l'opération, la ferme, fortement maintenue aux pieds par les câbles précités, effectuait son mouvement ascensionnel sur un plan légèrement incliné. Dès qu'elle était

arrivée à la hauteur voulue, on lâchait les cordages qui la maintenaient dans cette position et, une fois bien verticale, les treuils de 20 tonnes la laissaient retomber lentement sur ses bases.

Voici maintenant comment se faisait le levage des pannes :

Un châssis en fer, monté sur pivot et chemin de roulement circulaire (fig. 222), était placé sur l'échafaudage spécial, en arrière du pylône. Sur ce châssis était adapté une chèvre s'abaissant à

volonté, afin de pouvoir passer sous les pannes et les fermes mises en place. Les montants de l'échafaudage étaient munis de glissières en fer destinées à servir d'appuis aux pannes en montage et à leur éviter toute déformation.

Dès que les pannes d'un versant étaient fixées, on faisait faire demi-tour au châssis ; l'échafaudage était roulé vers l'autre versant et l'opération continuait à s'effectuer de la même manière. La pose des chevrons en fer et du terrasson de faitage recevant les voliges s'effectuait au fur et à mesure de la mise en place, de manière à former une ossature complète.

Le montage des trois travées formant le lot adjugé à la Société des Forges de Franche-Comté s'est terminé avec succès le 10 septembre 1888. Quarante jours seulement avaient donc suffi pour lever 389 048 kilogrammes de fer façonné et, dans une période aussi courte, il faut encore compter au moins huit jours consacrés aux essais et aux tâtonnements du début. M. Roussel a continué le montage de la partie le concernant en opérant comme les Forges de Franche-Comté pour les fermes, mais en se servant d'un ensemble de chèvres ordinaires pour les pannes.

Poids et Prix unitaires. — L'ensemble des constructions métalliques de la galerie de 30 mètres représente, pour une surface de 5 010 mètres, un poids total de 811 620 kilogrammes. Tous les travaux de ferronnerie exécutés dans cette galerie, ainsi que dans les galeries de 15 mètres, ont été confiés de gré à gré aux adjudicataires des fermes de 25 mètres moyennant le prix de 34^{fr},50 les 100 kilogrammes s'appliquant à tous les fers de quelque nature qu'ils fussent.

DOME CENTRAL ET PAVILLONS ADOSÉS

Description. — Dans le premier projet élaboré par le Conseil des travaux, la galerie de 30 mètres était simplement précédée d'un porche d'entrée s'ouvrant sur le Jardin. Avec cette disposition, les galeries établies entre le Palais des Machines, le Palais des

Beaux-Arts et celui des Arts libéraux, complètement écrasées par ces trois immenses bâtiments, étaient noyées dans un ensemble de constructions dont aucun motif architectural ne venait les détacher d'une façon suffisante.

C'est pour obvier à ce manque d'harmonie, qu'après un mûr examen, on se décida à élever, au-dessus du porche d'entrée primitif, un dôme monumental qui constitue l'œuvre la plus considérable du Palais des Industries diverses, celle qui a nécessité les études les plus difficiles et les plus longues. (Série F, Pl. 4 à 9.)

Une fois le principe adopté, le nouveau projet fut aussitôt mis à l'étude vers la fin du mois de décembre 1887. L'exécution de la partie métallique fut confiée à MM. Moisant, Laurent et Savey.

L'ossature métallique du dôme fut constituée au moyen de huit demi-fermes principales, allant du sol jusqu'au sommet de la coupole et ayant environ 60 mètres de développement. Ces huit demi-fermes étaient accouplées deux par deux sur les diagonales et venaient se réunir sur une ceinture dont la partie supérieure, située à 55 mètres du sol, supportait, en outre, un motif décoratif de 10 mètres de hauteur. (Série F, Pl. 13 à 16.)

A 8 mètres du sol, elles étaient reliées entre elles par une première série d'arcs de 20 mètres d'ouverture recevant le plancher du premier étage. Une seconde série d'arcs, de même largeur que les premiers et placés à 17 mètres au-dessus d'eux, étaient destinés à supporter les huit demi-fermes intermédiaires qui complétaient la membrure de la construction. De ce point jusqu'au sommet de la coupole, des ceintures réunissaient toutes les fermes entre elles et assuraient leur rigidité.

Ces fermes étaient uniformément composées de caissons en tôle mesurant $1^m \times 0,80$ pour les principales et $0,75 \times 0,50$ pour les fermes intermédiaires. Les pieds-droits et les arcs étaient à âme simple ou en treillis. Les pylônes d'angles étaient également très légers et reliés entre eux par des pans de fer en treillis recevant les murs en briques de $0^m,22$ d'épaisseur qui formaient clôture et parements extérieurs. Ces dispositions ont permis de passer du plan carré de

la base au plan circulaire de la coupole sans recourir au système des pendentifs. On a pu éviter ainsi de sérieuses difficultés et obtenir une grande simplification d'exécution dans ce cas spécial d'un dôme établi à grande hauteur sans épaulement suffisant des galeries adjacentes.

Les pavillons latéraux, constitués au moyen de fermes ordinaires à deux rampants à entrain surélevé, étaient divisés en deux parties par un plancher situé à 8 mètres du sol et qui se continuait, en forme de balcon circulaire, tout autour de la nef centrale. Ce balcon était supporté par des consoles en encorbellement sur la première ceinture métallique.

Calculs.

Les charges et surcharges admises dans le calcul des fermes de la coupole sont les suivantes :

Poids de la couverture du dôme par mètre superficiel développé.	200 kilog.
Hourdis des pans de fer circulaires par mètre carré.	200 —
Action horizontale du vent par mètre carré.	120 —

Il convient d'ajouter à ces charges, pour les piliers des demi-fermes principales, une partie du poids du plancher des pavillons latéraux évalué à environ 800 kilog. par mètre carré.

Les poids prévus au marché étant réduits à leur minimum, les constructeurs ont été obligés, pour ne pas les dépasser, de calculer de très près, et sans exception, toutes les pièces principales ou secondaires en faisant travailler le fer depuis 7 jusqu'à 11 kilog. par millimètre carré de section.

Le calcul des fermes principales a été fait en considérant l'ensemble de deux demi-fermes diamétralement opposées et en les regardant comme articulées à leur point d'appui sur le sol ainsi qu'au point de rencontre de leur prolongement avec l'axe central du dôme.

Les fermes intermédiaires ont été calculées avec appui simple sur les arcs et articulations au faîtage.

On agissait en somme, pour la construction du dôme central, comme si cet immense cylindre de 30 mètres de diamètre se terminant en coupole à 55 mètres de hauteur, devait être complètement isolé, sans faire entrer en ligne de compte les pavillons adossés et la galerie de 30 mètres qui le maintiennent sur trois faces et comme si, par conséquent, l'ossature était exposée à résister seule aux charges verticales de la toiture et des planchers ainsi qu'à l'action horizontale du vent. En négligeant ces éléments, les conditions de résistance se trouvaient sensiblement étendues et devaient, une fois réalisées, assurer une sécurité absolue. Ces données se rencontrent rarement dans la pratique, et les constructeurs se trouvaient là en

présence d'un problème assez difficile et qu'ils ont pu résoudre sous la haute direction de M. Contamin, ingénieur en chef du contrôle.

Il y a lieu de noter, en outre, la disposition employée pour combattre et annuler la poussée des arcs supérieurs recevant les fermes intermédiaires. Cette poussée, évaluée, pour chaque retombée, à 77 000 kilog., se traduisait par des tractions sur un tirant horizontal placé à 1^m,40 du sommet de l'intrados et dissimulé dans le remplissage. Afin d'éviter la flexion qui se produisait dans les pieds-droits à la retombée de l'arc, ce tirant a été armé d'une contre-fiche et de deux tirants formant arbalétriers. Voici, d'ailleurs, les calculs de résistance des dômes et des pavillons adossés.

DOME CENTRAL ET PAVILLONS LATÉRAUX

CALCULS DE RÉSISTANCE

PLANCHERS DES PAVILLONS

Les planchers des Pavillons ainsi que celui de la galerie du Dôme doivent supporter une surcharge de 500 kilog. par mètre carré.

Solives.

Plus grande portée des solives.	8 ^m ,00
Espacement.	0 ^m ,88
Surcharge par mètre carré de plancher. . . .	500 ^k
Poids mort.	300 ^k
Charge totale par mètre carré.	800 ^k

La charge uniformément répartie supportée par une solive est donc :

$$P = 8^m,00 \times 0^m,88 \times 800^k = 5\,632^k.$$

Ces solives étant considérées comme reposant sur deux appuis, le moment fléchissant maximum dans la section milieu est :

$$M = p \frac{l^2}{8} = \frac{5\,632 \times 8}{8} = 5\,632.$$

Le fer employé ayant la section ci-contre (fig. 223), qui donne

$$\frac{I}{n} = 0,000\,715,$$

on a :

$$R = \frac{5\,632}{715} = 7^k,87 \text{ par } \frac{m}{m}^2 \text{ de section.}$$

Poutres principales du plancher.

Elles reposent par une extrémité sur l'arc de passage et de l'autre sont boulonnées sur un poteau tubulaire.

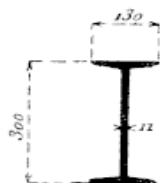


FIG. 223.

Leur portée est de 11^m,20

La surface du plancher qu'elles supportent est de :

$$11^m,20 \times (4^m,00 + 2,70) = 75^m,00$$

et la charge uniformément répartie est de : $P = 75^m \times 800^k = 60\,000^k$.

Le moment fléchissant maximum dans la section milieu est de :

$$M = p \frac{l^2}{8} = \frac{60\,000 \times 11^m,20}{8} = 84\,000.$$

Ces poutres ont la section ci-contre (fig. 224) qui donne : $\frac{I}{n} = 0,010\,646$,

donc : $R = \frac{84\,000}{10\,646} = 7^k,94$ par $\frac{m}{m^2}$ de section.

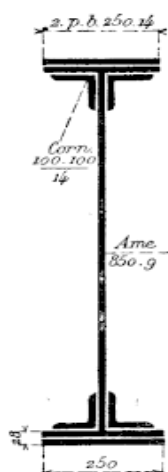


FIG. 224.

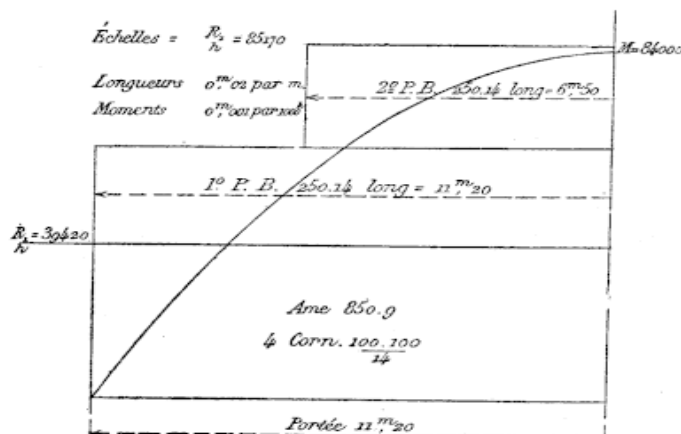


FIG. 225.

Les premières plates-bandes, supérieure et inférieure, s'étendent sur toute la longueur de la poutre.

Les deuxièmes sont réduites à la longueur donnée par l'épure (fig. 225).

Poutres extrêmes du plancher.

Portée. 8^m,60.

Charge totale uniformément répartie sur une poutre :

$$8^m,60 \times \frac{5^m,40 + 1^m,60}{2} \times 800^k = 24\,000^k.$$

Le moment fléchissant au milieu de la portée est :

$$M = p \frac{l^2}{8} = \frac{24\,000 \times 8^m,60}{8} = 25\,800.$$

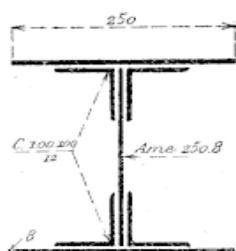


FIG. 226.

Les poutres ont la section ci-contre (fig. 226) dont le moment d'inertie est :

$$\frac{I}{n} = 0,003\,027.$$

Donc : $R = \frac{25\,800}{3\,027} = 8^k,6$ par m^2 de section.

La plate-bande inférieure s'étendra sur toute la longueur de la poutre.

Poutre en arc supportant les poutres principales du Pavillon.

Dimensions principales de la poutre en arc.

Cette poutre aura à supporter :

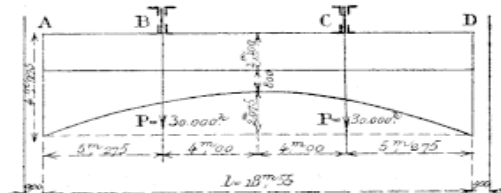


FIG. 227.

1° Deux charges distinctes B et C provenant des poutres principales du plancher et disposées comme l'indique la figure 227. Chacune de ces charges est de :

$$P = \frac{60\,000}{2} = 30\,000^k.$$

2° Charge uniformément répartie comprenant :

$$\text{Plancher} = \frac{1^m,225 + 3^m,60}{2} \times 18^m,55 \times 800^k = 35\,760^k$$

$$\text{Poids propre} \dots \dots \dots 400^k \times 18,55 = 7\,440^k$$

$$\text{Charge totale uniformément répartie } pl = 43\,200^k$$

La poutre pourrait être considérée comme encastrée sur les piliers qui la soutiennent; mais, comme ces piliers supportent la plus grande partie du Dôme, il y a intérêt au point de vue de la stabilité à soustraire ces piliers à l'action du couple qui résulterait de l'encastrement.

C'est pourquoi on calculera la poutre comme reposant simplement sur deux appuis.

Dans ces conditions les moments dus aux charges ci-dessus sont :

1° Moment des charges distinctes.

Ce moment est maximum pour chacune des sections B et C. On a donc :

$$M_B = M_C = 30\,000^k \times 5^m,275 = 158\,200^k.$$

Entre B et C, il est constant et a la même valeur qu'en B et C.

2° Moment dû à la charge uniformément répartie.

Ce moment est maximum pour la section milieu et il a pour valeur :

$$M = p \frac{l^2}{8} = \frac{43\,200^k \times 18,55}{8} = 100\,170.$$

Le moment fléchissant total maximum a été obtenu par superposition sur l'épure (fig. 228). Ce moment, mesuré à l'échelle, est de :

$$M = 260\,000.$$

La section milieu de la poutre, qui est dissymétrique, est composée comme l'indique la figure 229.

Le moment d'inertie a été obtenu de la manière suivante (fig. 230) :

On décompose la section en rectangles élé-

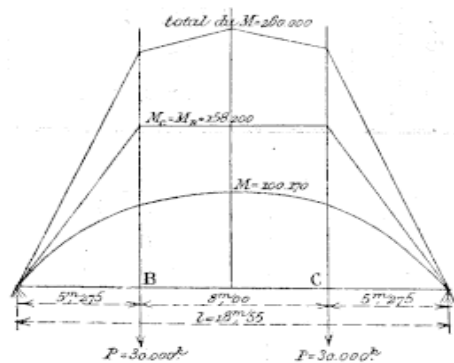


FIG. 228.

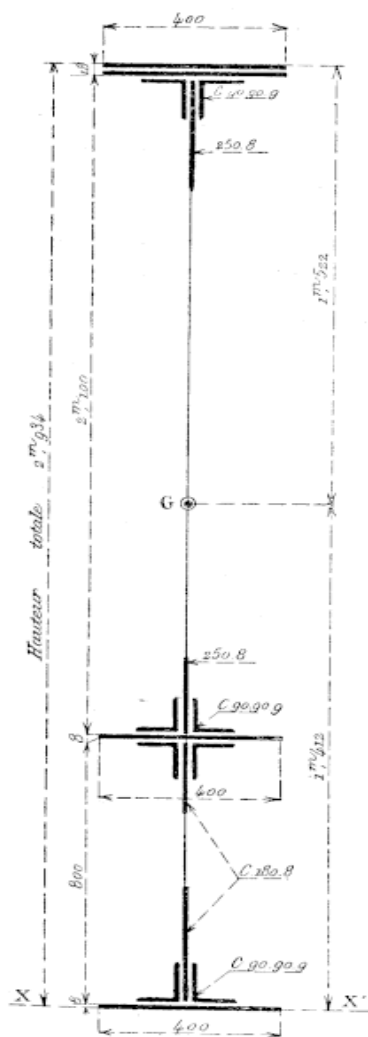


FIG. 229.

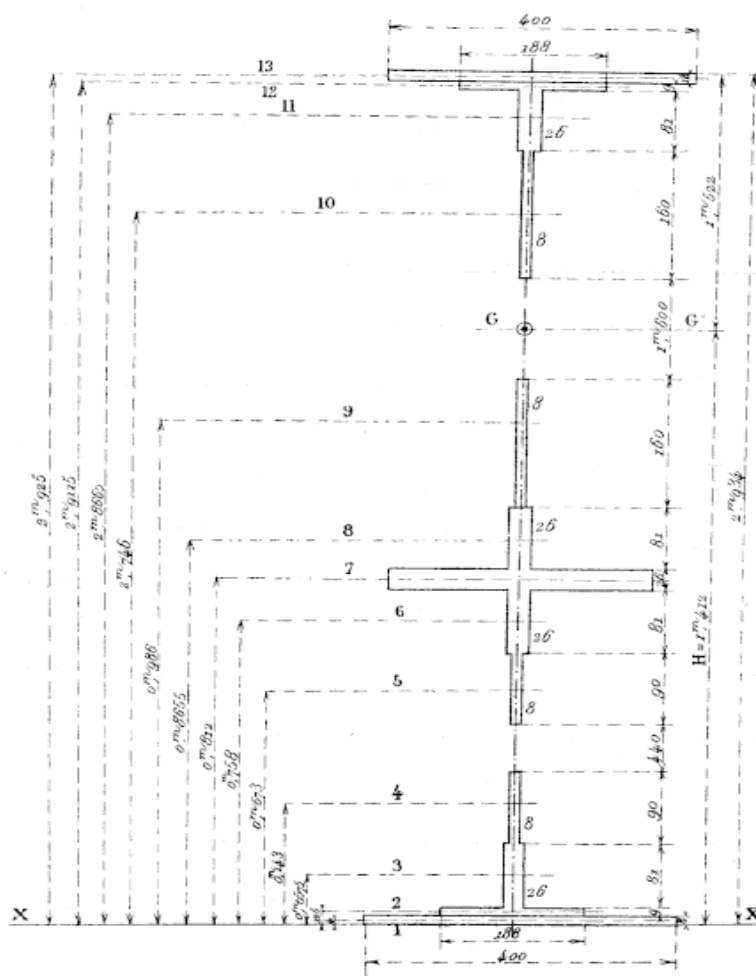


FIG. 230.

mentaires et on prend les distances de leurs centres de gravité à un axe des moments XX' . Puis on forme le tableau suivant :

Nos des RECTANGLES.	AIRES des RECTANGLES.		MOMENT DES AIRES par rapport à X X'.		VALEUR APPROXIMATIVE des moments d'inertie des aires parallèles.	
	$\frac{m}{m}$	m^2	h	h	h	h
1	400×8	0,002 200	0,004	0,000 012 800	0,004	0,000 000 051
2	188×9	0,001 692	0,012	0,000 020 304	0,012	0,000 000 244
3	26×81	0,002 106	0,037	0,000 120 042	0,037	0,000 006 843
4	90×8	0,000 720	0,143	0,000 102 960	0,143	0,000 014 724
5	90×8	0,000 720	0,673	0,000 484 560	0,673	0,000 326 109
6	81×26	0,002 106	0,758	0,001 596 348	0,758	0,001 210 032
7	253×26	0,006 584	0,812	0,003 346 208	0,812	0,004 341 021
8	81×26	0,002 106	0,863	0,001 821 690	0,863	0,001 575 762
9	160×8	0,001 280	0,986	0,001 262 080	0,986	0,001 244 109
10	160×8	0,001 280	2,746	0,003 514 880	2,746	0,009 651 861
11	81×26	0,002 106	2,866	0,006 035 796	2,866	0,017 298 592
12	188×9	0,001 692	2,912	0,004 927 104	2,912	0,014 347 727
13	400×18	0,007 200	2,925	0,021 060 000	2,925	0,061 600 500
	$\Omega = 0,032 792$		$S = 0,046 304 772$		$T = 0,111 617 575$	

La distance du centre de gravité à X X' est alors :

$$H = \frac{S}{\Omega} = \frac{0,046 304 772}{0,032 792} = 1^m,412.$$

La somme T est approximativement le moment d'inertie par rapport à l'axe X X'.
Le moment par rapport à l'axe passant par le centre de gravité sera donc :

$$\begin{aligned} I_o &= T - \Omega H^2 = T - S H, \\ I_o &= 0,111 617 575 - 0,046 304 \times 1^m,412, \\ I_o &= 0,046 234 915; \end{aligned}$$

enfin
$$\frac{I}{n} = \frac{0,046 234 915}{1^m,522} = 0,030 377.$$

On aura donc pour le travail du fer :
$$R = \frac{M}{\frac{I}{n}} = \frac{260 000}{30 377} 8^k,55 \text{ par } \frac{m}{m^2}.$$

L'effort tranchant sur les appuis est donné par l'expression :

$$\begin{aligned} T_o &= P + \frac{pl}{2} = 30 000^k + \frac{43 200}{2}, \\ T_o &= 51 600^k. \end{aligned}$$

Cet effort est supporté par les quatre barres du premier panneau inclinées sensiblement à 45° , soit pour chacune d'elles et suivant sa direction :

$$F = \frac{T_o}{n \cos \alpha} = \frac{51 600^k}{4 \times 0,707} = 18 230^k.$$

Ces barres étant composées de deux corn. $\frac{80 \times 80}{8}$, dont la section est

$$\Omega = 1\,215 \times 2 = 2\,430 \text{ m}^2,$$

on a : $R = \frac{18\,230}{2\,430} = 7^k,48$ par m² de section,

tant pour les barres comprimées que pour les barres tendues.

Ce travail de 7^k,48 est encore admissible pour les barres de treillis comprimées dont les extrémités sont encastrées par la rivure.

GALERIES DU DOME

Solives.

Écartement moyen 0^m,70

Charge par mètre courant $0,70 \times 800^k = 560^k$

Les solives sont assemblées par une extrémité avec la poutre en arc des Pavillons; elles reposent à 5^m,00 environ de cette extrémité sur la poutre circulaire qu'elles dépassent de 2^m,00, de façon à former un balcon en porte à faux comme l'indique la figure 231.

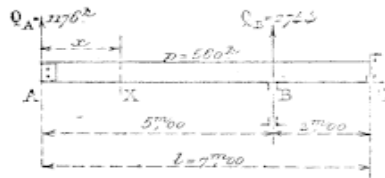


FIG. 231.

La réaction sur l'appui B est, en prenant les moments par rapport au point A :

$$Q_B = \frac{7^m \times 560 \times \frac{7^m,00}{2}}{5^m} = 2\,744^k.$$

Il s'ensuit que la réaction Q_A sur l'appui A est :

$$Q_A = pl - Q_B = 7^m \times 560 - 2\,744 = 1\,176^k.$$

Cherchons le moment fléchissant maximum entre A et B, puis le moment en B. Nous prendrons le plus grand de ces deux moments pour déterminer la section de la solive.

L'expression du moment fléchissant dans une section quelconque X comprise entre A et B est :

$$M_x = Q_A x - \frac{px^2}{2}.$$

Le maximum a lieu pour la valeur de x tirée de l'expression : $Q_A - px = 0$,

d'où $x = \frac{Q_A}{p} = \frac{1176}{560} = 2^m,100.$

La valeur du moment fléchissant est donc :

$$M_{\max} = 1176 \times 2^m,10 - \frac{560 \times \overline{2^m,10}^2}{2} \quad M_{\max} = 1\,234.$$

D'autre part, le moment sur l'appui B est :

$$M_B = \frac{pl^2}{2} = \frac{560 \times \overline{2^m,00}^2}{2}, \quad M_B = 1\,120.$$

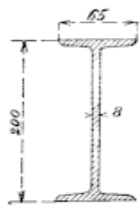


FIG. 232.

Ce moment étant inférieur au précédent, nous calculons la section pour $M=1244$.

Or la section adoptée (fig. 232) pour les solives donne :

$$\frac{I}{n} = 0,000\,164,$$

$$R = \frac{1234}{164} = 7^k,53 \text{ par } m^2 \text{ de section.}$$

donc

Poutre en arc supportant en son milieu la poutre circulaire.

Le poids du plancher uniformément réparti sur la poutre circulaire est de :

$$18^m,55 \times 4^m,00 \times 800 = 59\,360^k, \text{ soit } 60\,000^k \text{ en nombre rond.}$$

La moitié de ce poids est appliquée au milieu de la poutre en arc à calculer (fig. 233), le reste se reporte sur les piliers du dôme; ainsi : $P = \frac{60\,000}{2} = 30\,000^k$.

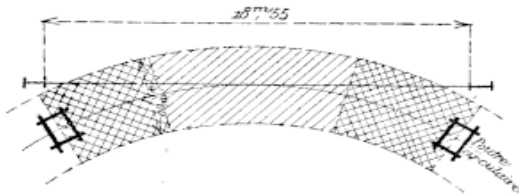


FIG. 233.

La poutre supporte en outre une charge uniformément répartie due à son poids propre et à celui du plafond, évaluée à $p=500^k$ par mètre courant.

Cette poutre est considérée comme une poutre droite de hauteur variable reposant librement sur deux appuis.

Le moment fléchissant maximum dans la section milieu (fig. 234) se compose de :

1° Moment dû à la charge unique de $P=30\,000^k$.

$$M_1 = \frac{Pl}{4} = \frac{30\,000^k \times 18,55}{4} = \dots \dots \dots 139\,125$$

2° Moment dû à la charge uniformément répartie de $p=500^k$

$$M_2 = \frac{Pl^2}{8} = \frac{500^k \times 18,55^2}{8} = \dots \dots \dots 21\,505$$

Le moment fléchissant total dans la section milieu est donc 160 630



FIG. 235.

La poutre ayant la section (fig. 235), qui donne :

$$\frac{I}{n} = 0,0200\,40,$$

on a pour le travail du fer :

$$R = \frac{M}{\frac{I}{n}} = \frac{160\,630}{20\,040} = 8^k,01 \text{ par } m^2 \text{ de section.}$$

La première plate-bande de 400×10 s'étendra sur toute la lon-

gueur de la poutre. Les autres seront réduites aux longueurs indiquées par l'épure (fig. 236).

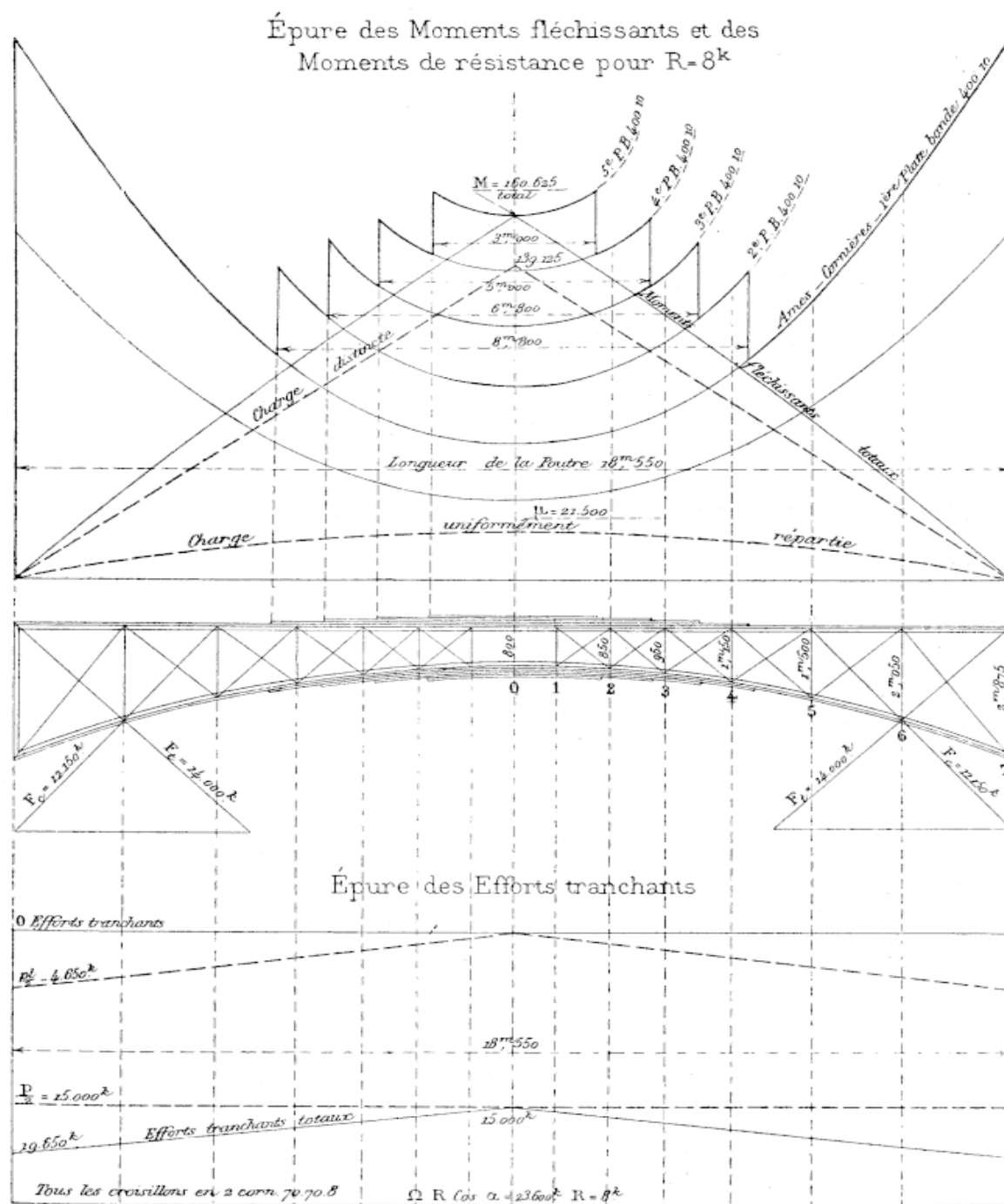


FIG. 236.

L'effort tranchant maximum sur les appuis est donné par la formule

$$T_0 = \frac{P}{2} \times \frac{pl}{2} = \frac{30\,000^k}{2} \times \frac{500^k \times 18,55}{2}, \quad T_0 = 19\,650^k.$$

Cet effort est supporté par les deux barres du 1^{er} panneau, soit pour chacune :

$$\frac{19\,650^k}{2} = 9\,825^k.$$

L'effort suivant la direction des barres est, en mesurant sur l'épure :

Barre comprimée : $F_c = 12\,400^k$,

Barre tendue : $F_t = 14\,400^k$.

Ces barres, composées chacune de 2 cornières $\frac{70 \times 70}{8}$, ont une section :

$$\Omega = 1050 \times 2 = 2100 \text{ m}^2.$$

On a donc pour le travail du fer :

$$\text{Barre comprimée : } R_c = \frac{12\,400}{2\,100} = 5^k,90 \text{ par m}^2,$$

$$\text{Barre tendue : } R_t = \frac{14\,400}{2\,100} = 6^k,85 \text{ par m}^2.$$

Pour le 2^e panneau, on a, sur chaque barre : $\frac{T_1}{2} = \frac{18\,700^k}{2} = 9\,350^k$.

L'épure donne encore : $F_c = 12\,400^k$, $F_t = 14\,500^k$.

La section des barres est la même que ci-dessus, 2 cornières $\frac{70 \times 70}{8}$ $\Omega = 2\,100 \text{ m}^2$.

$$\text{Donc : } R_c = \frac{12\,400}{2\,100} = 5^k,90 \text{ par m}^2, \quad R_t = \frac{14\,500}{2\,100} = 6^k,90 \text{ par m}^2.$$

Les barres des autres panneaux seront également composées de 2 cornières $\frac{70 \times 70}{80}$; il est inutile de les calculer.

COMBLE DES PAVILLONS LATÉRAUX

Les combles doivent être calculés pour résister à une charge totale de 140^k par mètre superficiel imposée par le cahier des charges.

Si l'on en déduit le poids propre des fermes et arêtiers, il reste 120 kilog. par mètre carré pour la charge à faire porter aux pannes.

Pannes.

1^o Pannes de la travée milieu.

Portée : $8^m,00$;

Charge totale par m^2 de couverture : 120^k ;

Poids du m^2 de plafond : 40^k .

La charge totale uniformément répartie sur la panne au droit du plafond est :

$$\begin{array}{rcl} \text{Couverture : } 8^m,00 \times 2^m,87 \times 120^k & = & \dots \quad 2\,750^k \\ \text{Plafond : } 8^m,00 \times 2^m,25 \times 40^k & = & \dots \quad 720^k \\ \text{pl} & = & \dots \quad \underline{3\,470^k} \end{array}$$

Le moment fléchissant maximum dans la section milieu est :

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{3\,470^k \times 8}{8} = 3\,470.$$

La panne ayant la section (fig. 237), qui donne : $\frac{I}{n} = 0,000\,458$,

on a :

$$R = \frac{M}{\frac{I}{n}} = \frac{3\,470}{458} = 7^k,57 \text{ par m/m}^2 \text{ de section.}$$



FIG. 237.

2° Panne de faitage.

Cette panne n'a que le poids de la couverture à porter.

On a donc : comme pour la précédente, $p'l = 8^m,00 \times 2^m,87 \times 120^k = 2\,750^k$.

Le moment fléchissant maximum est : $M' = \frac{p'l^2}{8} = \frac{2\,750 \times 8}{8} = 2\,750$.

Le faitage devant résister aussi à la compression provenant des arêtières, on lui donnera la même section qu'à la panne ci-dessus :

Soit :

$$\frac{I}{n} = 0,000\,458.$$

Donc :

$$R = \frac{M'}{\frac{I}{n}} = \frac{2\,750}{458} = 6^k,05 \text{ par m/m}^2 \text{ de section.}$$

3° Pannes de croupe.

a. Entre les arêtières. Portée : $4^m,50$.

Charge uniformément répartie :

Couverture :

$$4^m,50 \times \frac{5^m,74}{2} \times 120^k = 1\,560^k.$$

Plafond :

$$4^m,50 \times \frac{3^m,25}{2} \times 40^k = 300^k.$$

$$pl = 1\,860^k.$$

Moment fléchissant au milieu :

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{1\,860 \times 4^m,500}{8} = 1\,050.$$

Le fer I de $\frac{180 - 55}{8}$, adopté, donne $\frac{I}{n} = 0,000\,129$.

Donc :

$$R = \frac{1\,050}{129} = 8^k,42.$$

b. Entre la ferme et les arêtières.

Charge uniformément répartie sur une portée de 3^m,30 :

$$3^{\text{m}},25 \times \frac{5,74}{2} \times 120^{\text{k}} = 1140^{\text{k}}.$$

Par raison de construction, on adoptera le même fer que ci-dessus le I 180 ordinaire.

Fermes.

Les fermes ont les dimensions principales indiquées sur la figure 238.

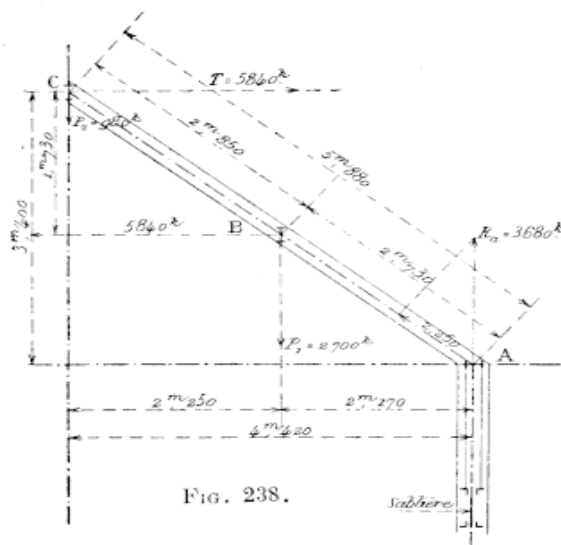


FIG. 238.

Elles sont considérées comme reposant sur des appuis en A et soumises à l'action de forces distinctes appliquées en B et C au droit des pannes de faitage, ces charges étant calculées à raison de 140^k par mètre carré de couverture.

Charge en B.

Couverture, $5^{\text{m}},65 \times 2,79 \times 140^{\text{k}} = 2200^{\text{k}}$

Plafond, $5^{\text{m}},65 \times 2,25 \times 40^{\text{k}} = 500^{\text{k}}$

$$P_1 = 2700^{\text{k}}$$

Charge en C.

Couverture,

$$4,9 \times \frac{2,85}{2} \times 140^{\text{k}} = 980^{\text{k}} = P_2.$$

La réaction sur l'appui A est donc : $R_A = 2700^{\text{k}} + 980 = 3680^{\text{k}}.$

Tirant.

La tension du tirant BD est donnée par la relation

$$T = \frac{2700^{\text{k}} \times 2^{\text{m}},47 + 980 \times 4^{\text{m}},42}{4^{\text{m}},730} = 5840^{\text{k}}.$$



FIG. 239.

Le tirant a la section (fig. 239) : $S = 680 \times 2 = 1360^{\text{m}^2}/\text{m}^2,$

donc :

$$R = \frac{5840}{1360} = 4^{\text{k}},3.$$

Arbalétrier.

La section dangereuse de l'arbalétrier est évidemment en B.

Le moment fléchissant en ce point est : $M = 3680 \times 2^{\text{m}},17 = 7985.$

L'effort de compression est donné par la projection de la réaction R_A sur AB soit $N = 2250^{\text{k}}.$

Le travail du fer est donné par la formule : $R = \frac{M}{I} \pm \frac{N}{\pi}$

$$R_c = 7^k,10 + 0^k,10 = 7^k,20 \quad \text{fibres supérieures comprimées.}$$

$$R_t = 7^k,10 - 0^k,10 = 7^k \quad \text{fibres inférieures tendues.}$$

Sablières au droit du chéneau.

Plus grande portée	8 ^m ,000
Charge uniformément répartie :	
Couverture 8,000 × 1 ^m ,36 × 140.	1520 ^k
Murette 8 ^m ,000 × 0,410 × 1,60 × 1800 ^k le m ³	2520 ^k
$\frac{1}{2}$ chéneau 8 ^m ,000 × 100 ^k	800 ^k

$$pl = \frac{4840^k}{8}$$

Soit, 600^k p. m. c^t.

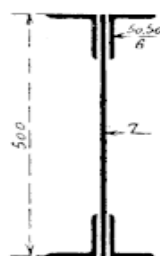


FIG. 243.

$$\text{Moment fléchissant au milieu : } M = \frac{pl^2}{8} = \frac{4840^m \times 8}{8} = 4840^k.$$

$$\text{La section (fig. 243) donne : } \frac{I}{n} = 0,000793.$$

$$\text{Donc : } R = \frac{4840}{793} = 6^k,12 \text{ par } \frac{m}{m^2} \text{ de section.}$$

ARC SUPÉRIEUR DES PASSAGES

SUPPORTANT LES FERMES DES PAVILLONS

Dimensions principales et détermination des charges.

Les dimensions principales de cet arc sont indiquées dans la figure (244).

Les charges qu'il aura à supporter sont :

1° Charges distinctes en B et D provenant des fermes du comble des Pavillons.

Poids de la $\frac{1}{2}$ ferme	3680 ^k
Poids des sablières au droit du chéneau :	
4 ^m ,000 × $\frac{5,275}{2}$ × 600	4020 ^k
Consoles et divers.	300 ^k
Charges distinctes P =	8000 ^k

2° Charge uniformément répartie.

1/2 chéneau : 18 ^m ,55 × 100 ^k	1850 ^k
Terrasse : (18,55 × 2 ^m) × 140 ^k le m ²	5200 ^k
Plafond du passage : (18,55 × 2) × 60.	2220 ^k
Poids propre : 18 ^m ,55 × 310.	5730 ^k
Charge uniformément répartie pl.	15000 ^k
Soit p = 810 ^k par m. c ^t .	

Calcul de la poussée.

Nous obtiendrons une valeur suffisamment approchée en remplaçant l'arc en ogive par un arc de cercle passant par les trois points A C E et en considérant cet arc de cercle ACE comme la fibre moyenne d'une poutre courbe reposant sur deux appuis de niveau. Cette substitution nous permettra de calculer rapidement la valeur de la poussée en faisant usage des formules et tables de Bresse.

1° Cas des Charges distinctes.

La formule à employer est la suivante :

$$Q = P \times \frac{A}{B} \times \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \frac{p^2}{f^2}};$$

dans cette formule :

P représente la charge isolée = 8000^k.

$\frac{A}{B}$ Rapport donné par les tables de Bresse et dépendant des angles θ et φ , indiqués sur la figure 245.

Nous négligerons le dernier facteur; nous obtiendrons alors une poussée qui sera un peu supérieure à la poussée réelle.

Pour déterminer la valeur de $\frac{A}{B}$, on calculera : $\frac{2\varphi}{\pi} = \frac{2 \times 44^{\circ} 7'}{180^{\circ}} = 0,500$,

et : $\frac{\theta'}{\varphi} = \frac{17^{\circ} 28'}{44^{\circ} 7'} = 0,39$.

On trouve alors dans la table : $\frac{A}{B} = 0,74$.

La valeur de la poussée due à la charge isolée P sera donc :

$$Q = 8000^k \times 0,74 = 5920, \text{ soit } 6000^k.$$

La 2^e charge distincte qui est égale et symétrique à la première donne aussi une poussée égale à 6000^k.

La poussée totale due aux 2 charges distinctes est donc de 12000^k.

2° Cas de la Charge uniformément répartie :

La poussée se calcule dans ce cas par la formule suivante :

$$Q = \frac{pa^2}{2f} \times \frac{1 - \frac{1}{7} \frac{f^2}{a^2}}{1 + \frac{15}{8} \frac{p^2}{f^2}}.$$

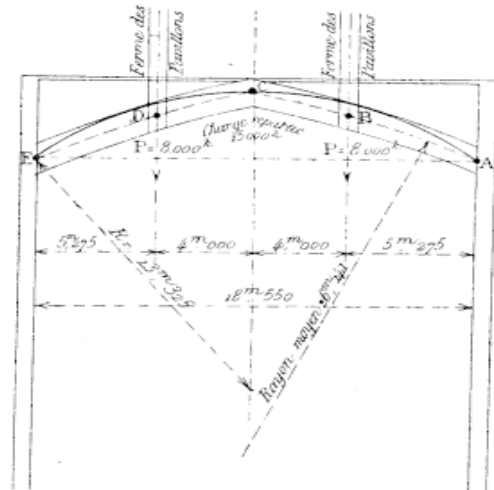


FIG. 244.

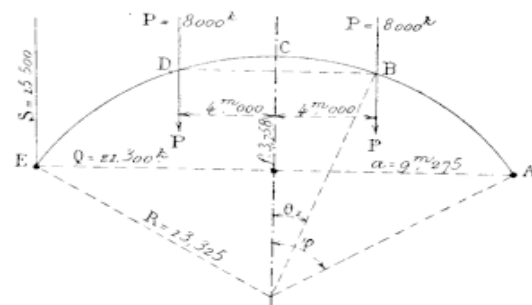


FIG. 245.

En négligeant le 2^e facteur, nous obtiendrons encore une poussée supérieure à la poussée réelle.

Dans cette formule :

p = poids par m.c^t suivant la corde = 800^k.

a = la 1/2 corde = 9^m,725

f = la flèche = 3^m,758

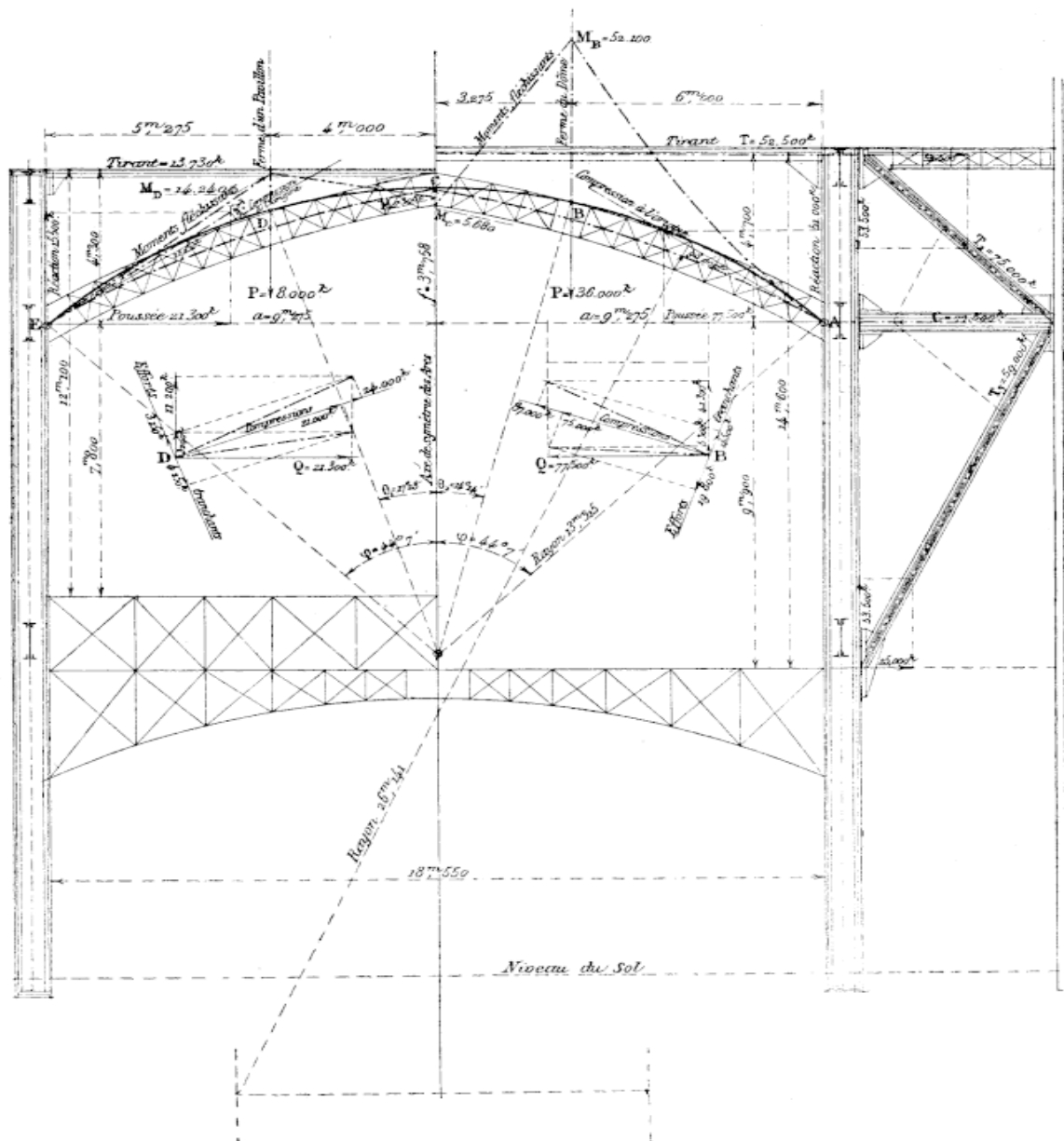


FIG. 246.

La valeur de la poussée due à la charge uniformément répartie est donc :

$$Q = \frac{2 \times 800^k \times 9873^2}{2 \times 3^m,758} = 9290^k, \text{ soit } 9300^k.$$

En résumé, la poussée totale se compose de :

1° Poussée due aux charges distinctes.	12 000 ^k
2° Poussée due à la charge uniformément répartie. . .	9 300 ^k
Poussée totale.	21 300 ^k

La réaction verticale sur les appuis est : $S = 8\,000^k + \frac{15\,000^k}{2} = 15\,500^k$.

On peut maintenant calculer les moments fléchissants, efforts tranchants et compressions pour toutes les sections de la poutre courbe. (Voir fig. 246.)

Section maxima de l'arc.

Le moment fléchissant maximum au point D sera donné par l'expression :

$$M_D = (810^k \times 5,275 \times 2,638) + (21\,300^k \times 2,64) - (15\,500^k \times 5,275) = -14\,240.$$

Au sommet C on aura :

$$M_C = (8\,000^k \times 4^m,000) + (7\,500 \times 4,637) + (21\,300 \times 3,758) - (15\,500 \times 9,275) = +3\,060.$$

L'épure ci-dessous montre que le moment fléchissant est maximum dans la section D.

La compression dans cette même section est de : $N = 24\,000^k$.

Le travail du fer sera alors donné par la formule :

$$R = \frac{M}{\frac{I}{n}} + \frac{N}{\Omega}.$$

Or la section D de l'arc, qui est représentée (fig. 247), donne :

$$\frac{I}{n} = 0,004\,090 \quad \Omega = 9\,640 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc :} \quad R = \frac{14\,240}{4\,090} + \frac{24\,000}{9\,640}.$$

$$R = 3^k,5 + 2^k,5 = 6^k \text{ par m}^2 \text{ de section.}$$

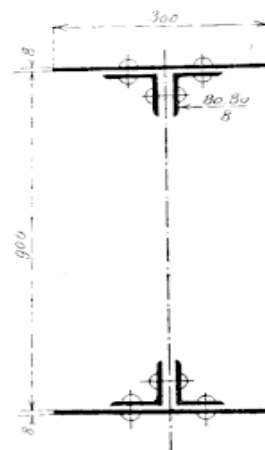


FIG. 247.

Effort tranchant maximum et Section des croisillons.

L'effort tranchant à droite de cette section est : $T = 4\,250^k$.

Cet effort est supporté par deux barres de croisillons inclinées sensiblement à 45°. Chacune d'elles devra donc résister à un effort longitudinal de :

$$F = \frac{4\,250^k \times 1\,414}{2} = 3\,000^k.$$

Les croisillons sont en fer plat de 80 × 8, dont la section est : $\Omega = 640 \text{ m}^2$.

Ils travaillent donc à : $R = \frac{3\,000}{640} = 4^k,7 \text{ par m}^2 \text{ de section.}$

La compression à l'origine est : $N_e = 26\,250^k$.

Le moment fléchissant est nul.

La section de l'arc étant la même que ci-dessus, on a pour le travail de la compression :

$$R = \frac{N_c}{\Omega} = \frac{26\,250}{9\,640} = 2^k,72 \text{ par } \frac{m^2}{m^2} \text{ de section.}$$

Au sommet on a : $M_c = 3\,060$ et $N_c = 21\,300^k$.

L'arc ayant la même section que ci-dessus, qui donne :

$$\frac{I}{n} = 0,004\,090 \quad \text{et} \quad \Omega = 9\,640 \frac{m^2}{m^2},$$

le travail du fer sera : $R = \frac{M_c}{I} \pm \frac{N_c}{\Omega}, \quad R = \frac{3\,060}{4\,090} \pm \frac{21\,300}{9\,640},$

$$R = 0,74 + 2,21 = 2^k,95, \text{ fibres comprimées,}$$

$$R = 0,74 - 2,21 = 1^k,47, \text{ fibres tendues.}$$

PIEDS-DROITS ET TIRANT SUPÉRIEUR DES ARCS DE PASSAGE SUPPORTANT LES FERMES DES PAVILLONS

Pieds-droits supportant les arcs.

La poussée de l'arc, $Q = 21\,300^k$, est équilibrée par un tirant placé au-dessus de l'arc qui maintient l'écartement des pieds-droits (fig. 248).

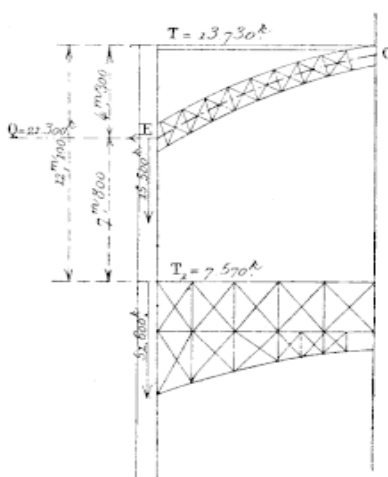


FIG. 248.

Il en résulte que ces pieds-droits sont soumis, au droit de la retombée de l'arc, à un effort de flexion, que l'on calculera de la manière suivante :

D'abord la tension du tirant supérieur est :

$$T = \frac{21\,300^k \times 7^m,800}{12,10} = 13\,730^k.$$

La composante $T_1 = 21\,300 - 13\,730 = 7\,570^k$, sera annulée par la résistance de la poutre intermédiaire portant le plancher des pavillons.

Le moment fléchissant en E sera donc :

$$M_E = 13\,730 \times 4^m,300 = 59\,040.$$

Le poteau supporte en outre un effort vertical provenant de la réaction de l'arc $S = 15\,500$.

La section E du pied-droit (fig. 249) donne :

$$\frac{I}{n} = 0,007\,800 \quad \Omega = 20\,900 \frac{m^2}{m^2},$$

on aura donc :

$$R = \frac{M}{I} \pm \frac{S}{\Omega}, \quad R = \frac{59\,040}{7\,800} \pm \frac{15\,500}{20\,900},$$

$$R_c = 7,55 + 0,87 = 8^k,42, \text{ fibres comprimées,}$$

$$R_t = 7,55 - 0,87 = 6^k,68, \text{ fibres tendues.}$$

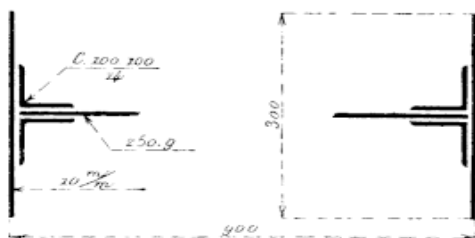


FIG. 249.

Tirant supérieur.

Le tirant supérieur a la section (fig. 250), qui donne :

$$\Omega = 2\,700 \text{ cm}^2.$$

Le travail du fer est donc de :

$$R = \frac{T}{\Omega} = \frac{13\,730^k}{2\,700} = 5^k,10 \text{ par cm}^2 \text{ de section.}$$

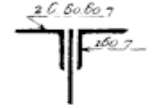


FIG. 250.

Section du pied-droit.

Dans la partie inférieure, le pied-droit doit supporter les charges suivantes :

Arc supérieur.	15 500 ^k
Arc intermédiaire	51 600 ^k
Poids propre : 24 ^m × 150 ^k	3 600 ^k
Parois verticales des passages.	4 300 ^k
P =	75 000^k

La section étant la même que ci-dessus, on a, d'après la formule de Love :

$$R = \frac{P}{\Omega} \left(0,85 + 0,04 \frac{l}{a} \right) = \frac{75\,000}{17\,900} \left(0,85 + 0,04 \frac{7,000}{0,300} \right) = R = 4^k,20 \times 1,77 = 7^k,40.$$

ARCS SUPÉRIEURS DES PASSAGES**SUPPORTANT LES FERMES INTERMÉDIAIRES DU DOME****Dimensions principales et Détermination des charges.**

Les dimensions principales de cet arc sont indiquées sur la figure 251 et les charges qu'il aura à supporter sont :

1. Charges distinctes en B et D provenant des fermes intermédiaires du dôme.

Pan de fer circulaire développant 6^m,00 :
6^m,00 × 14^m, à 200^k le m² = 16 800^k

Vitraux du dôme :

4^m,50 × 9^m,50 × 45^k le m² = 1 950^k

Couverture du dôme :

3^m,50 × 12^m,50 × 200^k le m² = 8 750^k

Poids propre de la ferme :

et action du vent 8 500^k

Charges distinctes P = 36 000^k

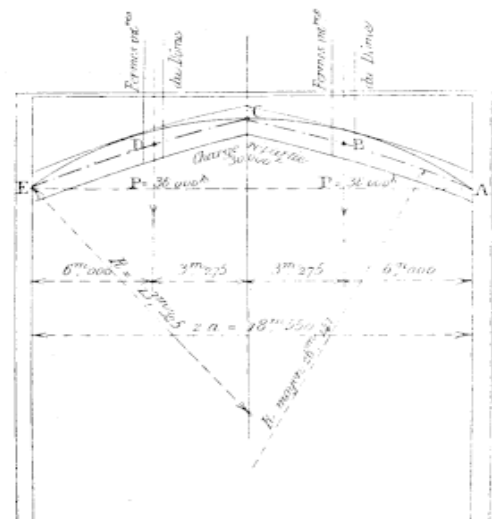


FIG. 251.

2° Charge uniformément répartie :

Plafond du passage :

$$18^{\text{m}},55 \times 2^{\text{m}},00 \times 60^{\text{k}} \text{ le m}^2 = 2\,220^{\text{k}}$$

Terrasse :

$$18^{\text{m}},55 \times 2^{\text{m}},00 \times 140^{\text{k}} \text{ le m}^2 = 5\,200^{\text{k}}$$

Pan de fer droit tangent au dôme :

$$18^{\text{m}},55 \times 4^{\text{m}},00 \times 200^{\text{k}} \text{ le m}^2 = 14\,800^{\text{k}}$$

Poids propre de l'arc :

$$18^{\text{m}},55 \times 400^{\text{k}} \text{ le mètre carré} = 7\,420^{\text{k}}$$

$$360^{\text{k}}$$

$$\text{Charge uniformément répartie, 2 pa} = 30\,000^{\text{k}}$$

Calcul de la poussée.

La poussée se calculera de la même manière que celle des arcs portant les fermes des pavillons (fig. 252) :

1° Poussée due aux charges distinctes :

La formule de Bresse est dans ce cas :

$$Q = P \times \frac{A}{B}.$$

Les rapports des angles :

$$\frac{2\varphi}{\pi} = \frac{2 \times 45^\circ}{180} = 0,50,$$

$$\text{et : } \frac{\theta_1}{\varphi} = \frac{14^\circ, 14'}{45^\circ} = 0,31,$$

permettent de trouver sur les tables la valeur de : $\frac{A}{B} = 0,82.$

La poussée sera donc : $Q = 36\,000^{\text{k}} \times 0,82 = \dots 29\,500^{\text{k}}$ La 2° charge distincte donne aussi... $29\,500^{\text{k}}$ Poussée totale due aux charges distinctes... $59\,000^{\text{k}}$

2° Poussée due à la charge uniformément répartie :

On l'obtiendra par la formule approximative : $Q = \frac{pa^2}{2f},$ dans laquelle on fera : $p = 1\,620^{\text{k}}$ par mètre courant, $a = 9^{\text{m}},273$, $f = 3^{\text{m}},758$,

$$Q = \frac{1620^{\text{k}} \times 9,273^2}{2 \times 3,758} = 18\,500^{\text{k}}.$$

En résumé, la poussée totale se compose de :

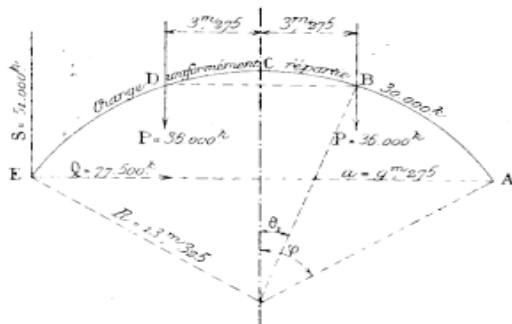
1° Poussée due aux charges isolées... $59\,000^{\text{k}}$ 2° Poussée due aux charges réparties... $18\,500^{\text{k}}$ Poussée totale $Q = 77\,500^{\text{k}}$ 

FIG. 252.

La réaction verticale sur les appuis est :

$$S = pa \times P = 15\,000^k \times 36\,000^k = 51\,000^k.$$

Nous avons maintenant tous les éléments nécessaires pour calculer les moments fléchissants, compressions, efforts tranchants dans toutes les sections de la poutre courbe. (Voir figure 246.)

Section maxima de l'arc.

Le moment fléchissant maximum au point d'application B de la charge isolée est : $M_B = (1\,620 \times 6^m,00 \times 3^m,00) + (77\,500^k \times 2,90) - (51\,000^k \times 6^m,00) = 52\,100.$

Au sommet C on a : $M_C = + 5\,682.$

La compression est dans cette section B :

$$N = 87\,000.$$

Or l'arc a en ce point la section (fig. 253) qui donne :

$$I = 0,003\,736,$$

$$\Omega = 25\,700^m/m^2.$$

Nous aurons donc pour les fibres supérieures comprimées :

$$R = \frac{N \times 0,355}{I} + \frac{N}{\Omega} = 4^k,94 + 3^k,38 = 8^k,32 \text{ par } m/m^2$$

de section,

et pour les fibres inférieures tendues :

$$R = \frac{M \times 0,581}{I} - \frac{N}{R} = 8^k,10 - 3^k,38 = 4^k,72 \text{ par } m/m^2.$$

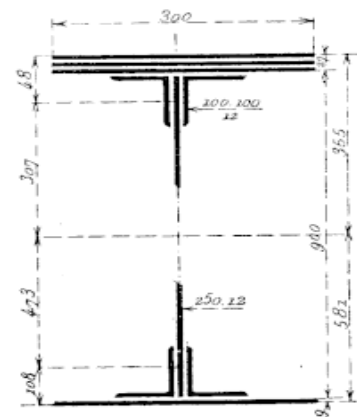


FIG. 253.

Effort tranchant maximum et section des croisillons.

Le plus grand effort tranchant a lieu à gauche de la section B. Il est de :

$$T = 19\,800^k.$$

Cet effort est supporté par 2 barres inclinées sensiblement à 45° . Chacune d'elles supporte donc, suivant sa direction, un effort : $F = \frac{19\,800^k \times 1,414}{2} = 14\,000^k.$

Chaque barre est composée de 2 cornières $\frac{60,60}{8}$, dont la section

$$\Omega = 900 \times 2 = 1\,800^m/m^2.$$

On aura donc : $R = \frac{F}{\Omega} = \frac{14\,000}{1\,800} = 7^k,75 \text{ par } m/m^2 \text{ de section.}$

La compression à l'origine A est, d'après l'épure (246) : $N_A = 93\,000^k$, et $M_A = 0.$

L'arc ayant la section suivante :

$$\begin{aligned} 4 \text{ cornières } \frac{100.100}{12} &= 10\,400 \text{ }^m/m^2 \\ 2 \text{ anses } 250 - 12 &= 4\,500 \text{ }^m/m^2 \\ 2 \text{ P. B. } 300 - 9 &= 5\,400 \text{ }^m/m^2 \\ \Omega \dots\dots\dots &= 20\,300 \text{ }^m/m^2, \end{aligned}$$

on a pour le travail à la compression : $R = \frac{93\,000^k}{20\,300} = 4^k,58$ par $^m/m^2$.

Au sommet, on a : $N_c = 77\,500^k$ $M_c = 5\,680$,

L'arc a la même section que ci-dessus, qui donne :

$$\frac{I}{n} = 0,007\,524 \quad \text{et } \Omega = 20\,300 \text{ }^m/m^2.$$

$$\text{On a donc : } R = \frac{M_c}{\frac{I}{n}} \pm \frac{N}{\Omega},$$

$$R = \frac{5680}{7524} + \frac{77\,500}{20\,300} = 0,75 + 3,81 = 4^k,56 \text{ fibres comprimées,}$$

$$R = 0,75 - 3,81 = 3^k,06 \dots\dots\dots \text{ fibres tendues.}$$

PIEDS-DROITS ET TIRANT SUPÉRIEUR DES ARCS

PORTANT LES FERMES INTERMÉDIAIRES DU DOME

Pieds-droits supportant les arcs.

La poussée de l'arc, qui est de : $Q = 77\,500^k$,
est équilibrée par la tension d'un tirant placé au-dessus de l'arc et qui maintient l'écartement des pieds-droits.

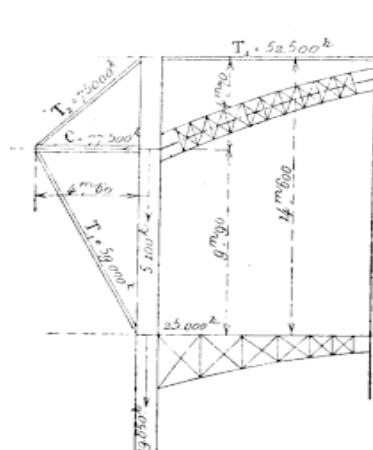


FIG. 254.

Mais l'effet de flexion qui se produit dans le poteau

au droit de la retombée de l'arc étant très considérable, on a armé le pied-droit d'une contrefiche et de 2 tirants comme l'indique la figure 254.

La tension du tirant supérieur est :

$$T_1 = \frac{77\,500^k \times 9^m,90}{14,600} = 52\,500^k.$$

La 2^e composante qui agit au droit de la poutre intermédiaire est

$$77\,500^k - 52\,500 = 25\,000^k;$$

elle est annulée par la résistance de cette poutre.

Dans la partie inférieure, les charges à supporter sont les suivantes :

Réaction de l'arc supérieur.	51
— — — — — intermédiaire.	19 650 ^k
Poids propre 24 ^m × 200 ^k	4 800 ^k
Parois verticales des passages.	4 550 ^k
N =	80 000 ^k

Si nous adoptons la même section que dans la partie supérieure, nous aurons :

$$R = \frac{80\,000^k}{21\,400} \left(0,85 + 0,04 \frac{7,000}{3,30} \right),$$

$$R = 3^k,75 \times 1,77 = 6^k,65 \text{ par } m/m^2.$$

FERMES PRINCIPALES DU DÔME

Données.

Poids de la couverture du dôme par mètre carré développé.	200 ^k
Hourdis des pans de fer circulaires par mètre carré.	200 ^k
Action horizontale du vent par mètre carré.	70 ^k

Les dimensions principales de ces fermes sont données sur les épures 260 et 261.

Détermination des Charges agissant sur les Fermes.

Dans les calculs on considère l'ensemble des deux demi-fermes diamétralement opposées, que l'on suppose articulées à leur point d'appui sur le sol, ainsi qu'au point de rencontre de leur prolongement avec l'arc central du dôme.

Les diverses sections étudiées correspondent aux points d'attache des pannes et sablières et sont numérotées de 0 à 13 dans chaque demi-ferme. Les forces appliquées en chacun de ces points ont été calculées au moyen des surfaces de couverture correspondante développées sur l'épure (fig. 260) et des charges par mètre carré données ci-dessus.

Le poids du groupe qui surmonte le dôme, y compris le couronnement au-dessus de la première ceinture, de 6^m,00 est évalué à 32 000^k. Ce poids est supporté par les 8 1/2 fermes principales; il en résulte pour chacune un poids de 4 000^k appliqué au point n° 1.

Le vent agit sur une zone de 26^m,10 de hauteur s'étendant du point 1 au point 10 et produit un effort horizontal de 9 500^k appliqué à 40^m,90 au-dessus du point d'appui A.

Les charges verticales supportées par les pieds-droits proviennent du pan de fer circulaire, du poids propre et du poids de la poutre circulaire portant la galerie du dôme appliqué au point 13. Ce poids, calculé à raison de 800^k le mètre cube du plancher, est de 22 000^k.



Réaction au sommet des fermes.

Considérons l'ensemble des deux demi-fermes (fig. 263) et supposons que le vent agisse seulement sur la demi-ferme de gauche AO.

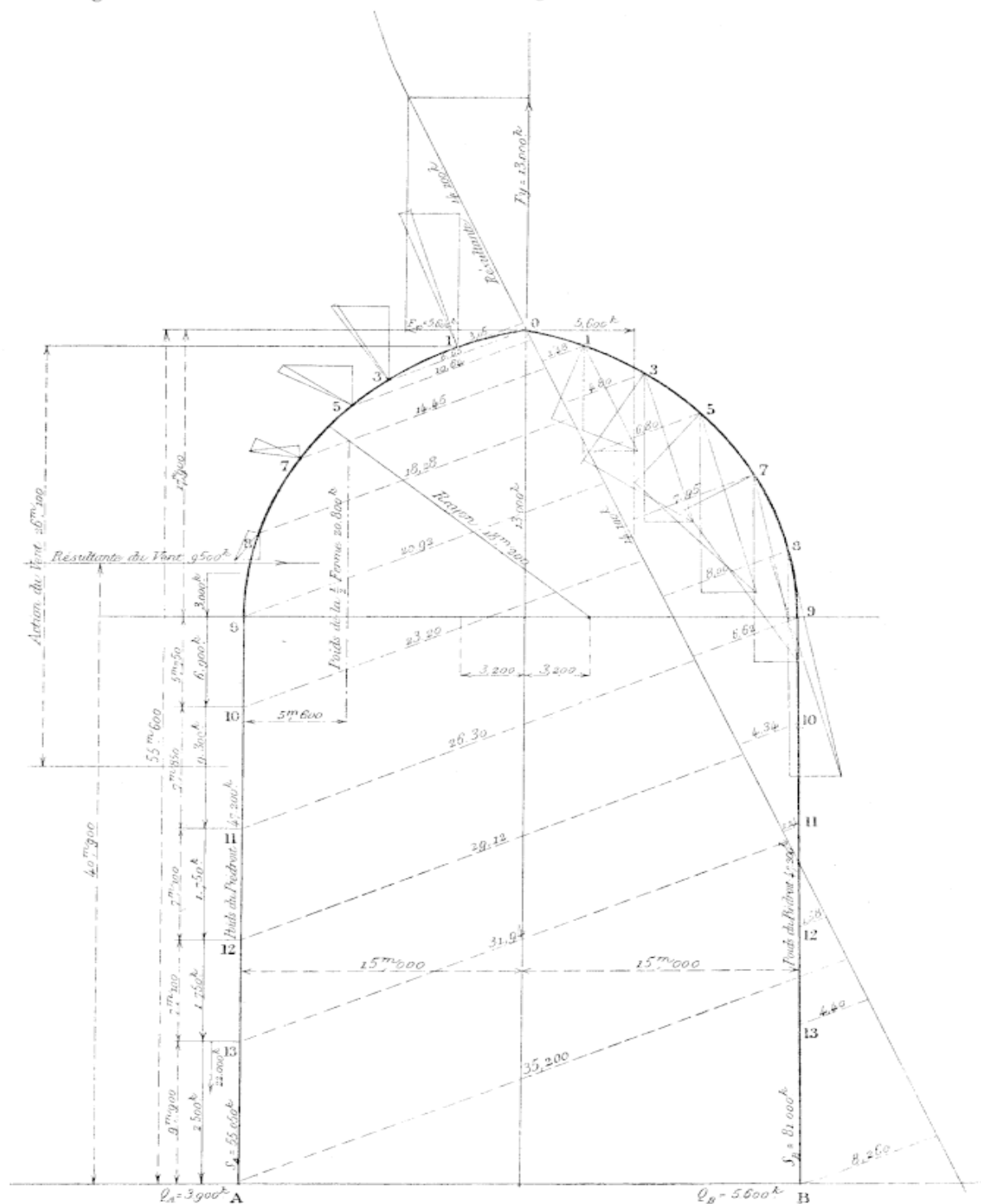


FIG. 261. — Épure de résistance des fermes principales du dôme.

Calculons d'abord les réactions sur les appuis A et B :

Soient : S_A la réaction sur l'appui A,
 S_B la réaction sur l'appui B.

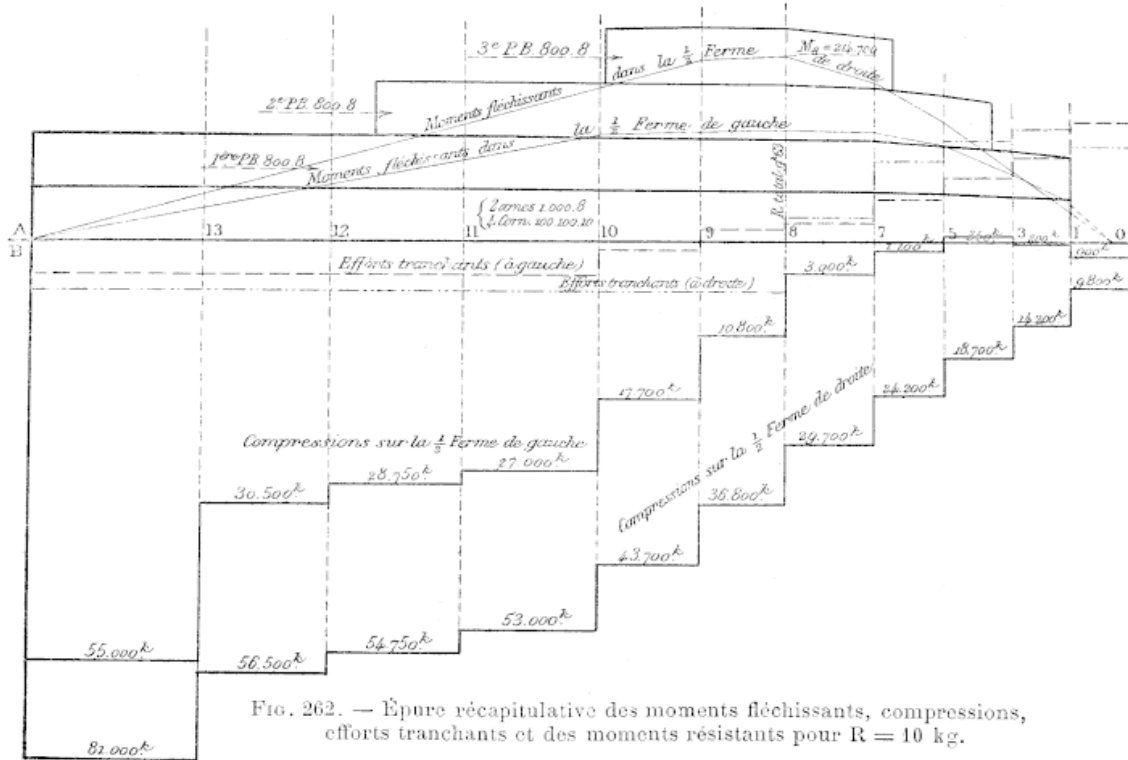


FIG. 262. — Épure récapitulative des moments fléchissants, compressions, efforts tranchants et des moments résistants pour $R = 10$ kg.

On aura, en prenant successivement les moments par rapport aux points A et B :

$$S_B = \frac{(9\,500 \times 40,9) + (20\,800 \times 5,6) + (20\,800 \times 24,4) + (47\,200 \times 30)}{30^m,000} = 80\,950^k.$$

$$S_A = \frac{(20\,800 \times 5,6) + (20\,800 \times 24,4) - (9\,500 \times 40,9) + (47\,200 \times 30)}{30^m,000} = 55\,050^k.$$

A cause de la dissymétrie des charges, la réaction au faitage sera oblique :

Soient : F_x , sa composante horizontale,
 F_y , sa composante verticale.

La demi-ferme à gauche étant en équilibre sous l'action de ces forces, on aura pour déterminer F_x , F_y , Q_A , les 3 équations suivantes :

$$\text{Projection horizontale : } 9\,500^k - Q_A - F_x = 0. \quad (1)$$

$$\text{Projection verticale : } 20\,800 + 47\,200 - F_y - 55\,050 = 0. \quad (2)$$

Moments par rapport au point A :

$$(9\,500 \times 40,9) + (20\,800 \times 5,6) - (F_x \times 55,6) - (F_y \times 15^m) = 0. \quad (3)$$

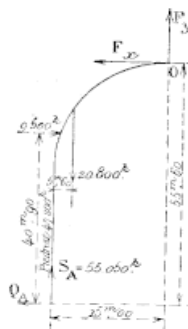


FIG. 263.

L'équation (2) donne : $Fy = 68\,000 - 55\,050 = 12\,950^k$.

Portant cette valeur de Fy dans (3), on a :

$$Fx = \frac{(9\,500 \times 40,9) + (20\,800 \times 5,60) - (21\,700 \times 15^m,00)}{55^m,60} = 5\,600^k.$$

Enfin, l'équation (1) donne : $Q_A = 9\,500 - Fx = 9\,500^k - 5\,600^k = 3\,900^k$.

La réaction au faîtage se trouve ainsi déterminée complètement de grandeur et de position. L'épure 261 donne pour sa valeur : $R = 14\,100^k$.

Il est maintenant facile de trouver les moments fléchissants, les compressions, les efforts tranchants, dans toutes les sections de chaque demi-ferme. C'est ce qui fait l'objet de l'épure (fig. 261).

L'épure (fig. 262) résume tous les résultats obtenus. On a développé, sur une ligne droite OA, l'axe neutre d'une demi-ferme et sur les perpendiculaires élevées par les points de division, on a porté les valeurs des composantes, efforts tranchants et moments fléchissants correspondants pour $R = 10^k$.

Section maxima des fermes principales.

On voit que le moment fléchissant est maxima dans la section 8 de la ferme de droite. Sa valeur est :

$$M_8 = (14\,100 \times 8,00) + (4\,000 \times 11,90) + (1\,000 \times 9,90) + (1\,200 \times 8,10) + (1\,700 \times 6,65) + (2\,000 \times 4,80) + (2\,100 \times 3,50) + (4\,200 \times 2,10) = 214\,700^k.$$

La compression en ce point 8 est : $N_8 = 29\,700^k$.

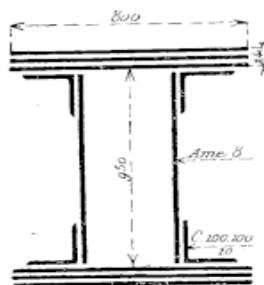


FIG. 264.

Le travail du fer est donné par la formule : $R = \frac{M}{I} \pm \frac{N}{\Omega}$.

La section de la ferme représentée (fig. 264) donne :

$$\frac{I}{n} = 0,023\,552 \quad \Omega = 61\,200^m/m^2.$$

Donc,
$$R = \frac{214\,700}{23\,552} \pm \frac{29\,700}{61\,200}.$$

$$R_c = 9^k,15 + 0^k,48 = 9^k,63, \text{ fibres comprimées,}$$

$$R_t = 9^k,15 - 0^k,48 = 8^k,67, \text{ fibres tendues.}$$

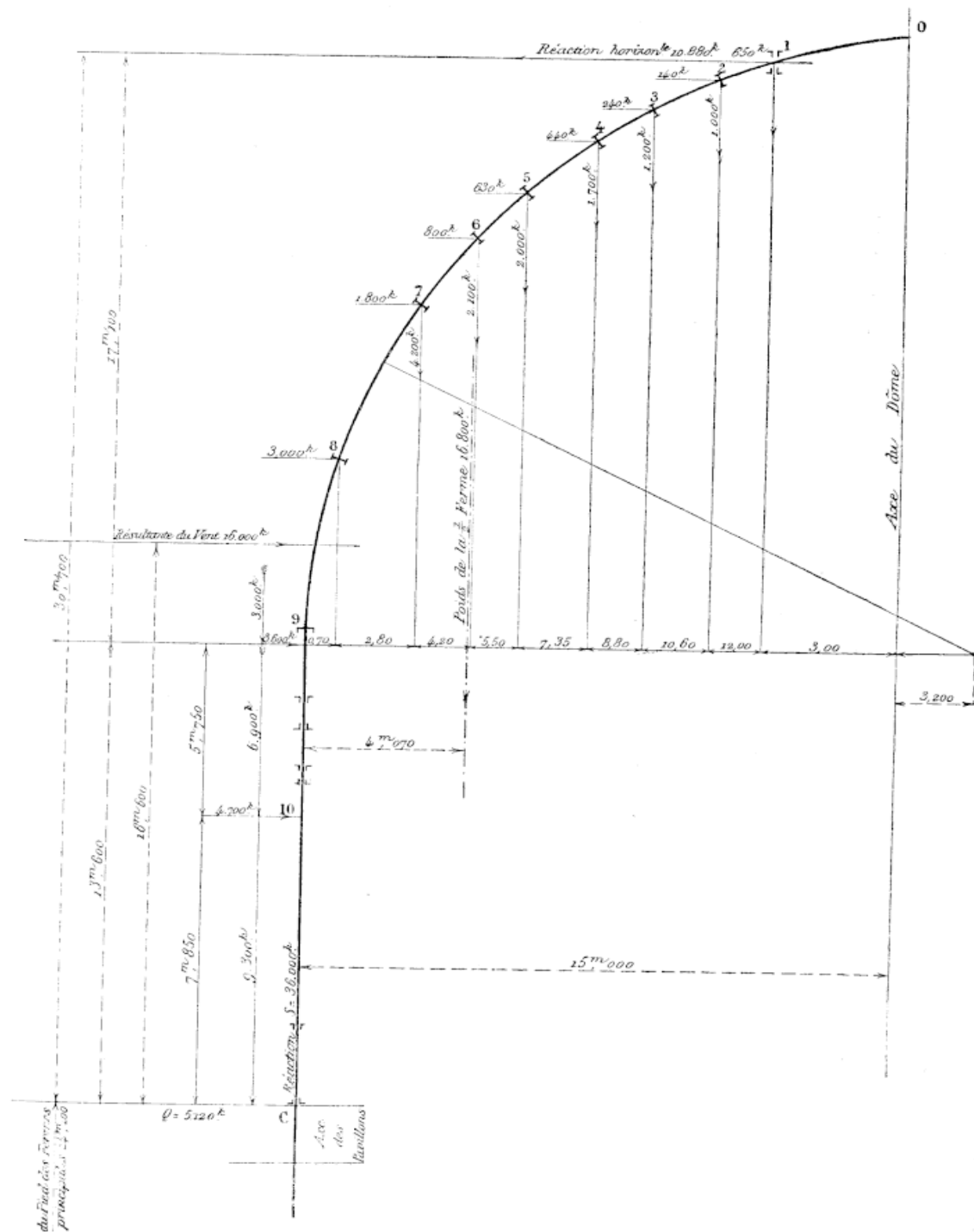
Le moment fléchissant dans la section n° 1 sera réalisé par l'assemblage de la demi-ferme sur la poutre circulaire fermant la 1^{re} ceinture supérieure.

FERMES INTERMÉDIAIRES

Les fermes intermédiaires du dôme sont supportées par les arcs supérieurs des passages de communication du dôme avec les pavillons, tandis que la partie supérieure s'appuie contre la cerce réunissant le sommet des fermes principales.

Charges supportées par les fermes intermédiaires.

Nous considérerons la demi-ferme subissant l'action du vent et chargée de poids verticaux provenant de la couverture.



La surface de couverture correspondant aux demi-fermes intérieures est sensiblement égale à celles des fermes principales, de sorte que :

1° Les efforts dus à l'action du vent seront pris égaux à ceux des grandes fermes et appliqués aux mêmes points correspondants ;

2° Les poids verticaux seront aussi les mêmes au droit de chaque point de division, sauf pour la section n° 1, où la force de 4 000^k due au poids de la statue n'existe plus. Alors la résultante de ces charges verticales sera de 16 800^k et située à 4^m,07 de l'axe du pied droit. Toutes ces forces sont d'ailleurs indiquées sur l'épure (fig. 265).

Détermination de la réaction horizontale au faîtage.

La demi-ferme étant supposée articulée au point C et simplement appuyée

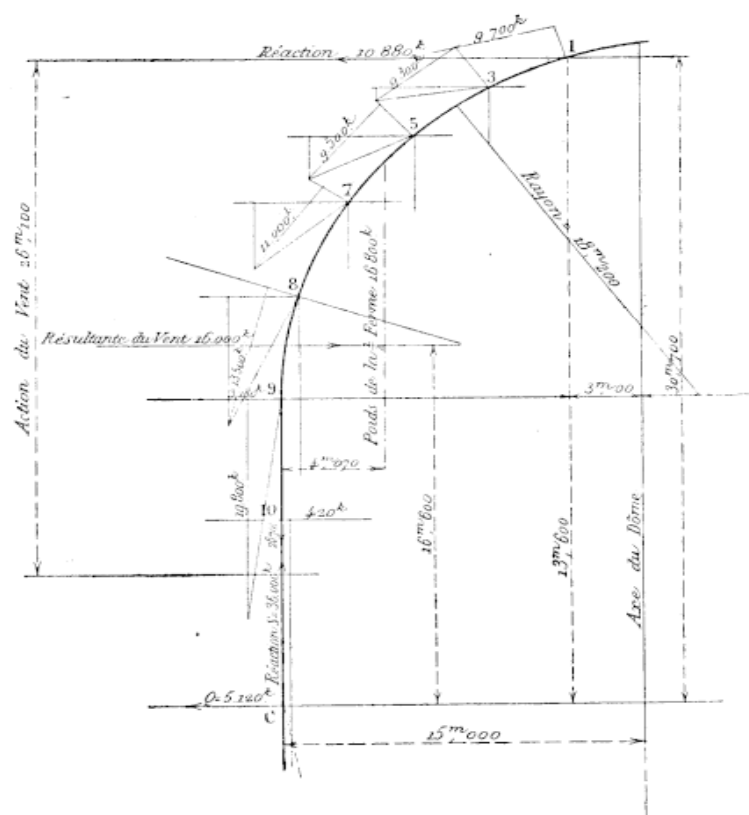


FIG. 266.

en 1, nous aurons, en prenant les moments par rapport au point C :

$$X = \frac{16\,000 + 16\,600 + 16\,800 \times 4,07}{30,70} = 10\,880^k.$$

Au moyen de cette valeur de la réaction au faîtage on a déterminé sur l'épure (fig. 266) les compressions et les efforts tranchants, dans les diverses sections de la ferme de 1 à 10. L'épure (fig. 267) résume tous ces résultats et donne de plus les moments fléchissants correspondants.

Section des fermes.

On voit que le moment fléchissant maximum a lieu dans la section 9, où il a pour valeur : $M_9 = 44\ 000$.

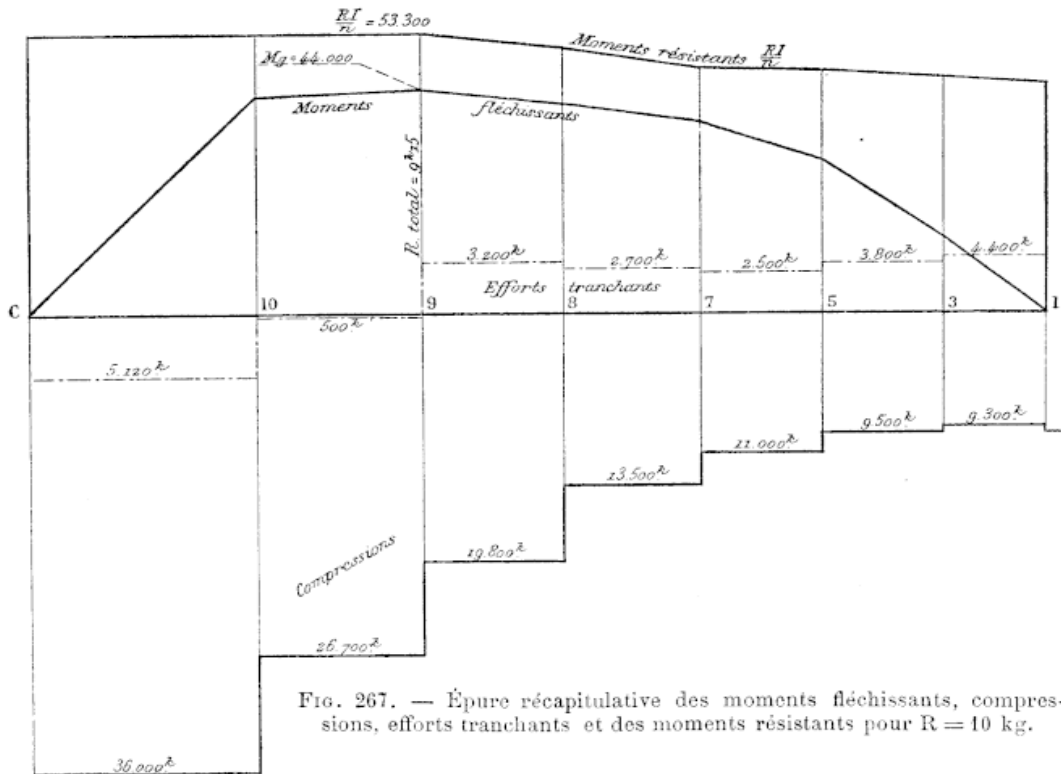


FIG. 267. — Épure récapitulative des moments fléchissants, compressions, efforts tranchants et des moments résistants pour $R = 10$ kg.

La compression est dans cette section : $N_9 = 19\ 800$.

Or la ferme a en ce point la section (fig. 268), qui donne :

$$\frac{I}{n} = 0,005\ 330 \text{ et } \Omega = 21\ 720 \text{ m}^2.$$

Donc le travail du fer, par m^2 de section, est :

$$\frac{44\ 000}{R = 5\ 330} + \frac{19\ 800}{21\ 728}.$$

$$R = 8^k,25 + 0,90 = 9^k,15, \text{ fibres comprimées.}$$

$$R = 8,25 - 0,90 = 7^k,55, \text{ fibres tendues.}$$

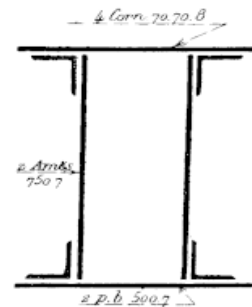


FIG. 268.

Remarque sur le calcul des fermes.

La méthode employée dans le calcul des fermes du dôme conduit à des résultats présentant une grande sécurité. On suppose, en effet, les fermes isolées dans l'espace, tandis que, en réalité, elles sont entretoisées et réunies par des ceintures et des pans de fer qui assurent une grande stabilité à la construction et dont on néglige complètement l'effet dans les calculs. Il en résulte que les fermes du dôme

ainsi calculées sont encore dans de très bonnes conditions de résistance, bien que le travail du fer s'élève dans certaines parties jusqu'à $9^k,63$ par m^2 de section.

Montage. — Le montage des fers a été terminé le 12 octobre 1888. Dix mois seulement avaient donc suffi pour mener à bien cette opération considérable qui, grâce à des dispositions très ingénieuses, avait pu s'effectuer avec une extrême rapidité et en économisant le plus possible la main-d'œuvre.

L'échafaudage employé à cet effet comprenait trois parties bien distinctes (Série F, Pl. 15), savoir :

- 1° Un pylône annulaire;
- 2° Une plate-forme en encorbellement;
- 3° Un pylône conique central.

Le pylône annulaire fut seul mis en place pour effectuer le montage des fers verticaux. La plate-forme en encorbellement et le pylône conique furent construits dès que l'ossature fut arrivée à l'endroit où la coupole prend naissance.

1° **PYLÔNE ANNULAIRE.** — Ce pylône, formant la première partie de l'échafaudage, comprenait 16 fermes principales reliées par une double série de moises et de contreventements disposés tant à l'extérieur qu'à l'intérieur du pylône. Il se terminait par une plate-forme annulaire supportant une double voie circulaire en fer à T de $0^m,22$ destinée à recevoir l'appareil de levage mû par un treuil placé au centre du dôme et reposant sur le sol. Cette plate-forme était située à 44 mètres au-dessus de chapes en ciment qui recevaient les bases des piliers.

Chaque ferme se composait de deux poteaux principaux de $0^m,25 \times 0^m,25$ de section à la base et de $0^m,20 \times 0^m,20$ dans la partie supérieure.

Dix contre-fiches de $0^m,16 \times 0^m,16$ et $0^m,13 \times 0^m,13$, vingt moises de $0^m,08 \times 0^m,23$, une contre-fiche supérieure de $0^m,20 \times 0^m,20$ et quatre moises de $0^m,08 \times 0^m,23$ formaient l'encorbellement extérieur. Ces fermes étaient réunies l'une à l'autre par 7 cours de moises simples et 3 cours de moises doubles de $0^m,105$

$\times 0^m,23$ à l'extérieur et de $0^m,23 \times 0^m,08$ à l'intérieur. 8 cours de contreventements placés à l'intérieur et autant à l'extérieur, boulonnés sur les arbalétriers des fermes, permettaient de résister aux efforts de torsion. Les moises intermédiaires étaient disposées de façon à permettre l'établissement des planchers provisoires destinés à supporter les équipes des ouvriers riveurs. Enfin, un escalier continu, muni, de bas en haut, de garde-corps solidement établis de chaque côté, et formé de 16 rampes et de 8 paliers, mettait le sol en communication avec les divers planchers ainsi qu'avec la plate-forme supérieure.

2° PLATE-FORME EN ENCORBELLEMENT ET PYLÔNE CENTRAL. — Les deux plates-formes en encorbellement, ainsi que le pylône central, prenaient tous leurs points d'appui sur le pylône annulaire.

La plate-forme extérieure était soutenue par 16 contrefiches situées au droit de chacune des fermes et reliées à ces dernières par deux moises. Elle était munie d'un garde-corps fixé sur une plinthe de 8×10 , vissée elle-même aux madriers du plancher et qui permettait d'effectuer, en toute sécurité, les diverses manœuvres.

La plate-forme intérieure était constituée de la même façon, mais les 16 contrefiches de support se prolongeaient au delà pour former le pylône conique central, qui se terminait par une plate-forme de 4 mètres de diamètre située à $55^m,60$ au-dessus du sol. Les contrefiches de ce pylône étaient entretoisées par 48 diagonales qui assuraient la rigidité de cette partie de l'échafaudage.

Ainsi qu'il a été dit plus haut, le pylône conique et les deux plates-formes n'ont été construits que lorsque la partie verticale de la nef centrale a été complètement montée.

Établi dans ces conditions, l'échafaudage ne permettait pas de lever de lourdes pièces : aussi le poids des matériaux à mettre en place ne dépassa-t-il jamais 3 tonnes. Comme, en outre, cet échafaudage était d'une très grande légèreté et que le pylône annulaire

était posé simplement sur le sol, il était indispensable, pour éviter le renversement de l'ensemble, que les divers efforts exercés pendant le montage d'une pièce eussent leur résultante dirigée verticalement en passant par la partie médiane de la plate-forme supérieure. Ces deux conditions essentielles ont été réalisées grâce à l'ingénieux appareil employé pour le levage des fers.

APPAREIL DE LEVAGE. — Cet appareil se composait de deux parties principales : le chariot et le mécanisme. Le chariot était formé par deux longerons en fers à double T réunis à leurs extrémités par deux entretoises en fers de même section (fig. 269).

Le système ainsi constitué était rendu indéformable par une double diagonale en fer plat. Il pouvait se déplacer, au moyen de deux paires de galets de roulement, sur une double voie circulaire en fer à double T, sur laquelle il était guidé par 4 autres galets à axe vertical fixés aux quatre coins du chariot. L'axe d'une des paires de galets portait une roue d'engrenage en contact avec un pignon denté auquel on pouvait donner le mouvement au moyen de deux roues d'engrenage et d'une poulie à gorge P' sur laquelle passait une chaîne sans fin descendant jusqu'au sol. En agissant sur la chaîne, le chariot se mettait en mouvement, guidé par la voie circulaire. Le mécanisme destiné au levage des pièces était supporté par 2 fers à double T de 13^m,42 de longueur fixés sur le chariot. Les extrémités de la grue, qui toutes deux portaient une poulie fixe, étaient maintenues dans un sens horizontal au moyen de quatre barres en fer rond qui s'opposaient à leur flexion, celles-ci soutenues par une tige verticale fixée sur le chariot.

Sur l'aile supérieure des fers à double T, — et pouvant se déplacer à droite et à gauche du chariot, — étaient 2 trucks roulants T, constitués par deux paires de galets dont les axes passaient dans des flasques portant les tourillons. C'était sur ces poulies que passait, en suivant le chemin qu'indique la figure, la chaîne servant au levage des matériaux. Elle était fixée aux deux extrémités de la grue, d'une longueur invariable, et supportait deux poulies à

crochets, dont l'un, celui de gauche, prenait les pièces, tandis que l'autre était mis en relation avec un treuil à double engrenage situé sur le sol.

Voici maintenant comment fonctionnait l'appareil :

Qu'on suppose une pièce à lever : on amenait, par un mouvement qui sera indiqué plus loin, les deux trucks à l'extrémité de la grue et l'on descendait la poulie de gauche, dont on fixait le crochet à la pièce placée sur le sol à 1^m,50 environ de la paroi verticale du dôme.

Le treuil était alors mis en mouvement; la pièce s'élevait et, une fois arrivée à la hauteur qu'elle devait occuper, on l'amenait en face de son emplacement en roulant le chariot. Il restait alors à amener le truck et, par suite, la pièce exactement au-dessus de celle avec laquelle elle devait s'assembler. A cet effet, les deux trucks portaient chacun une chaîne, dont les bouts s'attachaient aux flasques des galets et qui passait sur les poulies fixées aux extrémités de la grue et sur deux autres poulies dont les axes portaient des roues R, R', s'engrenant entre elles. En mettant en mouvement la roue R dans un sens ou dans l'autre, les deux trucks s'approchaient ou s'éloignaient de l'axe du chariot de la même quantité, c'est-à-dire de telle sorte que la résultante des charges passait toujours par le milieu du chariot. Pour produire ce mouvement, l'arbre de la roue R' portait une roue d'engrenage actionnant un pignon dont l'axe était muni d'une autre roue à laquelle une vis sans fin pouvait donner l'impulsion. Cette vis sans fin était mue elle-même au moyen d'une poulie P à gorge, sur laquelle passait une chaîne allant jusqu'au sol.

Il convient de remarquer ici que, pendant le mouvement des trucks, la chaîne qui portait les matériaux s'allongeait d'un côté, tandis qu'elle se raccourcissait de l'autre, et, de cette façon, la pièce restait toujours au même niveau.

Lorsque la hauteur à laquelle on levait une pièce était assez considérable pour que le poids de la chaîne de droite pût s'opposer à ce que la poulie de gauche descendit, par son propre poids,

on ajoutait, avant le montage, un certain nombre de rondelles en fonte destinées à faire équilibre au poids de la chaîne de droite.

Grâce à ce système extrêmement ingénieux, les pièces ont pu être amenées mathématiquement à leur emplacement définitif. Il a permis, en outre, d'effectuer toutes les manœuvres avec une sécurité complète et d'une façon aussi commode que rapide.

Après avoir subi une légère modification, l'appareil de levage a été installé au sommet de l'échafaudage. L'une des extrémités pivotait autour du plateau métallique placé sur le cône à 55 mètres au-dessus du sol. L'autre extrémité reposait sur la tête du tréteau, sous lequel étaient placés des galets roulant sur la nouvelle voie établie au bord de l'encorbellement extérieur. Une bigue adaptée à ce tréteau permettait d'opérer le levage des fers employés à la construction des pavillons adossés.

Le treuil placé sur le sol pendant la première période du montage était fixé sur le bas du tréteau. De là se faisaient les manœuvres du montage des fers de la coupole.

Pendant que l'on complétait l'ossature du dôme central, celle des pavillons adossés était levée jusqu'à la hauteur du plancher, au moyen de chèvres et par les soins d'une équipe spéciale. A partir de là, l'appareil employé pour le dôme a servi également pour terminer cette partie de l'opération.

Poids et prix unitaires. — La construction métallique du dôme central et des pavillons adossés a exigé la mise en œuvre de 1 046 406 kilogrammes de fers, ce qui, par mètre carré, représente un poids de 559 kilogrammes et une dépense de 270 fr. 14.

La dépense au kilogramme avait été fixée à 0 fr. 45, mais avec un forfait pour la partie principale des travaux s'élevant à 390 000 francs. Les travaux accessoires ont été payés d'après les bases suivantes, et sans rabais :

	fr. c.
53 070 kilos de fers pour fermetures, vitres, verrières, quincaillerie et accessoires, le kilog.	0,75
28 515 kilos de fer pour paliers d'escaliers, le kilog.	0,45

	fr. c.
1 687 kilos de fers pour l'armature de la statue couronnant le dôme central, le kilog.	1,25
Escalier comprenant les limons, les contre-marches en fer, les marches en chêne de 0,054 d'épaisseur, le mètre.	40,00
Rampes d'escalier, le mètre.	45,00
Motif de la balustrade et consoles.	4 140,00

La construction de la statue du dôme central, dont il sera parlé dans le chapitre consacré à la couverture, a nécessité des dispositions spéciales qu'il convient d'indiquer. Cette statue était supportée par une armature en acier fixée sur l'ossature métallique de la coupole. Le poids total (statue et armature) était de 8 000 kilogrammes.

L'armature se composait d'un fût central qui, après avoir traversé la jambe gauche, se prolongeait jusqu'à la tête de la statue. De ce même fût partait une série de bras secondaires sur lesquels étaient fixés les membres et les ailes. Les calculs de résistance de cet ensemble ont été établis en supposant l'effort du vent égal à 70 kilogrammes par mètre carré.

DÉSIGNATION des GALERIES.	SURFACE.	POIDS.	VOLUME.	HAUTEUR MOYENNE.	POIDS		PRIX		PRIX du KIL.
					au m. q.	au m. c.	au m. q.	au m. c.	
	m. q.	k.	m. c.	m.	k.	k.	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Galeries de 25 mètres. .	81 270	5 832 337	913 162	11,25	72,10	6,40	22,88	2,03	0,317
— 15 — sur les avenues.	9 300	595 200	88 350	9,50	64,00	6,71	23,24	2,44	0,363
Galeries de 15 mètres sur les jardins.	6 000	290 010	63 686	10,65	48,00	4,55	17,73	1,67	0,366
Galeries de 15 mètres rondes.	2 250	248 830	36 900	16,40	110,60	6,74	40,74	2,48	0,368
Pavillons du raccord ¹ . .	930	312 677	17 670	19,00	551,00	24,32	204,55	10,76	0,370
Galeries de 30 mètres. .	5 010	811 620	113 226	22,60	162,00	7,15	60,09	2,65	0,370
Divers et annexes. . .	1 871	1 046 416	59 653	31,90	559,00	17,56	270,14	8,47	0,483
Totaux et moyennes.	106 531	9 357 130	1 292 647	12,30	87,83	7,238	30,70	2,53	0,349

En résumé, les constructions métalliques des galeries affectées aux Expositions diverses ont exigé la mise en œuvre de 9 357 140 ki-

logrammes de fer pour une surface couverte de 106 531 mètres carrés et pour un volume de 1 292 647 mètres cubes, ce qui fait ressortir le poids du mètre carré à 87^{kil},83 et celui du mètre cube à 7^{kil},238.

Le tableau ci-dessus indique de quelle manière ces poids se sont trouvés répartis entre les différentes galeries. Il donne également la dépense au kilogramme, au mètre carré et au mètre cube.

Comparaison avec les constructions similaires de 1878. — Il est difficile d'établir une comparaison entre les constructions édifiées en 1878 et celles élevées en 1889, où le groupe des Industries diverses comportait une galerie monumentale de 30 mètres d'ouverture, quatre pavillons d'angle de grandes dimensions et un dôme de proportions exceptionnelles qui n'ont pas eu leurs similaires lors de l'Exposition précédente.

Si toutefois, en faisant abstraction de ces éléments nouveaux, — ainsi que de la Galerie des Machines et des deux Palais des Arts, — on considère seulement les autres bâtiments comme étant équivalents à ceux qu'occupaient, en 1878, les Industries diverses, on arrive à des résultats facilement appréciables.

En 1878, les fermes de 25, 15, 12 et 5 mètres, ainsi que les autres constructions appartenant à l'Exposition proprement dite, couvraient une superficie de 145 078 mètres carrés, et la surface abritée, d'une hauteur moyenne de 9^m,6, représentait un volume de 1 399 818 mètres cubes. Le poids de ces différentes ossatures s'est élevé à 13 882 tonnes, et leur construction a nécessité une dépense de 5 172 000 francs, soit 0 fr. 374 par kilogramme.

A ces chiffres correspondent :

	kilos.
Un poids au mètre carré couvert de	95,05
Un poids au mètre cube abrité de	9,88
Un prix au mètre carré couvert de	36,10
Un prix au mètre cube abrité de	3,69

En 1889, la surface occupée par les bâtiments affectés aux Industries diverses et par le dôme central a été de 106 531 mètres

carrés, et le poids des fers et fontes s'est élevé à 9357 140 kilogrammes, payés 0 fr. 349 le kilogramme.

L'ensemble de ces diverses constructions représentait un volume de 1 292 647 mètres cubes, correspondant à une hauteur moyenne de 12^m,13.

Il ressort des chiffres ci-dessus :

1° Un poids au mètre carré couvert de	87 ^k ,83
2° Un poids au mètre cube abrité, de.	7 ^k ,238
3° Un prix au mètre carré couvert, de.	29 ^f ,76
4° Un prix au mètre cube abrité, de.	2 ^f ,45

Si l'on remarque, d'une part, que le dôme central et ses annexes représentent un poids de 1 046 406 kilogrammes, c'est-à-dire, pour une surface couverte de 1 871 mètres carrés, un poids, au mètre carré, de 559 kilogrammes et un poids, au mètre cube abrité, de 17^{kil},56; que, d'autre part, les 4 pavillons d'angles représentent un poids de 512 697 kilogrammes, on reconnaît facilement que, pour les autres constructions, les caractéristiques des procédés employés cette fois-ci sont on ne peut plus avantageux. Ainsi, pour les fermes de 25 mètres, ayant une hauteur moyenne de 11^m,25, le poids au mètre carré couvert n'est que de 72^{kil},10, et les fermes de 15 mètres, à deux rampants, dont la hauteur moyenne est de 9^m,50, n'ont qu'un poids de 64 kilogrammes au mètre carré couvert; celui du mètre cube abrité n'est que de 6^{kil},71; ce sont des poids sensiblement inférieurs à la moyenne générale.

Cette observation s'applique également aux autres galeries, en exceptant, bien entendu, celle de 30 mètres, et le tableau qui vient d'être donné établit nettement, pour toutes les constructions, la même infériorité de poids.

On a pu voir par ce qui précède que, s'il existe des différences entre les constructions établies en 1878 et celles de l'Exposition de 1889, elles sont tout à l'avantage de cette dernière, grâce aux nouvelles méthodes de construction qui ont permis d'abaisser notablement le poids moyen au mètre carré couvert et de réaliser une

notable économie sur le prix de revient des matériaux employés. — Cette différence mérite d'autant mieux d'être signalée qu'en 1878 les diverses constructions affectées à cette partie de l'Exposition comportaient simplement des ossatures munies de tirants, ce qui diminuait sensiblement le poids des fermes.

Il est donc intéressant de constater le chemin parcouru depuis cette époque encore si rapprochée ainsi que les progrès réalisés dans l'art de la construction métallique et de la ferronnerie.

IV. — Charpente en bois. — Menuiserie. — Les travaux nécessités par l'exécution des toitures ont immédiatement succédé à la mise en place de l'ossature métallique. Indépendamment de la décoration, — qui fera l'objet d'un chapitre spécial, — cette partie de la construction comprenait la charpente en bois, la grosse menuiserie, la couverture et la vitrerie. Ces travaux offrent toujours une grande importance, car il importe d'avoir à la fois une couverture très solide et absolument étanche, et, lorsque ces deux conditions sont imparfaitement réalisées, on s'expose à des réclamations légitimes ainsi qu'à des réparations souvent très coûteuses.

Le système de charpente adopté consistait à poser sur les pannes en fer des fourrures en bois et à répartir sur ces pannes des chevrons sur lesquels était cloué un voligeage en sapin rainé. Comme, avec d'aussi grandes surfaces à couvrir, la question d'économie jouait ici un rôle capital, on se décida à faire exécuter en location cette partie des travaux, qui fut adjugée, le 11 juillet 1887, à la maison Poirier.

L'opération tout entière exigea quatre mois et demi de travail et nécessita l'emploi de 2 078 mètres cubes de bois pour chevrons et fourrures, de 3 270 mètres superficiels de frises en sapin de 0^m,27 rainées et à baguettes, de 7 364 mètres superficiels de frises en sapin brut de 0^m,27 et de plus de 11 000 mètres de voligeage.

En dehors des travaux exécutés pour le parquetage des combles, la menuiserie n'a joué qu'un rôle très restreint dans la construction des galeries affectées aux Expositions diverses. Son em-

ploi a été limité aux parquets du rez-de-chaussée — dont il sera question plus loin — ainsi qu'aux portes d'entrée. Ces dernières, dont l'exécution avait été confiée à la Société des Ateliers de Neuilly, furent établies sur un modèle fort simple. Elles comprenaient un bâtis d'encadrement de 0^m,11 d'épaisseur et des bâtis intermédiaires de 0^m,15 sur 0^m,15 formant pilastres avec plinthe, cymaise, astragale et chapiteau. Le soubassement était en lambris d'assemblage avec plate-bande et petits cadres sur les deux faces. Un croisillonement en fer à simple T protégeait les baies vitrées placées au-dessus du soubassement et une imposte également vitrée surmontait la porte dans toute sa largeur.

La construction des portes et leur mise en place n'ont donné lieu à aucun incident.

V. — Couverture en zinc. — La maison Lansot, adjudicataire des travaux de construction, a employé les ardoises en zinc n° 10 agrafées, du modèle de la Vieille-Montagne (fig. 270).

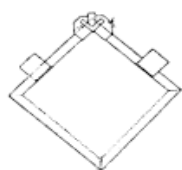


FIG. 270.

Ces ardoises mesurent 0^m,60 de côté et sont posées de façon que l'une des pointes soit en bas. Les deux côtés supérieurs sont rabattus en dessus pour former des agrafures plates. Les côtés inférieurs, pliés en dessous, ont leurs agrafures arrondies pour empêcher l'eau de remonter par capillarité. Les pattes d'attache sont au nombre de trois, clouées sur le voligeage, une au sommet et les deux autres sur les côtés. Un obturateur mobile en zinc, destiné à assurer l'étanchéité parfaite de la couverture au point de jonction des trois ardoises, est fixé à la patte supérieure qui fixe elle-même l'ardoise au voligeage et l'empêche de descendre par son agrafure. Les pattes latérales maintiennent l'ardoise sans gêner la dilatation.

Voici maintenant comment s'opérait la pose de ces ardoises : on établissait, dans le bas, une bande en zinc servant à agraffer les demi-ardoises de larmier (fig. 271), dont la largeur était calculée de façon à ménager, dans le haut, une bande de faitage d'égale lar-

geur. La couverture était terminée, dans sa partie supérieure, par des demi-ardoises de faitage. Des bandes servaient à l'encadrer à droite et à gauche sur les rives, où elle se terminait également par des demi-ardoises.

Les chéneaux mesuraient 0^m,52 de largeur et étaient en zinc n° 14, établis sur pentes en bois. Des ressauts disposés tous les six mètres assuraient la dilatation. A la basse pente, les eaux étaient reçues dans une double cuvette, afin d'éviter les engorgements. Des tuyaux d'écoulement de 0^m,18 de diamètre en zinc étaient placés, tous les 25 mètres, dans l'intérieur des piliers qui supportaient les fermes. Ils étaient fixés au moyen d'agrafes sur les croisillons de ces piliers. Des chemins de faitage en zinc n° 13 de 0^m,85 de largeur avaient été établis pour assurer le service des lanterneaux. L'ensemble de ce travail, dont l'exécution comprenait 63 623 mètr. superficiels de couverture, 6432 mètres linéaires de chéneaux, 3 022 mètres de tuyaux de descente et 5495 mètres de chemins de faitage, a été commencé à la fin de septembre 1887. Il a été terminé, le 11 février 1888, à la complète satisfaction de l'Administration. Ces ardoises métalliques, qui produisent un effet très satisfaisant, n'ont donné lieu à aucune critique au double point de vue de la solidité et de l'étanchéité. Leur usage présente toutefois quelques dangers pour les ouvriers obligés de circuler sur les toitures et exigent, de leur part, des précautions spéciales. On avait obvié à ces inconvénients par divers moyens, et notamment en établissant des chemins de circulation en zinc au-dessus des lanterneaux.

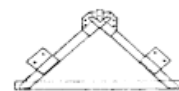


FIG. 271.

Des échelles permettaient également d'accéder, au-dessus des combles des pavillons, jusqu'à la statue qui domine le dôme central. Ces nombreux moyens d'accès avaient, en outre, pour but de faciliter le plus possible le service des ouvriers chargés de l'éclairage et celui des pompiers.

Le prix du mètre carré de couverture est revenu à 3 fr. 87.

Indépendamment du système de toiture qui vient d'être décrit,

et dont l'emploi s'étendait à toutes les parties courantes de la couverture, il convient de signaler, pour le dôme central, l'utilisation de tuiles émaillées dont la fourniture a été effectuée par M. Muller.

La statue monumentale placée au sommet du dôme central a été exécutée en zinc estampé, dans les ateliers de M. Coutelier. L'exécution de cette statue a été obtenue par l'estampage au marteau d'après le modèle en plâtre de M. Delaplanche. Les pièces de zinc, d'abord battues à la main et présentées sur ce modèle jusqu'à ce que le métal en ait complètement épousé la forme, ont été ensuite ajustées, soudées et renforcées intérieurement au moyen de lames de fer liées au zinc par un point de soudure. Dès que l'estampage a été terminé à l'atelier, le montage et la mise en place ont été faits très rapidement, après un premier essai, au moyen de l'échafaudage avec chariot roulant établi sur la partie supérieure de la coupole. Chaque partie de la statue, montée séparément, était transportée vers l'axe de l'armature et boulonnée sur la pièce de fer correspondante. La soudure se faisait après cette opération. Cette statue, qui mesure du talon à la tête 9 mètres de hauteur et 10^m,80 du sommet des ailes au talon, a nécessité 400 kilogr. de métal, d'une épaisseur de 0,0018.

C'est également par ce procédé qu'ont été fabriqués les motifs des frontons des divers pavillons, les crêtes situées au-dessus de la frise des portiques sur le Jardin central, ainsi que les épis, membrons et autres pièces complétant la toiture du Palais des Expositions diverses.

Toute cette partie ornementale, d'une finesse d'exécution vraiment remarquable, a été exécutée par les maisons Chenevière et Michelet. Elle a été posée par l'entrepreneur des couvertures, M. Sansot.

On a eu recours, pour ces divers ornements, à l'estampage à la machine, généralement employé lorsqu'il s'agit de motifs se répétant plusieurs fois. Voici comment on opère : l'estampeur reproduit en fonte le modèle préparé par le sculpteur, et il bat directe-

ment le zinc sur la fonte; ou bien encore il peut prendre en creux la surface à estamper et obtenir ainsi deux pièces formant matrice. Le zinc, chauffé jusqu'au point de ductilité voulue, est placé sur la forme fixe, et on laisse retomber verticalement sur lui la forme mobile, de façon qu'il épouse tous les contours du modèle. Après plusieurs passes et plusieurs chaudes, le métal a reçu l'empreinte exacte de la matrice, dont il peut ainsi reproduire toutes les finesses avec une extrême pureté.

VI. — Canalisation souterraine. — Pendant que tous les travaux de couverture (pose des chevrons, des voliges, de la vitrerie, etc.) s'effectuaient simultanément, on exécutait en sous-sol, sur des points déterminés d'avance, les travaux nécessaires pour permettre le raccordement immédiat des tuyaux en zinc destinés à l'écoulement des eaux, avec les tuyaux en grès vernissé formant le départ de la canalisation souterraine.

Dans l'étude de la construction, cet écoulement avait été calculé de telle façon qu'une partie couverte de $25^m \times 25$ (soit 625 m. superficiels) correspondit à un tuyau de descente de $0^m,18$ venant se raccorder à un tuyau en grès de $0^m,25$. Les sections des tuyaux suivants devaient être proportionnelles au nombre des descentes verticales. Malgré le petit nombre des écoulements verticaux, cette canalisation n'en constituait pas moins une opération considérable, car l'ensemble des constructions à desservir occupait une superficie de plus de 106 000 mètres. Elle a nécessité l'emploi de $364^m,50$ de tuyaux en grès vernissé, de marque française, de $0^m,25$, $0^m,20$ et $0^m,15$ de diamètre livrés par l'usine Jacob, à Pouilly-sur-Saône, et 4 429 mètres de tuyaux, de diamètres variables, en béton aggloméré du système Coignet.

Les travaux de canalisation ont été exécutés par l'entrepreneur des fondations, M. Manoury.

Le tableau ci-après indique les prix unitaires adoptés pour la fourniture des tuyaux :

NATURE DES TUYAUX.	DIMENSIONS.	PRIX.
	m.	fr. c.
Tuyaux en grès vernissés	0,125	1 33
	0,15	2 »
	0,20	3 54
	0,15	4 84
Tuyaux en bétons agglomérés	0,30	6 06
	0,40	8 65
	0,45	9 72
	0,50	12 65

VII. — Vitrerie. — Les travaux relatifs à la vitrerie des combles du Palais des Industries diverses comprenaient deux opérations bien distinctes, la fourniture et la pose. La première a fait l'objet d'une adjudication en deux lots prononcée le 31 janvier 1887. Le premier lot a été adjugé à la Société des Glaces de Saint-Gobain; la manufacture de Recquignies, Jaumont et Aniche s'est rendue adjudicataire du second lot.

La pose des vitres, — qui constituait la seconde phase desdits travaux, — a été confiée à M. Murat, au prix de 0 fr. 60 par mètre superficiel.

En outre, l'Administration lui faisait l'abandon ultérieur des verres, dont elle devait payer directement la fourniture.

Aux termes du cahier des charges, les adjudicataires étaient tenus de livrer, sur wagons en gare du Champ de Mars, les verres striés de 0^m,005 d'épaisseur, et d'une largeur variant entre 0^m,45 et 0^m,75, à l'entrepreneur de pose, qui en devenait aussitôt propriétaire et responsable.

Les livraisons ainsi effectuées simultanément par la manufacture de Saint-Gobain et par celle de Recquignies, Jaumont et Aniche, représentée par la maison des Glaces de la Chapelle, se sont élevées au chiffre total de 62099 mètres superficiels, dont

31 697 mètres ont été fournis par Saint-Gobain et 30 402 mètres par la maison des Glaces de la Chapelle.

Voici maintenant la méthode adoptée pour l'exécution des travaux de pose, qui ont été terminés le 5 février 1888. A chaque recouvrement, on a employé la tringle *Sartore-Murat*, de forme cintrée, repliée en double crochet recevant les deux extrémités des feuilles. Cette tringle, munie d'un trou d'écoulement pour la buée, a l'avantage de réduire de 6 à 7 centimètres l'ancien recouvrement, qui s'encrassait très rapidement, diminuait sensiblement la clarté et causait presque continuellement des infiltrations (fig. 272).

Le contre-masticage et les solins ont été faits au moyen d'un mastic de consistance très molle fabriqué avec de l'huile de lin soigneusement épurée. Afin d'assurer la parfaite étanchéité de ce système, qui est indiqué dans la figure ci-contre, une couche de peinture à l'huile avait été passée sur le mastic apparent.

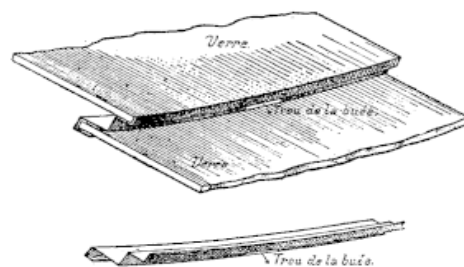


FIG. 272.

Ces dispositions ont donné les meilleurs résultats, et, grâce aux conditions imposées aux adjudicataires, relativement à la qualité et la résistance des vitres, leur emploi n'a donné lieu à aucune réclamation. Par raison d'économie, et pour faciliter la location, on n'avait pas jugé nécessaire de faire usage de verres dépolis : des velums ont dû être placés ultérieurement pour corriger le manque d'opacité des vitrages et tempérer l'éclat gênant du soleil.

Le prix du mètre superficiel de vitrerie pris en location a été de 2 fr. 29, comprenant la fourniture et la pose.

L'éclairage du dôme central a exigé des dispositions particulières qu'il convient de noter.

L'emploi de verres blancs — très convenables pour la vitrerie des galeries — aurait produit ici un très mauvais effet et détruit l'harmonie décorative de la coupole. Comme, d'autre part, l'insuffisance des crédits affectés à cette partie des travaux ne permettait

pas l'usage de verrières en couleur, on a dû se borner à adapter au vitrage des combles une couche de peinture à la gomme laque sur la paroi extérieure, et à l'intérieur des papiers transparents reproduisant des dessins de vitraux. Ce système d'application en « trompe-l'œil », tout en réalisant une économie notable, a produit les meilleurs résultats. La vitrerie seule des pylones renfermant les escaliers des balcons a été faite en verres colorés au four. Ce travail a été exécuté à forfait par M. Bitterlin.

La vitrerie verticale, qui différait essentiellement des travaux relatifs à la vitrerie des combles, a dû faire l'objet d'une entreprise spéciale. Son importance se trouvait d'ailleurs singulièrement amoindrie par la construction de restaurants sur toutes les façades intérieures du Palais, et l'opération fut limitée aux vitrages des portes d'entrée et à ceux des façades latérales de la galerie de 30 mètres, dans toute la partie située au-dessus des galeries adjacentes de 25 mètres, où l'on se servit de verres blancs ordinaires avec bande de couleurs comme encadrement des verrières.

Les travaux, exécutés en location, ont été adjugés, le 28 mai 1888, à MM. Maugas et Cornil.

Cette dépense était calculée d'après les prix unitaires nets ci-après :

	mètres.	fr.
Verre blanc demi-double 3 ^e choix.	2 062	à 2,53
Verre de couleur uni.	247	à 5,17
Dépolissage à l'huile.	1 665	à 0,65

VIII. — Parquetage et dallage. — L'aménagement du sol des galeries des Expositions diverses a nécessité deux sortes de travaux bien distincts : le parquetage et le dallage.

Dans presque toutes les parties réservées aux exposants, le parquet des galeries était composé de frises de sapin clouées sur des lambourdes posées simplement sur le sol dont on avait préalablement réglé le niveau à la cote convenable. Le plancher établi au dessus des voies ferrées qui sillonnaient les galeries était formé de trappes de 3^m,55 sur 2 mètres, reposant, par l'intermédiaire de

cales, sur les rails mêmes de la voie. Elles avaient été préparées et ajustées longtemps d'avance, et transportées dans un dépôt voisin du Champ de Mars.

Ce système a permis, lors de l'ouverture de l'Exposition, de poser rapidement ces trappes à leurs emplacements définitifs et, une fois l'Exposition terminée, de les enlever en 48 heures, de manière à laisser aux wagons le libre accès des voies ferrées.

L'exécution des parquets, mise en adjudication le 18 juin 1888, a été confiée à M. Sylvain Poirier. Les travaux, commencés le mois suivant, étaient suffisamment avancés le 14 juillet pour permettre au Gouvernement d'offrir, le jour de la Fête nationale, un banquet de 3 000 couverts, dans les galeries les plus rapprochées de la rue Saint-Dominique.

Le parquetage total, qui a exigé l'emploi de 89 454 mètres de frises de sapin, a été terminé vers la fin de l'année 1888.

Cette opération — accomplie sans incidents — a eu lieu pour 92 840 mètres couverts, au prix de 2 fr. 67 le mètre superficiel (y compris toutes les dépenses supplémentaires). L'Administration a eu recours, pour un certain nombre de galeries, aux dallages en bitume obtenus au moyen d'une couche d'asphalte coulée de 0^m,015, appliquée sur une fondation de 0^m,04 de béton. C'est le procédé qui a été employé dans la galerie de 30 mètres, dans toutes celles qui donnaient directement sur le parc, dans les galeries des restaurants, et enfin dans la galerie longeant l'avenue La Bourdonnais.

Des dallages en mosaïque de ciment coloré, exécutés sous le dôme central, ont complété ces sortes de travaux.

En outre, différentes classes d'exposants ayant manifesté le désir de couvrir à leur fantaisie le sol des galeries qui leur avaient été réservées, l'Administration, tout en leur laissant cette faculté, a cru devoir rester complètement étrangère à l'exécution des procédés spéciaux employés à cet effet.

L'entreprise des dallages en bitume a été mise en adjudication le 13 octobre 1888, et M. Roux a été déclaré adjudicataire desdits travaux.

Le prix unitaire a été de 2 fr. 15 pour une surface de 12 171 mètres carrés.

Mais ici, comme pour la pose des parquets, les exposants ont, aux termes du cahier des charges qui leur était imposé, contribué dans une certaine mesure à la dépense et, de plus, les concessionnaires des restaurants ont remboursé les frais des dallages exécutés au droit de leurs établissements.

Quant aux dallages en ciment, dont l'application s'est trouvée d'ailleurs limitée à une surface de 1 207^m, 16, leur prix de revient moyen a été de 2 fr. 50.

IX. — Maçonneries en élévation. — L'établissement des maçonneries en élévation a joué, dans la construction des galeries des expositions diverses, un rôle extrêmement important et a nécessité la fourniture d'une quantité très considérable de matériaux.

Il s'agissait, en effet, non seulement de remplir toute la carcasse métallique du dôme central avec des briques dans lesquelles étaient intercalées, sur toutes les parois visibles extérieurement, des pièces de céramique ou de béton polychrome, mais encore de construire sur toute l'étendue des restaurants, entre ces établissements et l'Exposition même, une série de cloisons d'épaisseur variable. En outre, il fallait exécuter le même travail sur les côtés qui limitaient le Palais vers les avenues Suffren et La Bourdonnais, et vers le jardin d'isolement; enfin, on devait édifier une série de cloisons séparatives intérieures, analogues à celle qui fermait l'Exposition vers la galerie faisant face au Pavillon des Travaux, construite en pans de bois.

Les bétons polychromes, dont il vient d'être question, ont été inventés par M. Paul Dubos. Ils constituent une innovation heureuse, qui paraît appelée à rendre de grands services dans les constructions métalliques, car elle permet de remplacer avec économie l'usage de la pierre. Leur fabrication est basée sur le même principe que celle des bétons agglomérés, avec cette différence qu'on incorpore mécaniquement, dans le mortier, une matière colorante pouvant,

grâce à sa préparation préalable, résister à l'action destructive de la chaux.

Cette opération, très simple pour les bétons de teinte uniforme, était, au début, assez compliquée lorsqu'il fallait obtenir différents tons en empêchant les retraits produits par l'emploi de teintes multiples. Après bien des tâtonnements, M. Dubos a résolu le problème avec un procédé fort simple, consistant à juxtaposer et à isoler les différentes pièces représentant chaque couleur, afin de les préserver de leur action réciproque. Grâce à ce système, dont les résultats ont été excellents, sept couleurs différentes peuvent être maintenant accumulées dans les moules.

Les parties colorées n'ont donc pas, ainsi qu'il résulte de ce qui vient d'être dit, toute l'épaisseur du bloc monté. Elles sont généralement de 0^m,15 à 0^m,20. Le reste de l'épaisseur est complété avec des bétons agglomérés.

Les bétons polychromes ont été employés pour tous les soubassements du Palais des Expositions diverses, ainsi que pour les pieds-droits recevant l'arcature qui encadre la voussure du porche central et pour les bossages établis dans les faces principales et latérales du dôme et des pavillons. Les bases des piliers qui supportent diagonalement la coupole du dôme central ont été exécutées en béton de plusieurs nuances, tandis que les soubassements extérieurs, appliqués sur les pans de fer et sur les remplissages en briques, sont d'un seul ton.

Pour poser ces pierres factices et assurer leur immobilité, on s'est servi d'attaches — ou pattes — en fer, scellées dans le béton et fixées dans l'ossature métallique.

Sans vouloir aborder ici la partie décorative qui sera traitée ultérieurement, on peut mentionner également l'emploi économique du *staff-étoupe* qui a été utilisé sur une très large échelle pour l'ornementation du dôme et des pavillons adossés et de raccordement, ainsi que pour la frise des portiques donnant sur le jardin central et pour les fermes de 30 mètres.

Les chiffres ci-après établissent exactement le détail des

dépenses occasionnées par l'exécution de ces différents travaux, en indiquant à la fois, les quantités afférentes aux principaux ouvrages, avec les prix nets :

	fr.	c.
211 mètres cubes de briquetage..	31,00	
14 083 mètres superficiels de briques pleines de 0,22 centimètres d'épaisseur..	7,00	
1 995 mètres superficiels de briques creuses de 0,22 centimètres..	6,01	
1 626 mètres superficiels de briques pleines de de 0,11 centimètres.	3,32	
2 415 mètres superficiels de briques creuses de 0,11 centimètres..	2,99	
3 590 mètres superficiels de briques creuses de 0,06 centimètres..	2,00	
1 908 mètres de parements décoratifs avec joints à l'anglaise.	5,32	
2 836 mètres de légers ouvrages à.	1,00	

X. — Travaux de décoration. — La dénomination même du « Palais des Industries diverses » indique suffisamment à quelles exigences multiples il avait à répondre et à quelles conditions spéciales l'architecte devait subordonner la forme et l'ornementation des bâtiments qu'il avait à construire.

Ainsi qu'on l'a déjà dit plus haut, on n'avait pas ici à s'inspirer d'une idée particulière, ni à caractériser par des lignes la puissance industrielle qui se révèle si noblement dans le vaste hall des Machines, ou bien encore l'élégance artistique dont les Palais des Arts sont l'expression la plus moderne. En outre, si l'immense surface occupée, au Champ de Mars, par les Industries diverses imposait, à la fois, une extrême réserve dans les dépenses et une rapidité d'exécution indispensable pour arriver en temps utile, il était cependant nécessaire que ces nombreuses galeries, d'une grande variété d'aspect, fussent en harmonie avec les autres constructions, de manière à ne point contraster avec l'ensemble des magnificences dont elles étaient environnées.

C'est en s'inspirant de ces considérations que M. l'architecte

Bouvard a conçu les dispositions architecturales du Palais des Expositions diverses ainsi que l'ornementation générale dont il a été l'objet.

La meilleure décoration d'un édifice, celle qui, du moins, semble la plus rationnelle et qui, d'ailleurs, est le plus en honneur à notre époque, est basée sur l'emploi logique des matériaux de construction disposés et façonnés suivant leur destination respective, de façon à produire un effet harmonieux pour l'œil, mais en éliminant toute superfétation inutile ou encombrante.

Il est d'ailleurs incontestable que c'est surtout pour un monument d'une durée indéfinie, et dont la destination est nettement déterminée, que ces principes d'esthétique s'imposent. Mais lorsqu'il s'agit d'une Exposition universelle, où les constructions, exécutées hâtivement et dans des conditions économiques, sont d'une nature essentiellement éphémère, on échappe plus aisément à ces règles absolues et la fantaisie peut plus librement prendre son essor.

Tel a été le cas pour le Palais des Industries diverses, qui, dans l'origine, devait disparaître après l'Exposition. Il fallait, avant tout, assurer la résistance des points d'appui et l'étanchéité des parois. Ces deux conditions indispensables une fois obtenues, l'art du décorateur pouvait user d'une certaine liberté en utilisant les procédés modernes qui permettent, à peu de frais, d'obtenir des matériaux factices et des revêtements d'imitation d'une absolue fidélité.

Dans une Exposition universelle, tout est appelé à concourir à l'effet général. Ce ne sont pas seulement les objets exposés qui doivent intéresser le public. Le cadre lui-même qui les renferme est destiné à jouer, dans l'ensemble, un rôle important, à charmer ses yeux, à lui plaire, à servir à ses études et à donner satisfaction à ses goûts. Il y a donc une réelle utilité à ce que les bâtiments eux-mêmes qui servent à l'Exposition puissent mettre en relief les divers matériaux, éléments ou procédés de construction et de décoration qui caractérisent une époque.

D'intéressantes créations, résultant d'un travail opiniâtre et de recherches incessantes, n'attendent souvent, pour se manifester, qu'une occasion favorable. Présentées isolément, elles passent inaperçues et restent improductives, alors qu'il suffit parfois d'une seule expérience pour les mettre en lumière et les faire fructifier. Il semble que c'est à l'État qu'il appartient de vulgariser ces applications nouvelles et qu'une Exposition universelle, organisée par ses soins, doit avoir pour but de réaliser le rêve de l'inventeur et de couronner ses efforts. Telle est la pensée qui a guidé M. Bouvard dans le choix des procédés nombreux et variés dont il a fait usage pour la décoration du Palais des Expositions diverses.

Les galeries d'Exposition proprement dites ont conservé un grand caractère de simplicité. Ce n'étaient, en réalité, que de simples abris où tout était combiné pour offrir aux exposants le plus de place possible et la meilleure répartition des surfaces. Comme conséquence de cette disposition de principe, il a fallu réduire au strict nécessaire le nombre des points d'appui de l'ossature et bannir toute ornementation encombrante ou superflue, pouvant nuire à l'effet produit par les objets exposés ou détruire l'harmonie obtenue par leur assemblage.

Toute l'importance décorative du Palais a été concentrée sur les vestibules, promenoirs, galeries d'entrée et de circulation du public et, principalement, sur les constructions appelées à correspondre symétriquement aux autres bâtiments du Champ de Mars et à concourir avec eux à l'effet général.

Parmi ces constructions, le porche — ou vestibule principal — constituait assurément, grâce à sa situation et à la destination qui lui était assignée, le motif architectural le plus considérable.

Situé dans l'axe longitudinal du Champ de Mars, à l'extrémité des jardins, vis-à-vis du Trocadéro et de la Tour Eiffel, marquant ainsi, en quelque sorte, le point central vers lequel il fallait se diriger pour pénétrer dans le vaste damier des Expositions diverses, il devait, par son aspect extérieur, attirer tout spécialement l'attention au milieu des constructions multiples disséminées dans cet

immense espace. C'est pour cette raison que, au lieu d'établir une entrée ordinaire, on a voulu édifier sur ce point, avec la hardiesse de lignes que permet aujourd'hui l'emploi du fer, un monument caractéristique dominant tous les autres et conçu de façon à n'être ni perdu dans la vaste étendue des jardins, ni écrasé par le voisinage du colosse en fer haut de 300 mètres qui dressait devant lui sa gigantesque armature.

Par son aspect grandiose et la richesse de sa décoration intérieure, ce vestibule — qui a pris le nom de « Dôme central » — était destiné à frapper l'imagination du visiteur et à servir, en quelque sorte, de frontispice aux splendeurs qui allaient se dérouler sous ses yeux.

Au-dessus d'une grande arcade accusant exactement les dimensions de la galerie de 30 mètres qui lui fait suite, s'élève un dôme ajouré porté sur 8 piliers en fer accouplés deux à deux et se prolongeant en nervures dans la coupole. Établi sur plan carré, le vestibule prend, à partir d'une certaine hauteur, la forme circulaire au moyen de grandes consoles reposant sur les piliers dont on vient de parler et de 4 grands arcs qui supportent un premier tambour ainsi que la coupole elle-même dont la hauteur, sous voûte, est de 55 mètres. Ces arcs, au pied desquels règne un grand balcon, forment pénétration, d'une part, dans la façade principale, de l'autre, dans la galerie de 30 mètres qui lui fait face, et, à droite et à gauche, sur deux pavillons latéraux. Grâce à cette disposition, le regard peut, de ce balcon, embrasser à la fois la perspective des jardins jusqu'au Trocadéro et la galerie tout entière jusqu'au Palais des Machines.

La coupole offre une particularité qu'il convient de signaler : au lieu d'être éclairée, comme à l'ordinaire, au moyen d'une lanterne placée au sommet, elle est ajourée entre les nervures du bas, tandis qu'au contraire sa partie supérieure est pleine. Il y a là une conséquence logique de l'emploi du fer qui exige des dispositions particulières. Dans les coupoles en pierre, la continuité de la voûte est nécessaire à sa solidité et, s'il y a un vide à ménager, c'est seu-

lement à la partie la plus élevée qu'on peut le faire sans crainte. Avec l'usage du fer, au contraire, on reporte toute la charge sur les piliers qu'il faut ensuite maintenir fortement en les liant au moyen d'enrayures placées à leur jonction supérieure. Cette disposition, qui nécessite la fermeture de la calotte, permet en revanche d'ajouter les faces latérales et l'architecte en a profité pour placer des verrières entre les nervures. Cet éclairage a donné les meilleurs résultats et la lumière, pénétrant ainsi librement dans tout le périmètre du dôme, lui donne une extrême légèreté d'aspect, tout en faisant valoir la belle décoration polychrome dans laquelle MM. Lavastre et Carpezat ont symbolisé les diverses nations venant, de toutes les parties du monde, apporter à la France leurs produits.

Servant de point de départ à la galerie de 30 mètres, qui elle-même aboutit au hall des machines, et conduisant immédiatement à droite et à gauche, aux portiques qui entouraient le jardin supérieur, ainsi qu'à deux galeries secondaires dites de « 15 mètres », le vestibule central mettait en communication directe les 4 groupes des Expositions diverses.

La galerie de 30 mètres, établie dans l'axe transversal du hall des Machines, desservait, de chaque côté, sur un parcours de 175 mètres, les 7 travées affectées aux produits industriels français. Des portes monumentales ayant chacune une ornementation différente propre à caractériser la nature des produits exposés, s'ouvraient sur ces travées et constituaient un ensemble décoratif du plus bel effet qui faisait, pour ainsi dire, de cette nef principale, la grande avenue de l'industrie nationale.

Cette galerie, forcément assez élevée pour dépasser les toitures voisines, offrait de vastes proportions en harmonie avec celles du dôme central et du hall des Machines, auxquels elle servait de trait d'union. Elle était éclairée verticalement par une frise de verrières établie dans sa partie supérieure. Au-dessus régnait un plafond en bois apparent composé des voliges du comble supportées par des fermes ornées, distantes les unes des autres de 25 mètres.

A partir des galeries Rapp et Desaix, le jardin central était

entouré de portiques qui formaient la continuation extérieure des galeries diverses. Ces portiques, après un parcours de 130 mètres, tournaient à angle droit, pour rejoindre, de chaque côté, le dôme central. Ils constituaient un promenoir ouvert surmonté d'une frise très élevée que supportaient de légères colonnettes en fonte. Cette disposition, qui dissimulait les toitures des galeries latérales, a permis de masquer la vaste nappe uniforme des pentes en zinc dont l'aspect eût été extrêmement disgracieux.

Dans l'ensemble comme dans les détails, on avait tenu à conserver à ce pourtour extérieur des galeries le caractère d'uniformité et d'unité nécessaire pour mettre en valeur les pavillons d'entrée et les pavillons de raccordement.

Dans ces diverses constructions, le fer a joué le principal rôle ; mais si, pour de semblables édifices, ce métal se prête admirablement à la constitution de l'ossature, il est toutefois d'une rigidité trop grande, d'un poids trop considérable et d'un prix trop élevé pour être employé comme système de clôture et surtout comme élément de décoration. C'est, avant tout, un agent de résistance qu'on doit employer seulement, soit comme point d'appui, soit pour traverser de grands espaces, en choisissant d'autres matériaux pour le remplissage et l'ornementation.

Dans le Palais des Industries diverses, ces remplissages ont été obtenus, suivant les cas, par des cloisons en briques et plâtre, des terres cuites, des ciments agglomérés, de la céramique, du staff, des pans de bois, de la menuiserie, du zinc ou de la vitrerie. Avec l'aide de la peinture d'ornement, ces matériaux ont constitué la décoration proprement dite dans laquelle la fonte, à cause de son poids et de son prix, n'est entrée que pour une faible part, seulement quand elle contribuait à consolider l'édifice.

C'est ainsi qu'elle a été employée pour les colonnes et les consoles des portiques fabriquées à l'usine de Brousseval, pour les balcons du dôme et des pavillons adossés, exécutés par la maison Denonvilliers, et enfin pour les candélabres de la galerie de 30 mètres qui ont été fondus chez M. Gasne.

Les remplissages des parois verticales ont été exécutés en briques de tons différents hourdés au mortier, enduites intérieurement, apparentes à l'extérieur et rehaussées de quelques parties d'émail formant encadrements, frises et semis. 2200000 briques, dont 20000 recouvertes d'émail, sont entrées dans ces maçonneries qui ont été exécutées par M. Manoury.

Tous les soubassements de l'intérieur du dôme central et des pavillons adossés, ainsi que les panneaux des pieds-droits qui encadrent l'arcature du porche principal, et les bossages par assises horizontales qui alternent avec la brique dans les faces des remplissages, ont été exécutés en bétons agglomérés polychromes. La couverture du Palais, avec ses ornements, a été construite, partie en tuiles émaillées pour le dôme central, partie en zinc façonné et estampé.

En dehors de ces parties essentielles destinées à supporter toute la charge et à résister aux intempéries des saisons, on a eu recours, pour le reste des bâtiments, à des procédés plus économiques et, par suite, à des matériaux moins durables. Tous les revêtements décoratifs en relief ont été exécutés en staff de préférence à la terre cuite et à la céramique qui, dans des constructions d'un autre ordre, eussent été peut-être adoptées. Cette matière, dont la fabrication est relativement récente, se compose d'un mélange de plâtre, de toile ou d'étoupe et de colle à froid. Elle se moule parfaitement sur les modèles de toutes formes et la rapidité de sa fabrication, sa légèreté, la manière si simple dont on peut l'adapter aux diverses parties d'une construction, sa facilité de coloration, son bas prix et sa solidité relative en recommandaient l'emploi pour la plupart des ornements en bas-relief ou en ronde bosse (frises, cartouches ou écussons), aussi bien que pour la sculpture statuaire.

L'art du décorateur, si brillant à notre époque, a contribué, dans une très large part, à l'ornementation du Palais des Expositions diverses, principalement dans les aménagements intérieurs.

L'architecte a su très heureusement tirer parti de ce genre spécial de peinture sur toile à la fois plus rapide, plus économique et

plus vigoureux que la peinture décorative habituelle et dans lequel les artistes parisiens ont acquis une habileté incomparable. Quelques essais partiels avaient déjà permis d'apprécier la valeur de cette peinture ordinairement restreinte aux décors de théâtre et l'Exposition universelle vint fournir les moyens d'expérimenter, sur une vaste échelle, un procédé intéressant et dont l'application a donné les résultats les plus satisfaisants.

Grâce aux divers systèmes de décoration mis en œuvre, on a pu fractionner les commandes et donner ainsi satisfaction à un nombre considérable d'entrepreneurs et d'artistes auxquels on offrait, en même temps, les moyens de manifester leurs aptitudes et leurs talents spéciaux. Mais, à côté de réels avantages, il y avait bien aussi quelques inconvénients, et si les dispositions adoptées ont permis de mener de front le travail des constructeurs et celui des ornemanistes, en assurant une exécution simultanée sur le chantier et dans les ateliers, en revanche, il était extrêmement difficile de coordonner tant d'éléments différents et d'établir entre eux l'harmonie nécessaire. Ce n'est qu'en multipliant les détails d'exécution et en exerçant une surveillance incessante que l'on a pu, au prix de grands efforts, arriver à ce résultat.

Il reste maintenant à décrire dans ses détails la décoration du Palais des Industries diverses.

Les portiques s'ouvrant sur le jardin central étaient occupés, en arrière du promenoir, par des établissements de consommation uniformément établis d'après des données générales, mais dont les détails d'ornementation étaient laissés au gré des concessionnaires.

Le promenoir lui-même était orné de plafonds peints à l'huile sur toile par MM. Boudier et Jansen, et la frise qui s'étendait en façade au-dessus des colonnes avait été exécutée en staff par M. Legrain et rehaussée de peinture à l'huile par M. Clapp. La décoration de cette frise, exécutée en haut relief, offrait une suite de figures soutenant des écussons et des cartouches reliés entre eux par des guirlandes et ornés d'inscriptions qui donnaient la nomenclature des

nations dont les produits figuraient dans les galeries correspondantes à l'intérieur du Palais.

La décoration des deux portiques venant se raccorder avec les Palais des Arts a été exécutée par M. Thisse pour la sculpture et par M. Weisse pour la peinture. Les deux galeries surélevées de 15 mètres, occupées par les exposants de nationalités étrangères, avaient été ornées par leurs soins ; mais les plafonds étaient décorés de toiles peintes exécutées par MM. Tournier et Zévort. Des peintures à la colle sur toile marouflée décoraient entièrement l'intérieur des quatre pavillons qui limitaient et épaulaient ces deux galeries. Dans le premier, situé en bordure du côté de l'avenue La Bourdonnais, M. Poilleux Saint-Ange avait caractérisé la France. Les deux tympanes latéraux représentaient le Champ de Mars avant et pendant l'Exposition. Dans le second pavillon, du côté du jardin central, M. Carrière avait symbolisé les Colonies néerlandaises. Dans le troisième, symétriquement établi de l'autre côté du dôme central, une composition de M. Delmotte personnifiait la Suisse, et enfin, dans le quatrième, sur l'avenue Suffren, le Japon avait formé le thème des peintures de M. Motte.

Aux deux entrées de ces pavillons, extérieurement aux faces latérales du Champ de Mars, se trouvaient de grands motifs décoratifs, en staff, avec figures et cartouches, dont la partie sculpturale avait été exécutée par MM. Hainglaise et Roger. Les autres ornements étaient de M. Flandrin.

Il convient de mentionner également, dans cette liste d'entrepreneurs et d'artistes, l'association ouvrière « le Travail », dirigée par M. Buisson, qui a exécuté les peintures des galeries en bordure sur l'avenue La Bourdonnais.

La décoration de la galerie de 30 mètres, conçue dans une note discrète et offrant les tons calmes de la tapisserie, contraste avec la richesse du dôme central. Cette coloration un peu effacée mettait en vigueur les portes monumentales des Industries diverses s'ouvrant de chaque côté et dont l'ornementation laissée à la fantaisie des exposants, — et parfois très luxueuse, — s'harmonisait avec

les produits exposés dans les galeries latérales. C'est à MM. Flourey qu'a été confiée la peinture décorative des faces latérales de cette galerie. MM. Amable et Gardy ont peint les tympanaux latéraux. Des ornements exécutés en staff par M. Dupuy, et dont M. Bailly avait exécuté les têtes, étaient appliqués sur les treillis des fermes, à leur sommet et à leur naissance.

L'ornementation du porche principal d'entrée et du dôme central avait été particulièrement soignée. C'est là que l'architecte avait concentré toute la richesse de la décoration intérieure et extérieure.

Au dehors, était la sculpture en relief et la combinaison des divers matériaux qui en composaient les éléments constitutifs. Le grand chambranle qui limitait les portes du rez-de-chaussée et la verrière du premier étage était formé d'une succession d'ornements et de cartouches portant les emblèmes de l'Industrie, du Commerce et de l'Agriculture exécutés en staff par M. Devèche. Les médaillons symbolisant les Sciences, le Commerce, les Arts et l'Industrie, étaient l'œuvre de M. Chrétien. Ce chambranle était orné de guirlandes et d'écussons des principales villes de France exécutés par M. Noël Quillet. Les panneaux et les deux couronnements des pylônes d'épaulement étaient revêtus d'ornements composés par M. Denis, formés de deux têtes sculptées par M. Vital Dubray, qui avait symbolisé l'Orient et l'Occident. Enfin, toute la sculpture décorative des pavillons adossés avait été faite par MM. Houguenarde.

Deux figures placées à la naissance du fronton symbolisaient la Science et le Progrès. Elles étaient l'œuvre de M. Damé. M. Croisy avait modelé celles du sommet, qui personnifient la Paix et la Concorde. C'est à ce même artiste que l'on devait la figure de la Force placée à la clef de l'arc, ainsi que le vaisseau de la ville de Paris, dont la proue dominait cet ensemble décoratif, que complétaient deux groupes monumentaux haut relief, placés en avant de la base des pylônes.

Deux artistes de talent, morts tous deux dans l'année qui a suivi l'Exposition universelle, avaient exécuté ces deux groupes. Celui qui

représentait l'Industrie était dû à M. Ch. Gautier; l'autre personnifiant le Commerce était l'œuvre de M. Jean Gautherin.

Il convient de signaler également ici la collaboration de M. Lameire, auquel avait été confiée la décoration picturale de cette façade principale.

Quatre grandes consoles renversées, en fer orné de zinc estampé, venaient raccorder le dôme proprement dit aux quatre angles du porche. Ces consoles étaient ornées de griffons en staff exécutés par M. Rubin.

Au-dessus des verrières qui garnissaient la coupole, régnait une corniche richement ornée, dont les divers motifs avaient été exécutés en zinc estampé, d'après les modèles de M. Germain. Une guirlande de têtes de lions réunissait les arêtières et accompagnait le couronnement supérieur qui, lui-même, était surmonté de la statue monumentale. Cette œuvre remarquable, qui mesure 9 mètres de hauteur et 10^m,80 d'envergure d'une aile à l'autre, avait été exécutée d'après le modèle du regretté Delaplanche. Ce motif portait extérieurement à 75 mètres la hauteur totale du dôme, et, par ses proportions inusitées, il constituait une application hardie et tout à fait nouvelle de l'ornementation en zinc estampé.

Les trumeaux compris entre les verrières, ainsi que les panneaux de la calotte supérieure, étaient ornés de cabochons en terre cuite émaillée, recouverts de tuiles vernissées, dites en « écailles gironnées ». Ces tuiles, ainsi que les cabochons, avaient été fabriqués par la maison Muller, d'après des modèles et des dimensions déterminés. Quant à la peinture extérieure du dôme, elle avait été exécutée entièrement par M. Long.

Intérieurement la décoration du dôme central comprenait quatre parties principales de sculpture en staff correspondant aux quatre groupes de piliers diagonaux et les reliant entre eux. Quatre motifs de couronnement, situés au sommet de ces piliers, à la naissance des arêtières, étaient ornés de têtes exécutées par MM. Delhomme et Cordonnier, qui symbolisaient les quatre parties du monde. Quatre autres motifs placés au-dessous, et sur la même ligne, entre les

arcs métalliques de raccordement, étaient formés de pilastres encadrant des boucliers ornés de monogrammes de la République et couronnés par des frontons cintrés dont l'extrados supportait des groupes allégoriques dus à MM. Desbois, Henri Plé, Bourgeois et Pécou. Ces motifs de sculptures personnifiaient l'Air, l'Eau, la Vapeur et l'Électricité.

Divers autres ornements, tels que consoles et guirlandes, appliqués sur les parties métalliques, complétaient la décoration sculpturale du dôme. Leur exécution avait été confiée à MM. Ledru, Jolly et Trugard, ainsi qu'à l'union syndicale des ouvriers mouleurs français et à celle des ornemanistes.

Il reste maintenant à parler de la décoration peinte qui jouait ici un rôle capital. Elle était tout entière l'œuvre de MM. Lavastre et Carpezat, et commençait au sommet de la coupole dont le centre était occupé par une rosace formée d'ornements ajourés, destinés à assurer la ventilation au moyen de la lanterne supérieure.

Autour de cette rosace se déroulait une draperie aux couleurs françaises dont les plis, couvrant une partie de la calotte, descendent jusqu'à un faisceau de rayons lumineux qui se détachaient sur un ciel constellé d'étoiles d'or. Au-dessus, une grande frise d'ornements et de guirlandes sur fond bleu limitait le motif supérieur et l'encadrait dans une riche bordure. Les verrières inférieures, peintes en imitation de vitraux, découpaient, dans tout le pourtour de la coupole, leurs dessins multicolores sur un fond jaune qui donnait extérieurement à la coupole des reflets métalliques et projetait, sur l'ensemble de la décoration intérieure, une tonalité lumineuse et dorée.

Sur les diagonales, dans les remplissages établis entre les fermes accouplées, étaient peints des attributs et des emblèmes caractérisant les différentes parties du monde. Pour l'*Europe*, les Arts et les Sciences étaient symbolisés par une colonne ionique, des instruments d'architecture, une branche de laurier, un buste, une palette, des pinceaux, un plan, un livre, une pile électrique, un télescope, etc. L'*Asie*, étaient caractérisée par une colonne persépolitaine,

des vases chinois, des étoffes de l'Inde, des colliers de perles, un éléphant émaillé portant une tour, des éventails, etc. Pour l'*Afrique*, l'artiste avait choisi une colonne égyptienne portant une palme et des armes, un sphinx, des instruments de musique, des ornements de feuillages et d'osselets. Enfin l'*Amérique* était représentée par une machine à vapeur, un mât de navire, un poteau télégraphique, une enclume, une gerbe de blé, un caféier, etc.

Au dessous de ces segments de cercle et des verrières qui les accompagnaient, régnait une large ceinture métallique surmontée d'une crête se découpant sur les vitraux. Elle était composée d'une série d'écussons de pays étrangers séparés par des pilastres. Le tout reposait sur un entablement couronnant la partie verticale du dôme, qu'il séparait de la coupole. Cet entablement était orné d'une corniche avec consoles à guirlandes et d'une frise à panneaux en marbre entourés de cartouches.

Entre cet entablement et le sommet des grands arcs de raccordement régnait une large frise allégorique de 6 mètres de hauteur peinte sur fond d'or brettelé. « Au milieu, — et faisant face à l'entrée, — la France, ayant à ses côtés la Paix, le Progrès, le Travail et la Science, invite les peuples étrangers à prendre part à l'Exposition. A ses pieds, des génies préparent des couronnes et des palmes, tandis que l'Histoire inscrit sur un papyrus les noms des lauréats. Un drapeau tricolore, qui flotte dans l'espace, enveloppe de ses plis ce groupe principal. »

« De chaque côté de ce panneau central, les peuples du Nord, du Midi, de l'Est et de l'Ouest, revêtus de leurs costumes nationaux, se rendent à l'invitation de la France, à laquelle ils viennent offrir, dans une longue et brillante procession, les spécimens des produits et des animaux de leurs contrées respectives. »

Cent cinquante figures de 4 mètres de hauteur composaient cette frise, dont la partie inférieure était ornée d'inscriptions en lettres d'or sur fond de marbre faisant connaître les nations qui avaient accepté l'invitation de la France.

Les piliers, les murs, les arcs et les niches compris dans le

dôme central et dans les pavillons adossés étaient également décorés de motifs architectoniques, d'emblèmes, d'inscriptions, d'enroulements, d'écussons et de cartouches. Mais partout, dans cet immense vaisseau, l'ossature métallique avait été respectée et accusée par un ton uniforme de bronze rehaussé d'ornements en or.

Telle était, dans son ensemble, la décoration du Palais des Industries diverses à laquelle 18 statuaires, 16 sculpteurs ornementalistes, 20 peintres décorateurs et 12 spécialistes divers avaient coopéré.

Cette décoration constituait assurément une œuvre considérable, accomplie en peu de temps et sans qu'on ait dépassé la limite des crédits alloués.

Il est impossible de donner des prix unitaires pour ces travaux, la plupart d'entre eux ayant été l'objet de traités de gré à gré et moyennant des prix fixés d'avance.

A la décoration du Palais des Industries diverses se rattache l'exécution de mâts et la fourniture d'oriflammes placés tant sur les sommets des pavillons de raccordement et les pylones du dôme central que sur les galeries s'ouvrant sur le Jardin, au droit des colonnes qui supportaient la frise.

Voici les prix unitaires applicables aux principaux ouvrages, sans déduction de rabais.

I. — *Entreprise Poirier.*

	fr.
Fourniture de 4 mâts, chacun.	500,00
80 mètres d'échafaudages pour montage des mâts, l'un.	25,00
Fourniture de 20 mâts pour les pavillons de raccorde- ment et pavillons adossés.	125,00
Fourniture de 44 mâts pour les restaurants.	66,00
— 15 mâts pour la galerie de 30 mètres	66,00

II. — *Entreprise Belloir et Vazelle.*

		fr.
4 grands pavillons tricolores de 6 mètres × 6 mètres.	l'un.	100,00
20 — — — — — de 3 ^m ,50 × 3 ^m ,75.	l'un.	50,00
14 bannières tricolores de 3 ^m ,50 × 1 ^m ,70.	l'un.	40,00
20 bannières étrangères.	l'un.	50,00
14 bannières françaises de rechange.		22,00
28 — étrangères —		30,00

PALAIS DES INDUSTRIES DIVERSES

Tableau des dépenses au mètre horizontal couvert, au mètre horizontal utilisé et au mètre cube occupé.

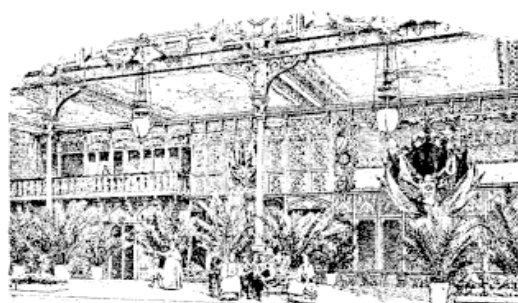
NATURE DES LIEUX	DÉPENSES AU MÈTRE HORIZONTAL couvert $S = 106\,531\text{ m}^2$.	DÉPENSES AU MÈTRE HORIZONTAL utilisé $S = 107\,871\text{ m}^2$.	DÉPENSES AU MÈTRE OCCUPÉ par les constructions $V = 1\,292\,647\text{ m}^3$.
	fr.	fr.	fr.
Fondations et terrassements.. . . .	3,040	3,002	0,250
Constructions métalliques.	29,768	29,398	2,454
Charpente en bois et menuiserie.	3,071	3,033	0,253
Couverture et plomberie.	3,072	3,033	0,253
Vitrerie.	2,389	2,360	0,196
Parquetage et dallage.. . . .	2,484	2,452	0,204
Maçonnerie en élévation.. . . .	3,422	3,379	0,282
Décoration.. . . .	5,956	5,910	0,490
Divers.	0,482	0,476	0,039
Frais d'agence.	1,661	1,641	0,136
	55,34	54,68	4,55

XI. — Travaux divers. — En dehors des différentes opérations qui, dans les chapitres précédents, ont été passées en revue, et constituent l'ensemble de la construction du Palais des Expositions diverses, les divers autres travaux à signaler rentrent presque tous dans la catégorie des travaux d'entretien dont les frais ont été mis à la charge de l'Exposition et ont été payés en régie. Ces divers travaux ont nécessité une dépense totale de 19 029 fr. 28.

Cependant, en dehors de ceux-là, il y a lieu de compter l'installation d'appareils d'éclairage pour la lumière électrique. Des lanternes spéciales d'un modèle agréé par la Direction ont été commandées aux maisons Beau et Bertrand, Taillet et Monduit.

XII. — Résumé — Conclusion. — Le tableau ci-dessus indique comment se trouvent réparties entre les différentes entreprises, les dépenses calculées au mètre carré couvert, au mètre carré *utilisable*, et au mètre carré occupé.

En comparant ces chiffres aux prix de revient des constructions ordinaires, il sera facile d'apprécier que, même en tenant compte de tous les travaux exécutés en location, et dont le rachat n'entraînerait pas une dépense supérieure à 10 p. 100 du chiffre total, la somme nécessitée par la construction du Palais des Expositions diverses représente une dépense relativement peu élevée.





CHAPITRE IV

PALAIS DES MACHINES

I. — Plan et Description générale.



la suite des galeries des Expositions diverses, occupant presque tout l'espace laissé entre ce groupe de constructions et la limite sud du Champ de Mars, s'étendait le Palais des Machines.

L'Architecte à qui fut confié le soin de le construire, M. Dutert, résolut de couvrir l'espace qui lui était attribué par une grande nef de 115 mètres de portée, sans points d'appui intermédiaires, épaulée de deux galeries latérales.

Ce projet, soumis au Conseil des Travaux et à la Commission de contrôle, donna lieu à d'assez longues discussions et finalement fut adopté. Bien des raisons en effet militaient en sa faveur : l'effet artistique promettait d'être des plus nouveaux et des plus intéressants ; l'impression produite sur les visiteurs par ce hall gigantesque, rempli de mouvement et de vie, ne pouvait qu'être très profonde ; la réduction du nombre des points d'appui était d'ailleurs imposée par la nature même du sol du Champ de Mars, tant de fois déjà bouleversé ; un tel espace absolument libre de tout pilier

devait donner la plus grande aisance au service de l'Exploitation pour les installations multiples qu'il avait à faire; enfin l'exécution d'une pareille œuvre offrait un magnifique champ d'expérience à l'industrie métallurgique française et la mettait ainsi à même de montrer à l'univers entier les merveilles qu'elle était capable de produire.

Les premiers plans prévoyaient l'existence de deux croupes aux extrémités du Palais. Le projet dut être modifié sur ce dernier point. La Commission du Contrôle, cédant surtout à des considérations de prudence, décida que l'édifice serait terminé par deux pignons : l'un sur l'avenue Suffren, l'autre sur l'avenue La Bourdonnais.

C'est en se conformant à ces indications que fut dressé le projet définitif qui donna naissance au Palais actuel, (Série H, Pl. 1 à 26.)

Ce Palais se compose essentiellement : en plan, d'un rectangle de 420 mètres de longueur et de 145 mètres de largeur, avec deux saillies rectangulaires aux extrémités du petit axe; en élévation, d'une grande nef de 114^m,30 de largeur sur 420 mètres de longueur, accompagnée de deux galeries latérales de 15 mètres. Ces galeries ont un plancher de 1^{er} étage à 8 mètres de hauteur, et se continuent, à leurs extrémités, par deux tribunes intérieures portées sur piliers métalliques. Trois escaliers desservent les tribunes et les bas-côtés qui font face à l'École Militaire.

Un grand vestibule central, dans lequel monte un escalier à double révolution, relie le Palais des Machines aux galeries des Expositions diverses, dont il est séparé, dans toute sa longueur, à l'est du vestibule par un jardin d'isolement de 30 mètres, à l'ouest par l'annexe de la classe des chemins de fer.

Ce vestibule est surmonté d'une coupole surbaissée reposant sur quatre pendentifs. Les arcs-doubleaux qui limitent les surfaces sphériques de ces pendentifs ont la forme d'anse de panier. L'un de ces arcs se raccorde avec la travée centrale du Palais; celui qui lui fait face forme l'entrée de la galerie de 30 mètres. Deux larges

voissures viennent renforcer les arcs latéraux et retombent sur les murs verticaux de la salle. La coupole est percée de larges panneaux à jours décorés de vitraux colorés.

A l'extérieur, le Palais présente deux façades latérales à peu près identiques, l'une sur l'avenue de La Motte-Piquet, l'autre sur le jardin d'isolement, et deux pignons, l'un sur l'avenue La Bourdonnais formant entrée principale (c'est le plus décoré), l'autre sur l'avenue Suffren.

Les façades latérales se composent d'une série d'auvents circulaires soutenus par des consoles et abritant les larges verrières du premier étage. Une bande de mosaïque de briques blanches et rouges leur sert d'appui. La même disposition est reproduite pour les verrières du rez-de-chaussée.

Au-dessus des toitures des bas-côtés s'élève la paroi métallique de la grande nef, couronnée par un large chéneau. C'est de là que part la couverture gigantesque qui abrite ce vaisseau unique au monde.

Quant aux pignons, le profil des fermes de 114^m,30 en détermine les lignes principales. Un acrotère en zinc repoussé en accentue le contour extérieur. Du côté de l'avenue La Bourdonnais, deux minarets en tôle ornée s'élèvent aux extrémités de la grande ferme que viennent encore soutenir les deux pavillons d'angle des bas-côtés.

L'immense verrière qui se développe sous ce pignon repose sur une poutre à treillis s'étendant sur toute la largeur de la façade. Un arc en fer décoré de staff peint indique l'entrée principale du Palais. Au-dessus de cet arc une série de vitraux rayonnants qui représentent les écussons des divers pays s'étend sur la surface du pignon.

Des contreforts en fer à treillis consolident l'ensemble. Enfin deux groupes de grandes dimensions, situés à droite et à gauche de l'entrée et personnifiant la vapeur et l'électricité, rehaussent encore le caractère et la grandeur de la composition.

La couverture, un tiers pleine, deux tiers vitrée, est supportée

par 20 fermes à treillis alternativement larges et étroits. Ces fermes sont espacées de $21^{\text{m}},50$, sauf à la travée centrale ($26^{\text{m}},40$) et aux travées extrêmes ($25^{\text{m}},30$).

Chaque arc métallique a la forme d'une ogive surbaissée; sa hauteur sous clef est de $43^{\text{m}},50$.

La surface couverte par le Palais des Machines, y compris le vestibule, est de $62\,013^{\text{m}^2}$, et la surface utilisable, en tenant compte du premier étage, de $77\,932^{\text{m}^2}$.

Enfin, le cube d'air occupé est de $2\,019\,186^{\text{m}^3}$.

II. — Fondations. — Les fondations du Palais des Machines ont été commencées le 5 juillet 1887 et achevées le 21 décembre de cette même année.

Elles se composent (Série H, Pl. I) : 1° de deux rangs de chacun 20 grandes piles destinées à supporter les pieds des fermes de 114 mètres;

2° D'une série de points d'appui entourant la grande nef et supportant les piliers des galeries et des tribunes.

Il n'y avait aucune cave.

Les 40 piles sont constituées par des blocs de maçonnerie de meulière hourdée en mortier de ciment de Portland reposant sur du béton.

Ce mortier, composé d'un tiers de ciment et de deux tiers de sable, a servi aussi pour le béton, formé de deux parties de mortier pour trois parties de cailloux. L'homogénéité des piles était ainsi parfaite.

Ces piles sont complètement isolées, distantes les unes des autres de $21^{\text{m}},50$ d'axe en axe pour les travées courantes, de $26^{\text{m}},40$ pour la travée centrale, de $25^{\text{m}},30$ pour les travées d'extrémités, et calculées de façon à pouvoir résister à une charge verticale de 412 000 kilogrammes et à une poussée horizontale de 120 000 kilogrammes.

Des piles de cette importance ne pouvaient être établies que sur un terrain offrant toute sécurité.

Or les sondages effectués dans le Champ de Mars avaient donné l'assurance que, dans toutes les parties de l'enceinte qui n'avaient pas été remuées, le sol, sous une couche d'épaisseur variant de 1 à 7 mètres, était de bonne tenue; mais on avait reconnu que presque partout le sol avait été profondément fouillé. En bien des endroits, la couche de sable naturel, de plus de 6 mètres d'épaisseur, avait été réduite à 0^m,50. On ne rencontrait plus alors que des couches d'argile et de marne dans lesquelles était intercalée, à 15 mètres environ du sol, une couche de sable quartzeux de 1 mètre seulement, et il fallait atteindre une profondeur de plus de 30 mètres pour rencontrer une assise sérieuse, fournie par la craie blanche.

On ne pouvait songer à descendre la maçonnerie à une telle profondeur, aussi décida-t-on que l'on se contenterait de la première couche de sable, quelle que fût son épaisseur, quitte à battre des pieux partout où cette couche serait insuffisante.

On fut ainsi amené à construire quatre types différents de piles.

Partout où la couche de sable était réduite à 0^m,50, on construisit des fondations à pilotis. Vingt-huit pieux de 0^m,33 de diamètre et de 9 mètres environ de longueur, disposés en quinconce, étaient battus à l'aide d'une sonnette à vapeur. Ils s'arrêtaient dans la couche de sable située à 15 mètres du sol. On recepait leurs têtes à 0^m,80 du fond de fouille et on coulait au-dessus un plateau de béton de ciment de 11^m,20 sur 6^m,50 et de 1^m,80 d'épaisseur. Sur ce plateau on établissait une première assise de maçonnerie de meulière d'épaisseur variable suivant la profondeur de la fouille et de surface un peu plus petite que le plateau de béton. Enfin on surmontait cet ensemble de la pile proprement dite, formée d'un massif rectangulaire également en maçonnerie de meulière de 7 mètres sur 3^m,50 en plan et d'une hauteur de 3^m,32. Dans ce massif se trouvaient noyés les boulons d'ancrage de l'ossature métallique.

La résistance demandée au sol était dans ce cas de 1^k,900 par centimètre carré. (Voir ci-après les calculs de résistance.)

Dix piles ont été construites sur ce type; ce sont celles qui se

trouvent le long de l'avenue de La Motte-Picquet, le plus près de l'École Militaire. Elles sont placées à peu près symétriquement deux à deux par rapport au petit axe du Palais.

Lorsque la couche de sable atteignait une épaisseur de 1^m,50 à 2 mètres, les pieux étaient supprimés; on se contentait du plateau de béton, auquel on donnait une épaisseur d'environ 1^m,35. La construction s'achevait alors comme pour le type précédent.

Il n'existe que cinq piles de cette forme; elles se trouvent du côté de la Seine, dans les parties du sol déjà fouillées lors des expositions précédentes.

Pour les 25 autres piles, enfin, on se trouva en présence d'une couche de sable de plus de 3 mètres. On put, dans ces conditions, non seulement supprimer les pieux, mais encore réduire les dimensions du plateau de béton à (7^m,25 × 3^m,75 × 0^m,80) et le surmonter directement de la pile proprement dite en maçonnerie de meulière. Enfin le quatrième type employé pour deux piles seulement se composait du massif de maçonnerie de meulière sans aucun béton.

Ce dernier mode de construction imposait au sol une résistance maximum de 3 kilogrammes par centimètre carré.

Les fouilles exigèrent de sérieuses précautions. Là où la maçonnerie n'atteignait pas de grandes dimensions et ne descendait pas à plus de 4^m,50, on pouvait creuser verticalement en maintenant les terres à l'aide de couchis et d'étrésillons; mais, lorsqu'il fallait aller jusqu'à 7 mètres, dans des remblais très ébouleux, la question devenait malaisée à résoudre. On ne pouvait songer à établir un boisage ordinaire, qui eût rendu trop difficile le battage des pieux; on ne pouvait non plus laisser au talus une pente trop douce, on eût augmenté le cube d'extraction dans des proportions trop onéreuses; on prit le parti de donner aux fouilles une forme analogue à celle d'un tronc de cône elliptique renversé, dont la plus petite base était exactement circonscrite au plateau de béton.

Cette forme de fouille présente de grands avantages; plus économique que la fouille à talus rectangulaire par suite de la suppression des angles rentrants qui constituent un vide inutile, elle offre,

en outre, une résistance considérable à l'éboulement, les différents éléments du remblai, cailloux, mottes de terre, se soutenant mutuellement ainsi que les claveaux d'une coupole renversée.

L'inclinaison moyenne du talus fut, dans les fouilles à pilotis, de 0^m,60 par mètre, et le cube total, dans ces conditions, varia de 1000 à 1200 mètres par pile.

L'extraction des terres se fit à l'aide de bennes manœuvrées

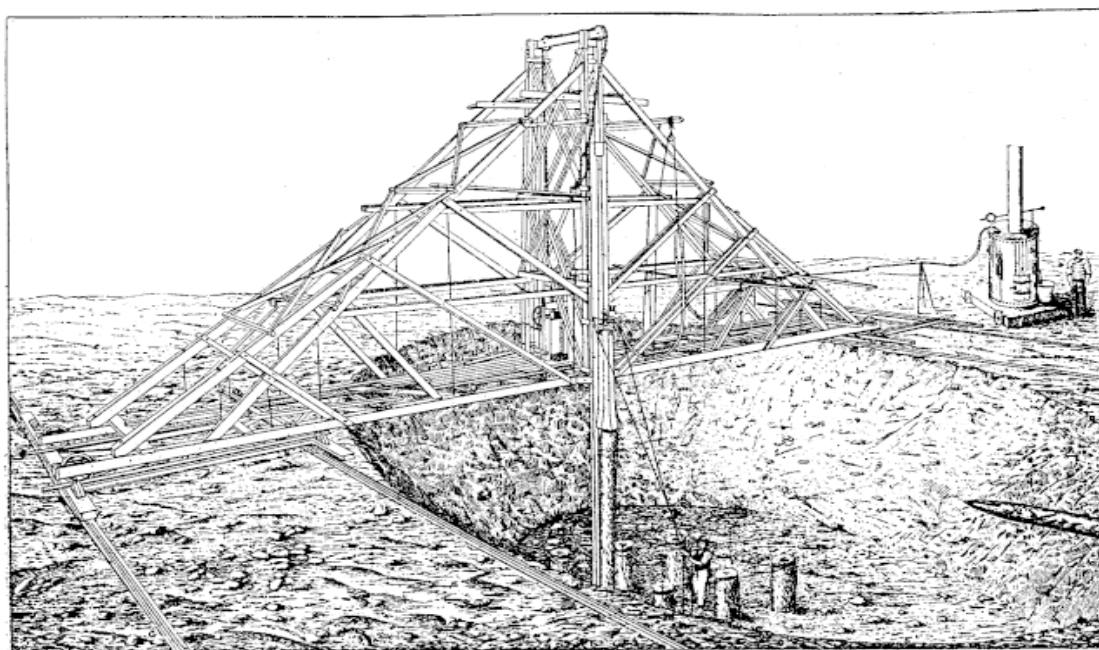


FIG. 273.

par une grue à vapeur se déplaçant sur rails pour passer d'une fouille à l'autre. Il fallait environ six jours de travail à vingt terrassiers pour achever une fouille.

Les terres étaient déchargées dans des wagonnets roulant sur une voie Decauville. La moyenne des bennes employées était de 250 par jour; chacune d'elles cubait 800 litres.

Les pilotis, en sapin du Jura, frettés et sabotés en fer avec pointe dure et disposés en quinconce sur cinq lignes, étaient battus au moyen d'un mouton à vapeur système Lacour.

La sonnette était composée de deux fermes en charpente accouplées soutenant un pont de service (fig. 273); le mouton glissait

sur des jumelles dressées au centre de l'échafaudage et descendant jusqu'au fond de la fouille. Le jeu d'un robinet d'échappement, mû par les brins que tirait alternativement l'ouvrier batteur placé au fond de la fouille, produisait le mouvement de chute et d'élévation du mouton.

L'ensemble du système se déplaçait perpendiculairement au grand axe de la fouille, au moyen de galets roulant sur des rails. Ces rails étaient fixés sur des châssis en charpente, qui se déplaçaient eux-mêmes sur deux voies ferrées parallèlement au grand axe.

On pouvait de la sorte, au moyen du déplacement transversal de la sonnette, faire porter le mouton sur les cinq lignes de pieux et, au moyen du déplacement longitudinal des châssis, battre tous les pieux d'une même ligne. On commençait par la ligne du centre, puis on battait les pieux des deux lignes immédiatement voisines et enfin ceux des lignes extrêmes.

Les pieux, préparés et sabotés au bord de la fouille, étaient lancés au fond de l'excavation la pointe en avant et dressés à leur place à l'aide d'un treuil situé sur le pont de service et d'une chaîne passant par le sommet même des fermes de l'échafaudage.

La longueur de fiche des pieux variait de 7^m,50 à 8 mètres, selon les fouilles.

Lorsque la volée de dix coups du mouton pesant 1 200 kilogrammes et tombant d'une hauteur de 1^m,50 ne donnait plus qu'un centimètre d'enfoncement, on arrêtait le battage du pieu. Si l'on avait continué, le pieu se serait fendu sous le coup du mouton, ainsi qu'on a pu le constater en essayant de dépasser cette limite; et même, pour arriver à ce point, était-il nécessaire de former la tête du pieu de la partie du tronc de l'arbre située immédiatement au-dessus des racines, partie qui, par sa densité et les nœuds qui s'y trouvent, résiste mieux que toute autre à l'écrasement. On a remarqué que, si le pieu est fourni par un arbre coupé en plein tronc, le choc finit par désagréger les fibres du bois; il se forme un champignon à la tête du pieu, quelque soin qu'on ait apporté à la pose de la frette.

L'équipe des charpentiers batteurs de pilots était composée de onze hommes, y compris le chauffeur.

L'opération du battage d'une fouille comprenant 28 pieux demandait trois jours, plus un jour entier pour le transport de l'échafaudage d'une fouille à l'autre.

Pour effectuer ce transport, les jumelles du mouton, montées à glissière sur l'échafaudage, étaient relevées à l'aide d'une chaîne et du treuil du pont de service.

Le transport terminé, elles étaient redescendues au fond de l'excavation par le même moyen.

Dans les trois dernières fouilles à pilotis les plus rapprochées de l'avenue de La Bourdonnais, le battage des pieux ne s'effectua pas aussi régulièrement que dans toutes les autres.

La couche de sable quartzeux ne s'étendait sans doute pas avec la même régularité que dans les autres fouilles; il fallut employer des pieux de 14 mètres, qui donnèrent des longueurs de fiche variant de 9 à 13 mètres.

Après l'opération du battage, on constata dans toutes les piles un exhaussement du fond de la fouille d'environ 0^m,35, représentant à peu près le volume du bois fiché.

Dès que tous les pieux furent enfoncés, on procéda à un rebattage général des fouilles, en commençant par la plus ancienne. Cette opération donna peu de résultats. Les pieux s'enfoncèrent d'abord à peine de 5 à 7 centimètres, puis ne dépassèrent plus la limite de 1 centimètre par volée de 10 coups.

Les fouilles furent ensuite curées soigneusement, on y laissa une couche de sable de 0^m,30 au-dessus de l'argile, puis les pieux furent recepés et l'on coula du béton.

Pour couler et pilonner le plateau de béton cubant 131 mètres, il fallait une équipe de terrassiers de 26 hommes pendant deux jours. Cette opération se fit au moyen d'un pont de service en charpente portant à son centre une bétonnière; un malaxeur à vapeur fournissait le mortier.

La maçonnerie de la pile proprement dite cubait de 120

à 130 mètres. Il fallut, pour hourder la meulière, six ou sept compagnons et un nombre égal d'aides pendant huit à neuf jours.

On noya dans la maçonnerie, au fur et à mesure de la construction, les filets en fer qui arrêtaient la partie inférieure des boulons d'ancrage. Pour déterminer exactement la position de ceux-ci, on établissait sur des longrines passant au-dessus de la pile un châssis en madriers percé de trous disposés exactement à la place que ces boulons devaient occuper ; une jauge formée de planches de sapin boulonnées, d'une longueur totale de 21^m,50, égale à celle d'une travée, donnait aux châssis l'écartement voulu ; les boulons furent alors engagés dans les trous des châssis et le reste de la pile put être monté sans qu'on eût à craindre de les déplacer.

Afin de donner à la pose du sabot un jeu nécessaire, les boulons furent, au-dessus du filet, isolés de la maçonnerie par un tuyau de fonte prolongé, sur une hauteur de 0^m,50, par un tuyau en grès jusqu'à l'arase supérieure de la pile. Cette disposition permit de couper facilement l'excédent de la chemise d'isolement au niveau exact des plaques de fonte qui reposent sur un enduit de ciment de Portland.

Les fondations des galeries latérales sont constituées par des puits en béton, de diamètre variable selon l'épaisseur de la couche d'alluvion, reliés par des arcs en meulière.

On a employé pour toutes ces maçonneries le mortier de chaux hydraulique de Beffes, dosé à 2 parties de chaux et 5 de sable.

Les travaux de fondation du Palais des Machines ont duré six mois et n'ont causé aucun accident sérieux, malgré les nombreuses difficultés que présentaient les fouilles.

Ils ont été exécutés, pour la terrasse et la maçonnerie par MM. Manoury, Grouselle et C^{ie}, et, pour les pilotis, par M. Poirier.

Ils ont entraîné un nombre considérable d'ouvrages dont les plus importants sont les suivants :

Fouilles en excavation. 20 955^m3

Fouilles de puits	4 341
Remblais	15 895
Pieux	288
Béton	3 854 ^{m3}
Maçonnerie de meulière	6 329,

avec des prix unitaires dont les principaux étaient :

	fr. c.
Fouilles en excavation, le mètre cube .	4,31
— de puits. — . .	2,91
Remblais — . .	0,83
Pieux (chaque).	125,97
Béton et mortier de chaux, le mètre cube.	14,73
— et mortier de ciment, — .	27,72
Maçonnerie de meulière avec mortier de chaux pour fondations, le mètre cube.	19,14
Arcs en meulière. — .	19,87
Meulière avec mortier de ciment pour fondations, le mètre cube.	27,14

Ces prix avaient été obtenus après une adjudication faite le 20 juin 1887.

III. — **Ossature métallique.** — *Description.* La nef centrale du Palais des Machines couvre une surface de 48 119^m,9. Elle est constituée par 20 fermes en tôle et fers de commerce. Chacune de ces fermes se compose de deux grands arcs qui, appuyés librement à leur base sur des tourillons supportés eux-mêmes par des plaques de fondation, viennent buter l'un contre l'autre à leur sommet par l'intermédiaire d'un troisième tourillon.

La section de la ferme se trouve être celle d'un caisson allongé en tôle de fer. (Série I, Pl. 1 à 16.) Ce caisson est constitué par deux âmes écartées de 54 centimètres et par deux semelles réunies à l'aide de cornières; la semelle supérieure d'extrados a 0^m,77 de largeur, celle d'intrados 0^m,90.

L'épaisseur des semelles varie suivant les différents points de l'arc; elle augmente, en raison des nécessités de la résistance, vers la partie la plus cintrée, où la compression est plus forte. Le

maximum d'épaisseur est fourni par 8 feuilles de tôle de 1 centimètre chacune.

Les membrures d'extrados et d'intrados sont réunies par des montants normaux aux courbes de profils et constitués par des éléments en forme de double **T** à âme pleine. Ces montants divisent l'arc en panneaux alternativement larges et étroits croisillonnés par un double treillis. Ils sont percés à leur partie inférieure d'un trou d'homme par lequel passe une échelle de service posée sur la membrure d'intrados et qui, arrivée au dernier treillis près du faîtage, se retourne à angle droit en s'adossant au montant, permettant ainsi d'accéder en tout temps sur la toiture.

La ferme se termine à son pied par un caisson en tôle plein en forme de trapèze dont la plus petite base vient s'ajuster à l'aide de boulons sur un coussinet en fonte. La surface concave de ce coussinet porte sur un bloc en fonte, partiellement cylindrique et ajusté sur le coussinet qui l'emboîte.

Ce bloc est lui-même encastré dans un sabot portant sur une plaque de fondation fixée à l'aide de 6 boulons d'ancrage, sur l'enduit de la pile de fondation; 4 coins d'acier placés entre le sabot et les talons qui bordent la plaque permettent de faire varier légèrement et de régler définitivement la position de la ferme.

Les vingt fermes divisent la galerie en dix-neuf travées, savoir : deux travées extrêmes de $25^{\text{m}},295$, seize travées intermédiaires de $21^{\text{m}},50$ et une travée centrale de $26^{\text{m}},40$; elles franchissent sans tirants ni appuis intermédiaires la distance de $110^{\text{m}},60$ qui sépare les axes des tourillons inférieurs. Elles sont réunies entre elles, d'abord, dans le sens de la hauteur de leurs pieds-droits, par des poutres en treillis servant en même temps d'appui aux poutrelles des planchers des galeries, puis par des arcades situées au-dessous des entretoises extrêmes soutenant les chéneaux, enfin, sous les combles, par douze cours de pannes en diagonales. Ces dernières forment onze travées dont deux extrêmes de $14^{\text{m}},35$, six de $10^{\text{m}},72$, deux de $10^{\text{m}},06$ et une de $1^{\text{m}},18$ au faîtage; elles sont réunies,

dans chaque rampant, par trois cours de chevrons à section pleine en forme de double T qui, dans la travée de 1^m,18, se terminent par des consoles de butée, boulonnées entre elles afin d'établir une liaison indispensable entre les ossatures des deux rampants. Enfin ces chevrons supportent des petites pannes parallèles au grand axe du Palais, qui servent elles-mêmes d'appui au voligeage des travées extrêmes de 14^m,35 et au vitrage recouvrant toutes les autres travées.

Des contreventements en fers ronds réunissent neuf travées de ces fermes : trois à chacune des extrémités de la nef et trois dans sa partie médiane ; ils constituent des massifs à grande résistance transversale et ont été calculés pour permettre au Palais de supporter, sans fatigue additionnelle trop sensible, l'action des vents violents pendant la période de montage, et aussi après l'achèvement de la construction.

La nef centrale est fermée à chacune de ses extrémités par de grandes verrières constituées essentiellement par d'immenses aiguilles en tôle et fers de commerce. Placées au droit des pannes, ces aiguilles sont encastrées à leur base dans des massifs de fondation, et s'appuient contre les tribunes et les fermes de tête ; elles servent de support aux arceaux, traverses et petits fers constituant la carcasse métallique destinée à recevoir les verres et vitraux, et sont reliées aux fermes de tête au moyen de boulons laissant le jeu nécessaire pour parer aux différences de dilatation et de déformation dans le sens vertical.

Les galeries latérales sont constituées par des arcs sur pieds-droits correspondant aux arcades qui réunissent les différentes fermes de la nef centrale ; ces deux séries d'arcs sont réunies l'une à l'autre au moyen de pannes en treillis d'une portée de 15 mètres. Comme dans la nef centrale, les pannes sont reliées par des chevrons cintrés épousant le profil de la toiture, et qui, espacées de 1^m,47 d'axe en axe, soutiennent le voligeage de la couverture. Quant au plancher, il est supporté dans chaque travée par des poutres à section pleine en tôle, fers plats et cornières, fixées,

d'une part, à la poutre balcon de la nef centrale, et assemblées, d'autre part, aux montants des verrières des façades latérales. Les poutres portent à leur tour les solives courantes.

Le vestibule d'entrée du Palais des Machines est composé de membrures et de poutres en tôle et fers de commerce réunis ensemble par des assemblages d'une grande rigidité.

Il est constitué essentiellement par quatre piliers de 22 mètres de hauteur sur lesquels s'appuient quatre arcs soutenant une ceinture de 25^m,66 de diamètre. Des contreforts reportent directement sur les piliers une partie du poids de cette ceinture.

Ces contreforts forment avec le dessous de la ceinture quatre pendentifs sur lesquels repose la coupole qui couvre le vestibule. Elle est constituée par seize fermes supportées à leur partie inférieure par la ceinture et venant buter à leur partie supérieure contre un lanterneau à jour.

Un système de pannes circulaires entretoisant chacune des fermes de la coupole et du lanterneau supporte les fers à vitrage et le chevronnage de la couverture

Calculs.

Les dimensions données aux pièces composant les différentes parties de l'ensemble du Palais ont été calculées en admettant comme possibles, au moment où s'ajoutent toutes les conditions défavorables à la résistance, des tensions et compressions par millimètre carré de section dans la direction des fibres égales à 9 kilogr. La qualité des fers employés, définie par une résistance à la rupture de 34 kilogr. par millimètre carré, un allongement après rupture de 6 p. 100, et caractérisée par une limite d'élasticité d'environ 18 kilogr., justifie ce coefficient de 9 kilogr., surtout si l'on a égard à la fatigue déjà relativement élevée due aux charges permanentes.

La Direction s'est imposé de ne pas dépasser pour les rivets une adhérence de 5 kilogr. par millimètre carré de section ; la bonne rivure, facile à vérifier d'ailleurs, répondant à un effort de glissement de près de 15 kilogr., elle a considéré le rapport de 1 sur 3 entre l'effort de sécurité et l'effort limite comme étant d'autant plus suffisant qu'à la rigueur le rivet résisterait par cisaillement si l'adhérence venait à disparaître. Enfin, dans le calcul des planchers, a été admise une surcharge de 500 kilogr. par mètre superficiel ; on a supposé, en outre : 1° que pendant l'hiver les constructions pouvaient avoir à supporter un poids de 50 kilogr. de neige par mètre carré

de couverture; 2° que pendant les grands ouragans, les bâtiments pouvaient subir, dans les parties hautes, des pressions de 120 kilogr. par mètre carré de projection dans le sens perpendiculaire à la direction du vent (dans les parties basses et découvertes, cette pression atteignant seulement 50 kilogr.).

Les calculs résumés ci-après établissent les conditions de résistance des différentes pièces entrant dans la composition des éléments de l'ossature métallique du Palais.

GRANDE NEF DU PALAIS DES MACHINES

§ 1. — OSSATURE DU VITRAGE

Calcul des fers à vitrage. — La partie vitrée du Palais des Machines est formée de fers à vitrage de $\frac{45 \times 40}{5}$, dans toutes les travées voisines du faîtage, et de fers de $\frac{50 \times 40}{5}$, dans les autres travées.

Chacun de ces fers est fixé aux petites pannes qui le supportent par quatre rivets de 6 millimètres de diamètre, comme l'indique la figure 274, qui représente également le diagramme de la distribution générale des fers à vitrage.

A cette distribution répondent :

1° une longueur développée des barres de $\frac{45 \times 40}{5}$, de 16 610 mètres pesant 59 796 kilogr.

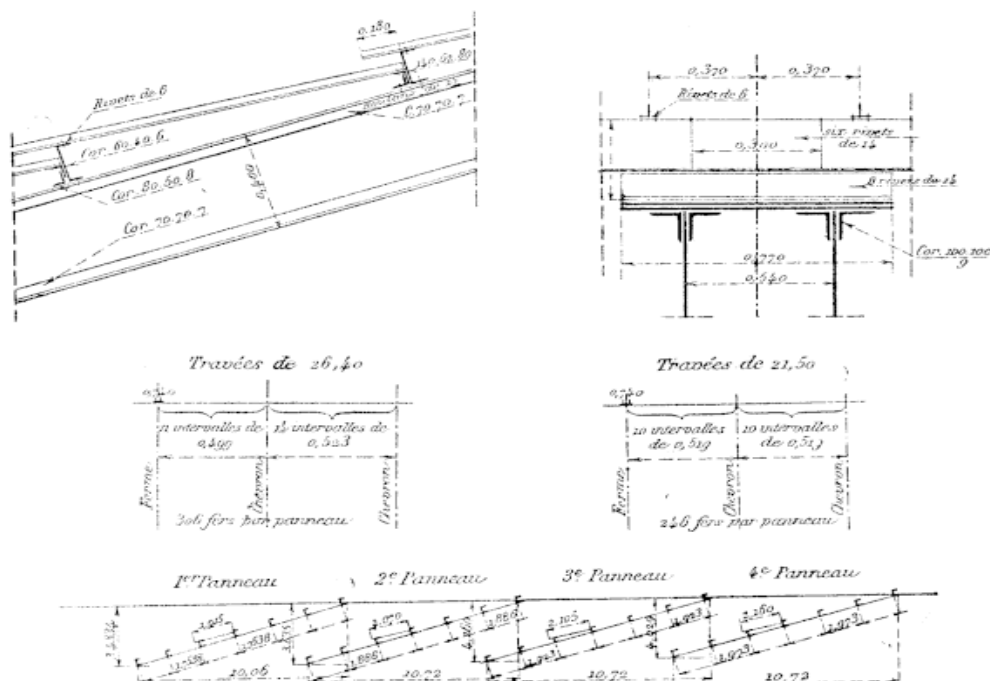


FIG. 274.

2° une longueur développée des fers à vitrage de $\frac{50 \times 40}{5}$, de 33 703 mètres pesant 241 663 kilogr. L'ensemble de tous ces fers représente donc une longueur totale de 70 313 mètres pesant 301 459 kilogr.

$$\begin{array}{l} \alpha = 21^{\circ}, 40' \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \alpha = 0,3974 \\ \cos \alpha = 0,9293 \\ \sin \alpha = 0,3692 \end{array} \right. \quad \alpha = 24^{\circ}, 41' \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \alpha = 0,4598 \\ \cos \alpha = 0,9086 \\ \sin \alpha = 0,4176 \end{array} \right. \\ \alpha = 17^{\circ}, 17' \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \alpha = 0,3115 \\ \cos \alpha = 0,9348 \\ \sin \alpha = 0,2971 \end{array} \right. \quad \alpha = 18^{\circ}, 43' \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \alpha = 0,3390 \\ \cos \alpha = 0,0471 \\ \sin \alpha = 0,3208 \end{array} \right. \end{array}$$

1° **Fers à vitrage des travées voisines du faîtage.** — Parmi ces fers, les plus fatigués sont évidemment ceux situés dans la travée de fermes de 26^m,40 et pour lesquels la distance entre deux fers est de 0^m,523.

Chacun de ces fers est assimilable, pour la résistance, à un solide reposant sur deux appuis A et B, non de niveau (fig. 275) et distants l'un de l'autre de 1^m,735, débordant l'appui inférieur de 0^m,180, et soumis à l'action d'une charge permanente p_1 , égale à 9^k,89, ainsi composée :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fer et mastic. } 3^{\text{k}}, 65 \\ \text{Verre } (0,523 \times 0,005 \times 2\,400). \quad 6^{\text{k}}, 24 \end{array} \right\} 9^{\text{k}}, 89$$

et d'une surcharge d'épreuve de 50 kilogr. de neige par mètre carré de couverture, représentant, pour le fer, un poids additionnel par mètre p_2 de 0^m,523 $\times$ 0,50 = 26 kilogr. en nombre rond.

$$\begin{array}{l} \beta = 14^{\circ}, 19' \left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tang} \beta = 0,2614 \\ \sin \beta = 0,2529 \\ \cos \beta = 0,9675 \end{array} \right. \\ a = 1,735 \left\{ \begin{array}{l} a + b = 1,95 \\ b = 0,180. \end{array} \right. \end{array}$$

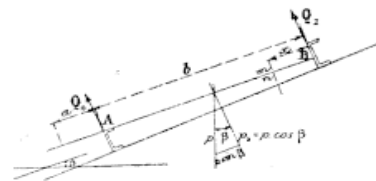


FIG. 275.

L'inclinaison des fers sur l'horizontale étant de 14°,39, il en résulte que chacun d'eux se trouve soumis à une composante suivant l'axe :

$$\begin{aligned} F_x &= p_1 (a + b) = (p_1 + p_2) (a + b) \sin \beta, \\ F_x &= 35,89 \times 1,915 \times 0,2529 = 17,38, \end{aligned}$$

et à une résultante des composantes normales à l'axe de la charge uniformément répartie :

$$\begin{aligned} F_y &= p_1 (a + b) = (p_1 + p_2) (a + b) \cos \beta, \\ F_y &= 35,89 \times 1,915 \times 0,967 = 66,46. \end{aligned}$$

L'ensemble des composantes suivant l'axe est facilement équilibré par la résistance au cisaillement des quatre rivets, d'une section totale de 113 millimètres carrés, qui fixent chaque fer aux petites pannes.

Quant aux composantes normales à l'axe, elles donnent lieu à des réactions des appuis : $Q_0 = \frac{p_1}{2a} (a + b)^2 = 36^{\text{k}}, 68$, $Q_1 = \frac{p_1}{2a} (a^2 - b^2) = 29,78$.

Il en résulte, dans une section $[m n]$, à une distance $[x]$ de l'origine B, un moment fléchissant $\mu = (29,78 \times x) - \left(34,7 \times \frac{x^2}{2}\right)$,

qui devient maximum pour $x = \frac{29,78}{34,7} = 0,86$,

d'où un moment fléchissant : $\mu = (29,78 \times 0,86) - \left(34,7 \times \frac{0,86^2}{2}\right) = 12,78$.

Aux dimensions transversales adoptées pour les fers à vitrage et que nous reproduisons (fig. 276), répondent : une section de $[400]$ millimètres carrés, une distance du centre de gravité à la base égale à $[0^m,013\,75]$ et un moment d'inertie de la section par rapport à l'axe Gz de $[0,000\,000\,078\,1]$.

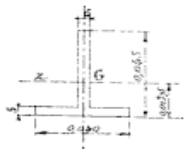


FIG. 276.

Les plus grandes fatigues des fibres dans le sens parallèle à l'axe sont donc représentées par les valeurs suivantes :

pour les fibres extrêmes supérieures : $R'' = \frac{0,031\,25}{0,000\,000\,078\,1} \times 12,78 = 5^k,113$;

pour les fibres extrêmes inférieures : $R' = \frac{0,013\,75}{0,000\,000\,078\,1} \times 12,78 = 2^k,25$.

Lorsque les fers ne supportent que la charge permanente de $9^k,89$ par mètre carré, les fatigues calculées ci-dessus tombent respectivement à :

$$R'' = 1^k,40 \quad \text{et} \quad R' = 0^k,618.$$

Si l'on admet enfin que, pour une raison de service, un homme soit appelé à circuler sur le vitrage, et que les madriers sur lesquels il marchera ne répartissent son poids, évalué à 80 kilogr., que sur deux fers consécutifs, on trouve pour fatigues additionnelles produites par cette surcharge à son passage dans la section la plus fatiguée : $R''_a = \frac{V''}{I} \left[\frac{80}{2} \times \frac{1,735}{4} \right] = 6^k,94$, pour les fibres supérieures,

et $R'_a = \frac{V'}{I} \left[\frac{80}{2} \times \frac{1,735}{4} \right] = 3^k,054$, pour les fibres inférieures.

En ajoutant toutes les conditions défavorables, les fatigues moléculaires peuvent donc atteindre :

1° dans les fibres supérieures : $R''_m = 1,40 + 6,94 = 8^k,34$;

2° dans les fibres inférieures : $R'_m = 0,618 + 3,054 = 3^k,672$.

Il n'y a pas lieu de considérer la présence simultanée de l'homme et de la neige, parce que l'on balaierait celle-ci avant de faire circuler les ouvriers sur le vitrage.

Quant à la déformation subie par ces fers, elle est donnée, dans l'hypothèse d'une charge distincte, par la formule :

$$f = \frac{1}{EI} [0,013\,pa^4 + 0,0203\,Pa^3],$$

qui devient dans le cas de la charge permanente en ajoutant le poids d'un homme, et dans l'hypothèse $E = 18 \times 10^9$:

$$f = \frac{1}{1405,8} [1,122 + 4,238] = 0^m,0038.$$

A la surcharge de neige seule ne répond plus qu'une flèche de :

$$f = \frac{1}{1\,405,8} [1,122 + 2,954] = 0^m,0028.$$

2° Fers à vitrage des travées courantes. — Les fers à vitrages des travées, autres que celles voisines du faîtage, (figure 277) sont constitués par un fer à **1** de $\left[\frac{50 \times 40}{5} \right]$, aux dimensions transversales duquel répondent : une section $[\Omega = 425^m/m]$, une position du centre de gravité caractérisée par $[y = 15^m,73]$, et un moment d'inertie par rapport à l'axe Gz perpendiculaire au plan de flexion et passant par le centre de gravité :

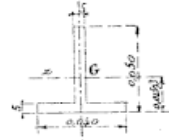


FIG. 277.

$$I = 0,000\,000\,104\,560.$$

Ceux de ces fers qui se trouvent dans les conditions les plus défavorables à la résistance appartiennent aux panneaux voisins des parties voligées de la travée de 26^m,40. Le diagramme (fig. 278) indique les conditions générales de leur établissement.

$$\beta = 22^\circ,03' \left\{ \begin{array}{l} \tan \beta = 0,4050 \\ \sin \beta = 0,3746 \\ \cos \beta = 0,9268 \end{array} \right. \quad a + b = 2,12 \quad p \left\{ \begin{array}{l} \text{partie permanente.} \quad 9,89 \\ \text{surcharge de neige.} \quad 26,00 \\ \text{charge totale.} \quad \dots \quad 35,89 \end{array} \right.$$

L'inclinaison du fer sur l'horizontale étant de 22°,03, on aura pour composante suivant l'axe des actions auxquelles le fer est soumis :

$$F_s = p_s (a + b) = p \sin \beta (a + b),$$

$$F_s = 35,89 \times 2,12 \times 0,3746 = 28^k,502,$$

et pour composante perpendiculaire à l'axe de ces mêmes actions :

$$F_n = p_n (a + b) = p \cos \beta (a + b),$$

$$F_n = 35,89 \times 2,12 \times 0,9268 = 70,517.$$

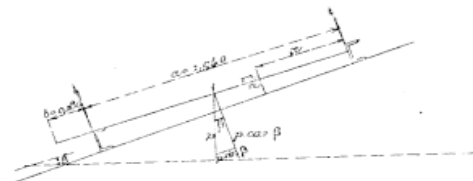


FIG. 278.

Le premier de ces efforts est facilement équilibré par la résistance au cisaillement des quatre rivets d'attache de 6^m/_m, qui fixent le fer aux petites pannes.

Quant à l'effort normal à l'axe, il donne lieu à des réactions des appuis en A et en B, déterminées par :

$$Q_0 = \frac{p \cos \beta}{2a} (a + b)^2 = 38,517,$$

$$Q_1 = \frac{p \cos \beta}{2a} (a^2 - b^2) = 31,976.$$

Pour une section mn à une distance x de l'origine B, on aura :

$$\mu = 31,976 x - 33,262 \frac{x^2}{2},$$

qui devient maximum pour $x = \frac{31,976}{33,262} = 0,96.$

On a donc : $\mu = (31,976 \times 0,96) - \left(33,262 \times \frac{0,96^3}{2}\right) = 15,327$.

Les fatigues des fibres extrêmes de la section sont par suite respectivement, dans le cas d'une surcharge de neige de 0^m,50 :

pour les fibres supérieures : $R'' = \frac{0,03427 \times 15,327}{0,000\,000\,104\,56} = 5^k,02$.

pour les fibres inférieures : $R' = \frac{0,01573 \times 15,327}{0,000\,000\,104\,56} = 2^k,30$.

Lorsque les fers ne supportent que la charge permanente, ces fatigues s'abaissent respectivement à :

$$R'' = 5,02 \times 0,275 = 1^k,380 \quad \text{et} \quad R' = 2,30 \times 0,275 = 0,632.$$

Le passage d'un homme sur les fers peut augmenter les fatigues comme il suit, en supposant que le poids de 80 kilogr. de l'homme soit supporté par deux fers et placé au milieu de la longueur :

$$R'' = \frac{0,03427 \times 19,4}{0,000\,000\,104\,56} = 6^k,35, \text{ pour les fibres supérieures,}$$

$$\text{et } R' = \frac{0,01573 \times 19,4}{0,000\,000\,104\,56} = 2^k,91, \text{ pour les fibres inférieures.}$$

Les plus grandes tensions et compressions par lesquelles passent les fibres des fers à vitrage de la catégorie que nous examinons ci-dessus peuvent donc atteindre : pour la compression dans les parties supérieures du fer :

$$R'' = 6,35 + 1,38 = 7^k,73,$$

et pour la tension dans les parties inférieures :

$$R' = 2,91 + 0,632 = 3^k,542.$$

Quant à la flèche prise par le fer sous l'action combinée de la charge permanente et du poids d'un homme, elle a pour expression :

$$f = \frac{1}{EI} [0,013 pa^2 + 0,0203 Pa^3],$$

$$f = \frac{1}{1882} [1,68 + 5,93] = 0^m,00404.$$

Calcul des pannes de vitrage. — Les pannes qui soutiennent les fers à

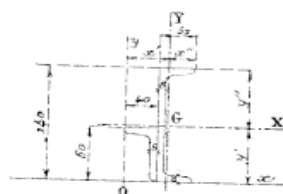


FIG. 279.

vitrage présentent toutes, à l'exception des trois cours situés contre les travées inférieures voligées, la section transversale (fig. 279), aux dimensions de laquelle répondent :

une section $[\Omega = 2564 \text{ m}^3/\text{m}]$; une position du centre de gravité déterminée par les ordonnées $[y' = 0,0633]$ et $[x' = 0,0497]$; un moment d'inertie par rapport à l'axe GX égal à :

$I_y = 0,000\,006\,160$, et un moment d'inertie par rapport à l'axe GY égal à : $I_x = 0,000\,000\,844$.

Au point de vue de la résistance, les pannes peuvent être séparées en trois groupes :

1°	Pannes de 5 ^m ,498 de portée. . .	} Travée centrale.
2°	— 7 ^m ,331 — . . .	
3°	— 5 ^m ,190 — . . .	Travées courantes.

Les premières supportent, par l'intermédiaire de 12 fers, une charge verticale que l'on peut considérer comme uniformément répartie et dont la valeur par mètre courant de fer à vitrage est de 34^k,24, dont 9^k,43 de charge permanente.

Les secondes supportent une charge analogue par l'intermédiaire de 15 fers d'un poids par mètre égal à 35^k,89, dont 9^k,89, de charge permanente.

Les troisièmes supportent une charge uniformément répartie résultant de 11 fers à vitrage, d'un poids par mètre égal à 35^k,60, dont 9^k,81 de charge permanente.

Les pannes de la travée de 26^m,40 sont en deux tronçons réunis par un joint situé au-dessus du chevron milieu et disposé comme l'indique la figure 280.

Dans ces conditions, les rivets et les pièces de l'assemblage peuvent résister à l'action d'un couple d'environ 400 kilogr., qui diminue d'autant celui produit dans la section la plus fatiguée par l'action seule des charges supportées par la panne; on peut donc, pour le calcul, assimiler les pannes de la travée centrale à des solides assemblés à leurs extrémités dans des conditions intermédiaires entre l'appui libre et l'encastrement, et soumis dans l'intervalle des appuis à l'action d'une charge uniformément répartie dont les composantes dans le sens de l'âme du fer en U et dans le sens perpendiculaire à cette direction peuvent être déterminées et connues dans chaque cas particulier.

L'expression du moment fléchissant maximum étant, dans le cas de l'encastrement, représentée par : $M_e = pa \frac{a}{12}$,

et dans le cas du repos libre par : $M_r = pa \frac{a}{8}$,

Nous admettrons que chaque panne de la travée centrale peut être calculée pour résister seulement à un moment fléchissant maximum, dans un plan parallèle à la face du fer en U, égal à $M_y = pa \frac{a}{10}$.

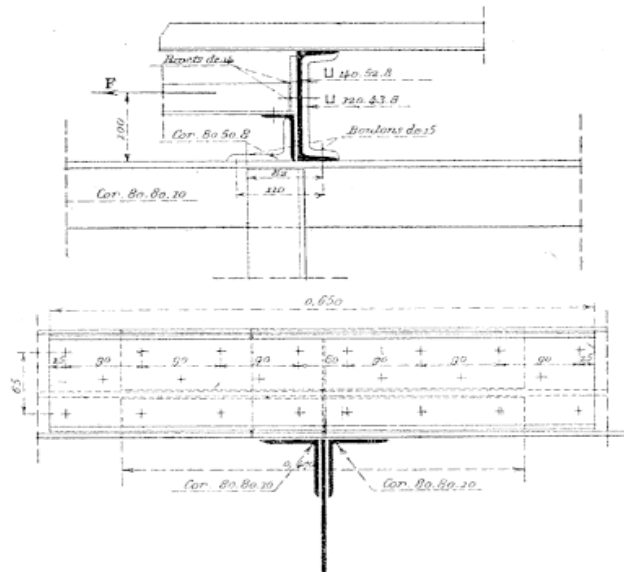


FIG. 280.

Les pannes des travées de 21^m,50 sont composées chacune de quatre tronçons, assemblés entre eux au-dessus des chevrons et des fermes, comme l'indique le croquis ci-dessous.

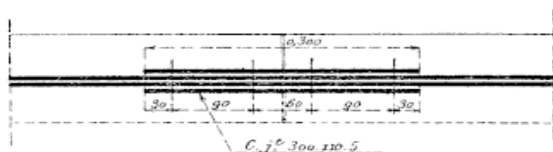


FIG. 281.

Cette disposition permettant de faire naître de chaque côté de l'appui un couple d'une valeur de 150 à 160, on

peut calculer leurs dimensions en les assimilant, elles aussi, à des solides soumis à l'action d'un moment fléchissant dont la plus grande valeur a pour expression : $M = pa \frac{a}{40}$.

Le calcul des efforts moléculaires qui se développent sous l'influence de la flexion dans le plan de l'âme du fer à U ne présente donc aucune incertitude; ces efforts sont donnés par les formules suivantes :

1° pour les efforts sur les fibres extrêmes supérieures,

$$R''_y = \frac{V''}{I} M_y = \frac{0,0767}{0,000\,006\,160} M_y = 12\,451 M_y;$$

2° pour les efforts sur les fibres extrêmes inférieures,

$$R'_y = \frac{V''}{I} M_y = \frac{0,0633}{0,000\,006\,160} M_y = 10\,275 M_y.$$

Quant à la détermination des fatigues moléculaires des fibres extrêmes des pannes de vitrage dans la direction perpendiculaire au plan de l'âme, elle présente certaines difficultés d'interprétation, par suite de la liaison établie entre celles de ces pannes qui sont situées au-dessus des grandes entretoises du comble et ces dernières. Chacune de ces pannes se trouve en effet divisée en trois travées par des supports en fonte la reliant à l'entretoise dans les conditions indiquées par la figure 282. Et, comme chacun de ces supports est capable de résister à l'action d'une poussée totale (F) déduite de :

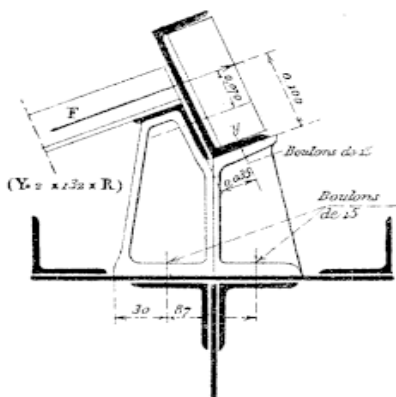


FIG. 282.

$$F \times 0,070 = 0,035y,$$

c'est-à-dire, en remplaçant (y) par $[2 \times 132 \times R]$, de :

$$F = 0,5 \times 2 \times 132 R,$$

correspondant à une valeur numérique de : $F = 792^k$,

lorsqu'on admet pour (R), tension dans le noyau du boulon, un effort de 6 kilogrammes par millimètre de section, il en résulte que si, sous l'influence des composantes transversales, les pannes à vitrage placées entre les grandes pannes prennent une flexion, elles subiront, par suite de la présence des fers à vitrage retenus par les supports en fonte, des actions qui s'opposeront aux déformations résultant de la flexion, jusqu'à concurrence de cette réaction de 792 kilogrammes

par support. Mais comme, pour les pannes de vitrage intermédiaires, on ne peut transmettre cette réaction que par les fers à vitrage qui sont élastiques et, par suite, un peu compressibles, on ne peut pas assurer que cette réaction (F) se répartira également entre toutes les pannes.

En ne tenant aucun compte de la réaction des fers à vitrage contre la flexion transversale des pannes intermédiaires, il serait attribué aux fatigues qui résultent de l'action seule des charges supportées, des valeurs supérieures à la réalité. De plus, comme cette réaction possible de 792 kilogr. dépasse de beaucoup la valeur qu'aurait à exercer un appui intermédiaire, mais que d'autre part elle ne prend naissance que lorsque la déformation se produit, nous pensons rester dans la réalité, en admettant que la présence de ces supports diminue d'environ un tiers les fatigues dans le sens transversal, ces fatigues étant calculées en considérant les mêmes portées que dans le sens parallèle à l'âme du fer à U.

Une telle manière de procéder se trouve justifiée par cette considération que la résistance possible, dans le sens transversal, de la panne reliée aux entretoises des fermes par les supports, puis assemblée aux fermes et aux chevrons, est de :

$$F = 3 \times 792 + \frac{2 \times 132 \times 6 \times 0,110}{0,100} = 4118^k,$$

et que, pour les pannes intermédiaires, cette résistance possible est de 1742, par suite de l'absence des supports : $F = \frac{2 \times 132 \times 6 \times 0,110}{0,100} = 1742,$

tandis qu'il résulte des chiffres indiqués plus loin que, pour la travée de pannes la plus fatiguée, la somme des efforts transversaux ne dépasse pas $456 \times 6 = 2736^k$, effort qu'équilibre facilement la résistance possible de 4118 kilogr. offerte par la panne fixée à l'entretoise de la ferme.

Si la compressibilité des fers à vitrage ne rendait pas possible une légère déformation dans le sens transversal, on pourrait donc admettre une réduction de portée d'un tiers, c'est-à-dire d'un neuvième dans le moment fléchissant. En ne supposant qu'une réduction d'un tiers, on reste dès lors au-dessous de la réalité.

Nous calculerons, sous la réserve, bien entendu, des observations qui précèdent, en vue de la détermination du plus grand moment de flexion, les efforts moléculaires auxquels sont soumis dans le sens considéré les éléments les plus fatigués du profil, par les formules suivantes :

1° Pour les efforts sur les fibres extrêmes inférieures,

$$R'_1 = \frac{V'}{I} M_1 = \frac{0,0497}{0,000\,000\,844} M_1 = 58\,886 M_1;$$

2° Pour les efforts sur les fibres extrêmes supérieures,

$$R'_2 = \frac{V''}{I} M_2 = \frac{0,0423}{0,000\,000\,844} M_2 = 50\,118 M_2.$$

Les tableaux ci-dessous indiquent, pour chaque type de travée, les efforts moléculaires les plus grands auxquels ont à résister les fibres des éléments extrêmes

des pannes, lorsqu'on suppose une couche de 0^m,50 de neige répandue sur la toiture, puis la valeur de ces mêmes fatigues, lorsque la construction ne subit que l'action des charges permanentes, ce qui représente, en réalité, l'état normal dans lequel sont les pannes.

TRAVÉE DE 26^m,40 PRÈS DU FAITAGE

PORTÉE DES PANNES <i>a</i>	Charge verticale uniformément répartie. (<i>pa</i>)		Valeurs de <i>Y</i> <i>pa</i> cos <i>α</i> .	Valeurs de <i>X</i> <i>pa</i> sin <i>α</i> .	Valeurs de <i>M_y</i> <i>Y</i> $\frac{a}{10}$.	Valeurs de <i>M_x</i> <i>X</i> $\frac{a}{10}$.	Réactions sur les appuis formés par les chevrons et les fermes.		VALEURS DE <i>R</i> .			
	Avec neige.	Sans neige.					$\frac{Y}{2}$	$\frac{X}{2}$	<i>R''_y</i>	<i>R'_y</i>	<i>R''_x</i>	<i>R'_x</i>
7 ^m ,331	1123 ^k ,5	426 ^k ,5	1072 ^k ,24	333 ^k ,53	783 ^k ,932	81 ^k ,48	536 ^k	166 ^k ,75	9 ^k ,78	8 ^k ,075	4 ^k ,798	4 ^k ,083
5,498	842	319,6	803,94	250	441,490	43	402	125	5,49	4,536	2,650	2,255

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les fatigues deviennent successivement :

$$\begin{array}{l}
 \text{Pannes de } 7^{\text{m}},331 \left\{ \begin{array}{l} R'' = 9,78 \times 0,379 = 3^{\text{k}},70 \\ R'_x = 4,798 \times 0,379 = 1^{\text{k}},818 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} R' = 8,075 \times 0,379 = 3^{\text{k}},060 \\ R''_x = 4,083 \times 0,379 = 1^{\text{k}},547 \end{array} \right. \\
 \text{Pannes de } 5^{\text{m}},498 \left\{ \begin{array}{l} R''_y = 5,49 \times 0,38 = 2^{\text{k}},086 \\ R'_x = 2,65 \times 0,38 = 1^{\text{k}},007 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} R' = 4,536 \times 0,38 = 1^{\text{k}},723 \\ R''_x = 2,255 \times 0,38 = 0^{\text{k}},857 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Il résulte de l'examen de ces chiffres que les fatigues des fibres dans le plan de flexion parallèle à l'âme des pannes sont tout à fait acceptables, si on veut bien remarquer que la surcharge de neige n'est qu'accidentelle et que, lorsqu'elle existe, les tensions et compressions n'arrivent à atteindre le chiffre final indiqué que graduellement et petit à petit. L'effort moléculaire auquel on arrive avec les pannes de 7^m,331 diffère d'ailleurs très peu de celui répondant à la moitié de la limite d'élasticité.

Quant aux déformations répondant à ces fatigues, elles s'obtiennent sans difficulté, en admettant que la flèche qui prend naissance est égale à la moyenne de celles répondant aux deux hypothèses extrêmes du repos libre et de l'encastrement. Elle se déduit alors de la relation :

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{1}{2} \frac{pa^4}{EI} (0,013 + 0,0026) = 0,0078 (pa^2) \frac{a^2}{EI} \\
 f &= 0,078 \frac{RIa^2}{vEI} = 0,078 a^2 \frac{R}{vE};
 \end{aligned}$$

d'où, en admettant $[E = 18 \times 10^9]$, on trouve pour valeur de f dans chacune des travées :

$$\text{Pannes de } 7^{\text{m}},331 \quad f = 0,000.000.000.23 \frac{R}{v},$$

$$\text{Pannes de } 5^{\text{m}},498 \quad f = 0,000.000.000.13 \frac{R}{v}.$$

De l'examen de ces expressions, on déduit que :

1° Dans le sens du plan de flexion :

$$\text{Pannes de } 7^{\text{m}},331 \quad f = 0,000.000.000.23 \times \frac{9.780.000}{0,0767} = 0,0293,$$

$$\text{Pannes de } 5^{\text{m}},498 \quad f = 0,000.000.000.13 \times \frac{5.490.000}{0,0767} = 0,0093.$$

2° Dans le sens perpendiculaire à la flexion :

$$\text{Pannes de } 7^{\text{m}},331 \quad f = 0,000.000.000.23 \times \frac{4.798.000}{0,0497} = 0,0222,$$

$$\text{Pannes de } 5^{\text{m}},498 \quad f = 0,000.000.000.13 \times \frac{2.650.000}{0,0497} = 0,00693.$$

Tout ce qui précède est relatif à la travée de $26^{\text{m}},40$; nous résumons dans le tableau qui suit les mêmes résultats pour les pannes des travées de $21^{\text{m}},50$.

TRAVÉES DE $21^{\text{m}},50$ PRÈS DU FAITAGE

PORTÉE DES PANNES a	Charge verticale uniformément répartie. (pa)		Valeurs de Y $pa \cos \alpha$.	Valeurs de X $pa \sin \alpha$.	Valeurs de M_y $Y \frac{a}{10}$.	Valeurs de M_x $\frac{1}{3} X \frac{a}{10}$.	Réactions sur les appuis formés par les chevrons et les fermes.		VALEURS DE R.			
	Avec neige.	Sans neige.					$\frac{Y}{2}$	$\frac{X}{2}$	R_2''	R_2'	R_1'	R_1''
			Avec neige.	Avec neige.	Avec neige.	Avec neige.						
5 ^m ,19	796 ^k	302 ^k	760 ^k ,02	236 ^k 400	395 ^k	40 ^k ,89	380 ^k	118 ^k ,2	4 ^k ,918	4 ^k ,058	2 ^k ,407	2 ^k ,049

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les fatigues ci-dessus deviennent successivement :

$$R_y'' = 4,918 \times 0,379 = 1^{k},06 \quad R_y' = 4,058 \times 0,379 = 1^{k},537}}$$

$$R_x' = 2,407 \times 0,379 = 0^{k},91 \quad R_x'' = 2,049 \times 0,379 = 0^{k},776.}}$$

A mesure que l'on s'éloigne du faitage, la longueur des fers à vitrage augmente légèrement en même temps que l'inclinaison des chevrons; il en résulte, dans les charges supportées par les pannes, des variations résumées dans le tableau ci-après.

LONGUEUR des PANNES.		Entre la 2 ^e et la 3 ^e grande panne. Long. des fers, 2,07. Angle $\alpha = 18^{\circ}43'$.			Entre la 3 ^e et la 4 ^e grande panne. Long. des fers 2,105. Angle $\alpha = 21^{\circ}40'$.			Entre la 4 ^e et la 5 ^e grande panne. Long. des fers, 2,16. Angle $\alpha = 24^{\circ}11'$.		
		pa	$Y = pa \cos \alpha$	$X = pa \sin \alpha$	pa	$Y = pa \cos \alpha$	$X = pa \sin \alpha$	pa	$Y = pa \cos \alpha$	$X = pa \sin \alpha$
Travée de 26,40	Pannes de 7,331.	1213 ^k ,38	1149 ^k ,07	388 ^k ,28	1235 ^k ,85	1148 ^k ,10	456 ^k ,028	1266 ^k ,084	1150 ^k ,36	528 ^k ,71
	Pannes de 5,498.	909,36	861,16	291	926,20	860,44	311,77	948,934	862,20	396,27
Travées de 21 ^m ,50	Pannes de 3,19.	859,68	814,11	275,10	875,60	813,43	323,096	897,092	815,10	374,62

L'accroissement dans les charges étant des plus réguliers, les fatigues moléculaires suivent les mêmes variations, et il suffit, pour les apprécier, de déterminer celles qui se rapportent aux cours de pannes de 0^m,140 des travées comprises entre la quatrième et la cinquième grande panne.

Le tableau ci-dessous résume les éléments de ces fatigues et les efforts moléculaires correspondants.

LONGUEUR des PANNES.		Valeurs de M^a $\frac{a}{10}$ Y	Valeurs de M^a $\frac{a}{10}$ X	VALEURS DE R.							
				AVEC NEIGE.				SANS NEIGE.			
				R''_y	R'_y	R'_x	R''_x	R''_y	R'_y	R'_x	R''_x
Travée de 26 ^m ,40.	Pannes de 7 ^m ,331.	843 ^k ,32	129 ^k ,19	10 ^k ,50	8 ^k ,66	7 ^k ,60	6 ^k ,47	3 ^k ,97	3 ^k ,28	2 ^k ,88	2 ^k ,45
	Pannes de 5,498.	474,03	72,62	5,90	4,87	4,27	3,64	2,24	1,85	1,62	1,38
Travées de 21 ^m ,50	Pannes de 3,19.	423,03	64,80	5,26	4,34	3,81	3,24	1,99	1,65	1,44	1,23

Tout ce qui précède se rapporte aux pannes de 0^m,14 de hauteur; il y a lieu de faire les mêmes calculs pour les pannes des trois derniers cours voisins des parties voligées.

1^o Panne de 0^m,300 de hauteur (fig. 283). — A cette panne répondent : une section $\Omega = 3867 \text{ m}^2$, une ordonnée du centre de gravité $y' = 0,1645$ et une abscisse $x' = 0,0572$, un moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et parallèle à ox : $I_{ey} = 0,000.043.6$,

$$\text{d'où : } \frac{v''}{I} = 3096 \quad \text{et} \quad \frac{v'}{I} = 3773,$$

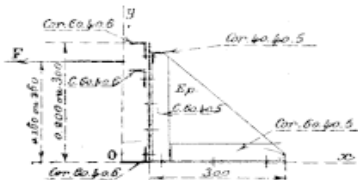


FIG. 283.

puis un moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et parallèle à oy : $I_{Gx} = 0,000.000.9$, d'où : $\frac{v''}{I} = 54200$ et $\frac{v'}{I} = 63355$.

2° Panne de 0^m,450 de hauteur (fig. 284). — A cette panne répondent :

une section : $\Omega = 4203 \text{ m}^2$,

une ordonnée du centre de gravité :

$y' = 0,243$,

une abscisse du centre de gravité :

$x' = 0,0391$,

un moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et parallèle à ox : $I_{Gy} = 0,000.109$,

d'où : $\frac{v''}{I} = 2230$ et $\frac{v}{I} = 1900$,

puis un moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et parallèle à oy : $I_{Gx} = 0,000.000.68$,

d'où : $\frac{v''}{I} = 68900$ et $\frac{v'}{I} = 86800$.

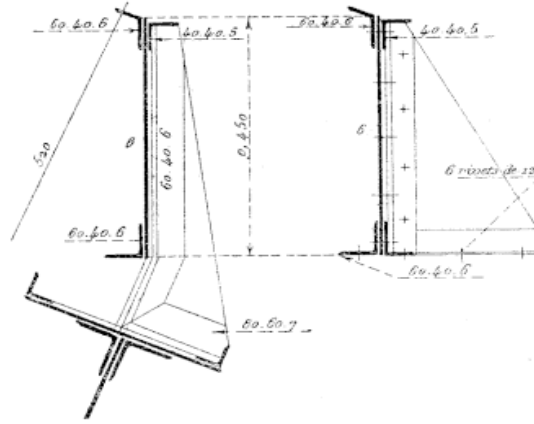


FIG. 284.

Les deux cours de pannes de 0^m,200 et 0^m,300 de hauteur étant reliés aux chevrons et aux fermes par l'assemblage indiqué dans la figure n° 283, il en résulte qu'elles peuvent résister par cet assemblage à une poussée horizontale :

$$F = \frac{678 \times 6 \times 0,2}{0,26} = 3130^k.$$

Pour les pannes de 0^m,450 qui sont reliées aux chevrons et aux fermes par l'assemblage indiqué sur la figure n° 284, on a une résistance, du fait de cet assemblage égale à :

$$F = \frac{678 \times 6 \times 0,2}{0,45} = 1808^k,$$

résistance à laquelle il y a lieu d'ajouter celle des appuis intermédiaires en fers et cornières rivés à la grande panne et dont la valeur peut être évaluée, comme l'indique la figure n° 284, à :

$$F = \frac{452 \times 6 \times 0,11}{0,52} = 573^k.$$

Le nombre de ces supports étant de 3 pour les portées de 7^m,331 et de 2 pour toutes les autres, il résulte de ces chiffres que ce dernier cours de pannes de 0^m,45 de hauteur présente une résistance transversale possible de :

1° Pour les portées de 7^m,331 : $X_1 = (573 \times 3) + 1808 = 3527^k$;

2° Pour les portées de 5^m,498 et 5^m,19 : $X_2 = (573 \times 2) + 1808 = 2954^k$.

La conséquence à tirer de ces chiffres, au point de vue de la déformation et des fatigues moléculaires, pour la flexion parallèle aux faces des chevrons, est que cette résistance peut atteindre :

1° Pour les portées de 7^m,331 : $X = (1743 \times 3) + (3130 \times 2) + 3527 = 15016^k$;

2° Pour les autres portées : $X = (1743 \times 3) + (3130 \times 2) + 2954 = 14443^k$.

Or, comme les sommes des composantes des charges, dans cette direction, supportées par les travées sont respectivement de :

1° Pour les travées de 7^m,331 : $(528 \times 3) + 552 + 570 + 368 = 3074^k$;

2° Pour les travées de 5^m,498 : $(395,7 \times 3) + 421 + 433,6 + 287,3 = 2329$;

3° Pour les travées de 5^m,49 : $(374 \times 3) + 394,5 + 405 + 265 = 2186^k,5$.

il en résulte que la fatigue, dans cette direction, peut, comme précédemment, être évaluée tout au plus au tiers de celle due à la portée des pannes.

On trouve, dans ces conditions, pour fatigues moléculaires des pannes de 7^m,331 de portée et de 0^m,300 de hauteur, les seules qu'il est intéressant de considérer, car elles sont les plus fatiguées : $M_y = 1242 \times 0,7331 = 910$, $M_x = 570 \times 0,244 = 139$, d'où l'on déduit :

$$\begin{aligned} R'_y &= 910 \times 3096 \text{ soit } 2^k,817 & R'_y &= 910 \times 3773 \text{ soit } 3^k,433, \\ R'_x &= 139 \times 63555 \text{ soit } 8^k,834 & R'_x &= 139 \times 54200 \text{ soit } 7^k,533. \end{aligned}$$

Quant aux pannes de 0^m,450 de hauteur, le calcul de leurs fatigues étant subordonné à l'étude des conditions de résistance de la partie voligée, nous le traiterons plus loin.

§ 2. — OSSATURE DE LA PARTIE VOLIGÉE

La partie voligée de la couverture de la grande nef est constituée au moyen de bastaings de 0^m,170 $\times$ 0^m,065 posés de champ sur des fourrures en bois de sapin

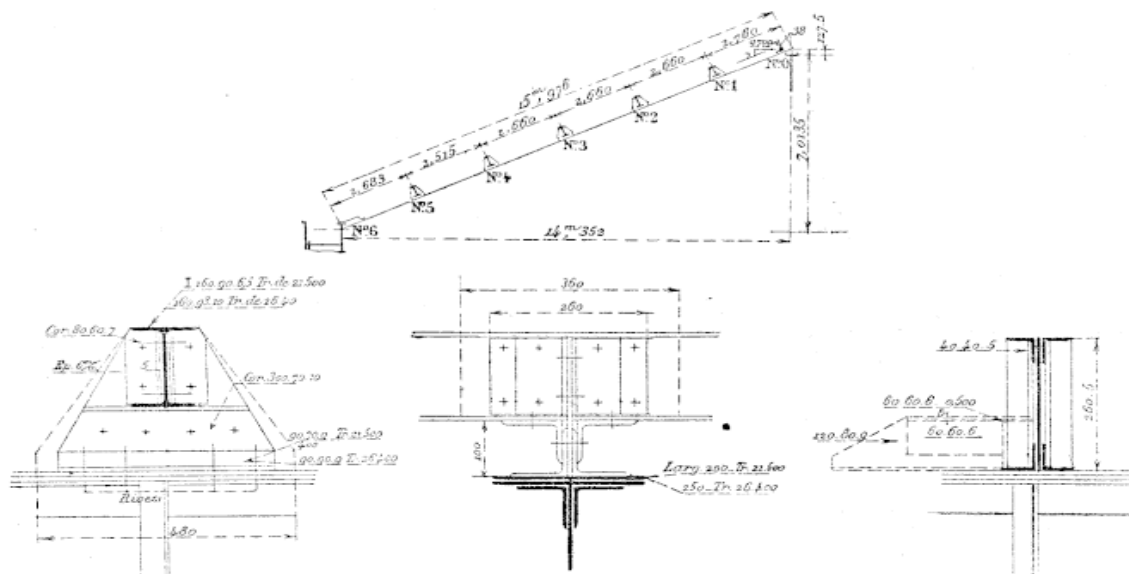


FIG. 285.

boulonnées aux cinq cours de pannes de la travée et espacées de quantités variant avec les portées des pannes, mais comprises entre 0^m,442 et 0^m,456. Sur les faces supérieures des bastaings sont posés le voligeage et la couverture en zinc; sur la face inférieure est cloué un parquet de 0^m,027 à rainures et languettes destiné à la décoration intérieure de l'édifice.

Les figures 285 et 286 indiquent les dimensions générales de cette partie de la construction

A cette disposition d'ensemble et à celles de détail des dimensions de l'ossature métallique et des bois, répondent :

1° Un poids de couverture sur les pannes, représenté par une charge de 50 kilogr. par mètre carré superficiel se décomposant en :

Bastaings.	15 ^k
Parquet.	16 ^k
Voligeage.	7 ^k
Zinc.	7 ^k
	45 ^k

soit 50^k avec le poids des toiles peintes ;

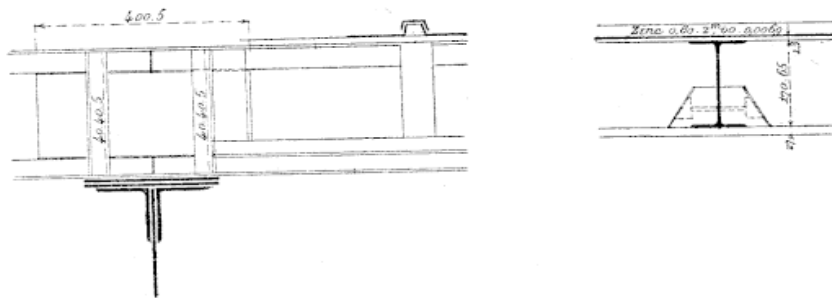


FIG. 286.

2° Une surcharge de neige égale, elle aussi, à 50 kilogr. par mètre de couverture.

Il résulte de ces chiffres que les valeurs des charges totales uniformément réparties supportées par les différentes pannes sont représentées par les chiffres indiqués ci-après :

Travée de 26^m,40.

1° Pannes de 5^m,483 de portée :

		kil.
Panne de vitrage.	$pa = 198 \times 5,483$	$= 1085,0$
Panne n° 1.	$pa = [(138 + 30 + 133 + 29 + 6) \times 5,483] + 12,7$	$= 1854,9$
Pannes n° 2 et n° 3.	$pa = [(266 + 31) \times 5,483] + 30,7$	$= 1659,1$
Panne n° 4.	$pa = [(259 + 35) \times 5,483] + 12,7$	$= 1624,7$
Panne n° 5.	$pa = [(260 + 31) \times 5,483] + 30,7$	$= 1626,2$
Panne de chéneau.	$pa = 134 \times 5,483$	$= 734,7$

2° Pannes de 7^m,331 :

		kil.
Panne de vitrage.	$pa = 198 \times 7,331$	$= 1451,5$
Panne n° 1.	$pa = (336 \times 7,331) + 12,7$	$= 2475,9$
Pannes n° 2 et n° 3.	$pa = (297 \times 7,331) + 30,7$	$= 2208,0$
Panne n° 4.	$pa = (294 \times 7,331) + 12,7$	$= 2168,0$
Panne n° 5.	$pa = (291 \times 7,331) + 30,7$	$= 2164,0$
Panne de chéneau.	$pa = 134 \times 7,331$	$= 982,3$

Telles sont les charges supportées par les pannes de la travée de 26^m,40.

Travées de 21^m,50.

Elles sont soumises aux charges uniformément réparties détaillées dans le tableau ci-dessous :

Pannes de 5^m,19 de portée.

Panne de vitrage..	pa = 198 × 5,19.	kil.	= 1027,6
Panne n° 1..	pa = (336 × 5,19) + 12,7.		= 1756,5
Pannes n° 2 et 3..	pa = (297 × 5,19) + 30,7.		= 1572,1
Panne n° 4..	pa = (294 × 5,19) + 12,7.		= 1538,5
Panne n° 5..	pa = (291 × 5,19) + 30,7.		= 1541,0
Panne de chéneau.	pa = 134 × 5,19.		= 695,5

Les dimensions des pannes, en fers composés, sont les mêmes pour toutes les travées; celles des pannes en fers à double T ne sont pas les mêmes pour la travée de 26^m,40 et pour les travées de 21^m,50.

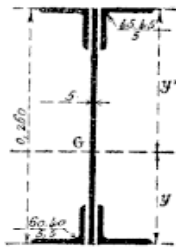


FIG. 287.

La recherche des conditions de résistance n'a donc besoin de porter, pour les pannes en fers composés, que sur celle n° 1 de 7^m,331 supportant une charge totale de 2475^k,9 et pour les pannes en fers à double T que sur celles n° 2 et 3 de 7^m,331 chargées de 2208^k et sur celles n° 2 et 3 de 5^m,19 supportant une charge totale de 1572^k,1.

Au profil transversal, figuré sur le croquis (287) des pannes en fers composés, répondent : une section $\Omega = 3189^m/m$, une position du centre de gravité déterminée par les valeurs :

$$y = 0,122 \quad y' = 0,138;$$

un moment d'inertie par rapport à l'axe Gx et des valeurs correspondantes de $\frac{y}{I}$ représentées par: $I = 0,000\,034\,020 \quad \frac{y'}{I} = 4057 \quad \frac{y}{I} = 3586.$

Aux deux profils des pannes en fers à double T répondent :

1° Pour le profil n° 1 (fig. 288).

$$I_y = 0,000\,012\,160. \quad I_x = 0,000\,001\,670.$$

$$\frac{y}{I_y} = 6578. \quad \frac{x}{I_x} = 26946.$$

2° Pour le profil n° 2.

$$I_y = 0,000\,013\,840. \quad I_x = 0,000\,002\,100.$$

$$\frac{y}{I_y} = 5780. \quad \frac{x}{I_x} = 22140.$$

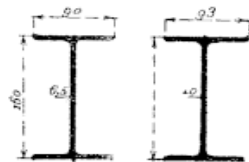


FIG. 288.

Considérons la panne en fers composés la plus fatiguée; elle a, comme on l'a vu plus haut, une portée de 7^m,331 et doit résister à une charge totale de 2475^k,9. A cette charge répond une composante, suivant le plan de l'âme du fer, égale à :

$$y = pa \cos \alpha = 2\,224^k,6 \quad \cos \alpha = 0,8985$$

et une composante dans une direction perpendiculaire à la précédente :

$$X = pa \sin \alpha = 1\,086,4.$$

Il en résulte un moment fléchissant maximum, dans le plan de l'âme, égal à :

$$\mu = y \frac{a}{8} = 2\,038^k,56 \quad \sin \alpha = 0,4\,388,$$

et des fatigues représentées par :

$$R' = \mu \frac{y'}{I} = 8^k,27, \text{ pour les fibres supérieures,}$$

$$R'' = \mu \frac{y}{I} = 7^k,31, \text{ pour les fibres inférieures.}$$

Lorsque ces pannes ne supportent que la charge permanente et que la surcharge de neige n'existe pas, le poids (pa) se trouve réduit de 996^k,9.

Les fatigues deviennent donc :

$$R' = 8^k,27 \times 0,6 = 4^k,96,$$

$$R'' = 7^k,31 \times 0,6 = 4^k,38.$$

Quant aux pannes en fer à double T, nous avons vu que les plus fatiguées, pour la travée de 26^m,40, étaient celles de 7^m,331 de portée ayant à supporter une charge de 2 208^k; elles sont constituées par un fer à double T de $\frac{160 \times 93}{10}$.

A la charge de 2 208^k répondent des composantes :

$$y = 2\,208 \times 0,898 = 1\,982^k,$$

$$x = 2\,208 \times 0,4388 = 968^k;$$

d'où il résulte : un moment fléchissant égal à $\mu = y \frac{a}{8} = 1\,816^k,25$,

et une fatigue dans les fibres extrêmes $R = \mu \frac{y}{I} = 10^k,49$.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, cette fatigue se réduit à :

$$R_1 = 10,49 \times 0,6 = 6^k,294.$$

Les fers à double T à faible épaisseur les plus fatigués sont, comme nous l'avons vu, ceux qui constituent les pannes n^{os} 2 et 3 des travées de 21^m,50 et de 5^m,19 de portée. Ces pannes ont à supporter une charge verticale totale : $pa = 1\,572^k$ qui donne lieu à des composantes :

$$y = 1\,572^k \times 0,898 = 1\,411^k,$$

$$x = 1\,572^k \times 0,4388 = 690^k,$$

auxquelles correspond, en considérant la flexion suivant l'âme du fer, une fatigue égale à :

$$R = 1\,411 \times \frac{5,19}{8} \times 6\,578 \text{ soit } 6^k,021.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, le poids supporté par la panne diminue de 690^k, et, le rapport des fatigues diminuant comme le rapport des poids, la fatigue tombe à $R_1 = 6,021 \times 0,56 = 3^k,37$.

Le voligeage et le parquet jointif, qui sont fixés aux bastaings, empêchent toute flexion transversale et reportent l'action des composantes X sur les chevrons et sur les fermes par l'intermédiaire des grandes pannes. Il n'y a donc pas lieu de se

$$X_0 = 2738,58 \times \frac{\sin 34^{\circ}34'}{9} = 775^k,$$

$$\mu_m = [6380,86 + 832,6] \times 0,9548 = 6887^k,$$

$$N = 2738,58 \times 0,2971 = 813^{k,6}:$$

d'où l'on déduit pour plus grande fatigue moléculaire dans le sens perpendiculaire à la section transversale du chevron :

$$R = 1\,298 \times 6887 + \frac{813^{k,6}}{6124} \text{ soit } 9^{k,072}.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les forces transversales P sont diminuées de 482^k et, par suite, le moment fléchissant de :

$$482 \times 7902 \cos \alpha = 3637^k \text{ en nombre rond.}$$

ce qui ramène la fatigue dans la section la plus fatiguée à ne pas dépasser :

$$R' = (9072 - 3637) \times 1298 \text{ soit } 4^{k,35}.$$

II. — Chevrons des travées de 21^m,50 entre les pannes n^{os} 4 et 5.

Dans le cas particulier de ces pièces (fig. 291) on a :

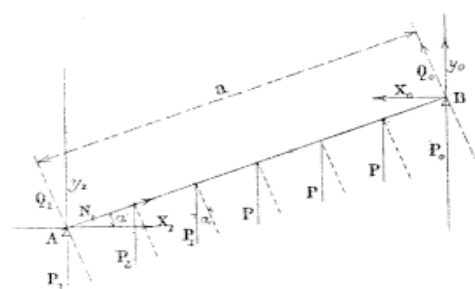


FIG. 291.

$$p = 60^k.$$

$$a = 44^{\text{m}}, 838.$$

$$P_0 = 448,5 + 8 = 456^k,5.$$

$$P = 897 + 5 + 6,5 = 908^{k,5}.$$

$$P_i = 946 + 6,5 + 10 = 962^{k,5}.$$

$$P_3 = 971 + 6,5 + 14 = 991^{k,5}.$$

$$P_4 = 635 + 8 = 643^k.$$

Les expressions des réactions aux appuis et du plus grand moment fléchissant étant représentées par :

$$\begin{aligned} 1^{\circ} \text{ En A: } \quad Q_1 &= (6P_3 + 5P_2 + 4P_1 + 6P + 3pa) \frac{\cos \alpha}{6}, \\ N_4 &= (P_3 + P_2 + P_1 + 3P + pa) \sin \alpha, \end{aligned}$$

d'où on déduit :

$$Y_1 = \frac{1}{6} [(6P_3 + 5P_2 + 4P_1 + 6P + 3pa) \cos^2 \alpha + 6(P_3 + P_2 + P_1 + 3P + P_0 + pa) \sin^2 \alpha]$$

$$X_1 = \left(\frac{P_2}{12} + \frac{P_1}{6} + P + \frac{P_0}{2} + p \frac{a}{4} \right) \sin(2\alpha).$$

$$\begin{aligned} 2^\circ \text{ En B : } \quad Q_0 &= (P_2 + 2P_1 + 12P + 6P_0 + 3pa) \frac{\cos \alpha}{6}, \\ N_0 &= 0, \end{aligned}$$

d'où on déduit :

$$\begin{aligned} Y_0 &= \frac{1}{6} (P_2 + 2P_1 + 12P + 6P_0 + 3pa) \cos^2 \alpha, \\ X_0 &= - \left(\frac{P_2}{12} + \frac{P_1}{6} + P + \frac{P_0}{2} + p \frac{a}{f} \right) \sin(2\alpha); \end{aligned}$$

on a donc :

$$\mu_m = \left(\frac{P_2}{12} + \frac{P_1}{6} + \frac{P}{2} + p \frac{a}{8} \right) a \cos \alpha,$$

$$N = \left(3P + P_0 + p \frac{a}{2} \right) \sin \alpha.$$

Il vient en substituant aux lettres leurs valeurs numériques :

$$\begin{aligned} Y_1 &= 2783^k,87 + 1131^k,66 \quad . = 3917^k,53 \\ X_1 &= 1357,36 \times 0,7588 \quad . = 1181,72 \\ Y_0 &= \dots \dots \dots = 2569,64 \\ X_0 &= \dots \dots \dots = 1181,72 \\ \mu_m &= \dots \dots \dots = 8450,25 \\ N &= \dots \dots \dots = 1477,10 \end{aligned}$$

Des valeurs qui précèdent, on déduit pour plus grande compression dans les fibres de la section milieu du chevron :

$$R = 1298 \times 8450,25 + \frac{1477,10}{6124} \text{ soit } 10^k,968 + 0^k,241 = 11^k,209.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, la charge verticale totale supportée par le chevron se trouve diminuée de 3072^k , c'est-à-dire P_2 et P_0 , chacune de 256^k et les forces transversales P_2 , P_1 et P , chacune de 512^k . Il en résulte une diminution dans le moment fléchissant égale à :

$$\mu'_m = 402,085 \times 10,75 = 4322^k,41;$$

une diminution dans la compression longitudinale représentée par :

$$N' = 1743^k,14 \times 0,4176 = 728^k,77;$$

et par suite une diminution de fatigue, dans les fibres les plus comprimées, de :

$$R' = 5^k,61 + 0^k,119 = 5^k,729;$$

ce qui ramène la fatigue, quand la surcharge de neige n'existe pas, à :

$$R_1 = 11^k,209 - 5^k,729 = 5^k,48.$$

III. — Chevrons des travées de $26^m,40$ entre les pannes nos 1 et 2.

Les formules employées pour le calcul des chevrons similaires des travées de $21^m,50$ s'appliquent au cas présent. On a :

$$\begin{aligned} \alpha &= 17^{\circ}17' \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha = 0,2971 \\ \cos \alpha = 0,9548 \\ \tan \alpha = 0,3115 \\ \cos^2 \alpha = 0,9116 \\ \sin^2 \alpha = 0,08826 \\ \frac{\sin(2\alpha)}{2} = 0,2827 \\ \cos^2 \alpha + 2 \sin^2 \alpha = 1,088 \end{array} \right. \\ a &= 10^m,536 \left\{ \begin{array}{l} pa = 737^k \\ p = 70^k \end{array} \right. \\ P &= 1123 + 7 + 15 = 1145^k. \end{aligned}$$

Il en résulte, pour valeurs numériques de Y_1 , Y_0 , X_1 , X_0 , μ_m , N :

$$Y_1 = [3\,435 + 368,5] \times 1,088 = 4\,138^k.$$

$$Y_0 = [3\,435 + 368,5] \times 0,9116 = 3\,467^k.$$

$$X_1 = X_0 = [3\,435 + 368,5] \times 0,2827 = 1\,075^k.$$

$$\mu_m = [3\,435 + 368,5] \times 2,515 = 9\,566^k.$$

$$N = [3\,435 + 368,5] \times 0,2971 = 1\,130^k.$$

Des formules qui précèdent, on déduit pour plus grande compression des fibres du chevron : $R_m = (9\,566 \times 900) + \frac{1\,130}{8\,400}$ soit $8^k,609 + 0^k,134 = 8^k,743$.

Lorsque la surcharge de neige n'existe plus, chacune des forces transversales P diminue de : $7,33 \times 1,91 \times 50^k = 700^k$,

c'est-à-dire que le moment fléchissant dans la section la plus fatiguée se trouve réduit de : $\frac{3Pa}{4} = 5\,531^k$,

et la compression longitudinale de : $3 \times 700 \times 0,2971 = 624^k$.

La fatigue moléculaire dans la section la plus fatiguée doit donc être diminuée de ce fait de : $R' = (5\,531 \times 900) + \frac{624}{8\,400}$ soit $4^k,978 + 0^k,074 = 5^k,052$.

D'où il résulte pour fatigue finale dans la section la plus fatiguée et lorsque la surcharge de neige n'existe pas : $R_p = 3^k,691$.

IV. — Chevrons des travées de 26^m,40 entre les pannes n^{os} 4 et 5.

Les formules précédemment établies sont encore applicables ici. On a comme données particulières :

$$\alpha = 24^\circ,41. \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha = 0,4176 \\ \cos \alpha = 0,9086 \\ \tan \alpha = 0,4598 \\ \sin^2 \alpha = 0,1743 \\ \cos^2 \alpha = 0,8255 \\ \sin 2\alpha = 0,7588 \end{array} \right.$$

$$a = 11^m,838. \left\{ \begin{array}{l} p = 70^k. \\ pa = 828^k,66 \end{array} \right.$$

$$P_0 = 633 + 8 \dots \dots \dots = 641^k$$

$$P = 1266 + 7 + 15 \dots \dots \dots = 1288$$

$$P_1 = 1325 + 27 \dots \dots \dots = 1352$$

$$P_2 = 1368 + 30 \dots \dots \dots = 1398$$

$$P_3 = 886 + 30 \dots \dots \dots = 916$$

Des valeurs qui précèdent on déduit :

$$X_1 = (4684,7 \times 0,8255) + (8999 \times 0,1743) = 5435^k$$

$$Y_1 = 2157,5 \times 0,7588 \dots \dots \dots = 1637$$

$$X_0 = \dots \dots \dots = 1637$$

$$Y_0 = 4315 \times 0,8255 \dots \dots \dots = 3562$$

$$\mu_m = 1089,41 \times 10,75 \dots \dots \dots = 11711$$

$$N = 4919,33 \times 0,4176 \dots \dots \dots = 2054$$

Les fatigues les plus grandes atteignent donc comme compression :

$$R = 1\,1711 \times 900 \times \frac{2054}{8400} \text{ soit } 10^k,539 + 0^k,244 = 10^k,78.$$

Lorsque la charpente n'a pas à subir la surcharge de neige, les valeurs de P_2 , P_1 , P se trouvent toutes diminuées de : $2,16 \times 7,33 \times 50 = 790^k$.

A cette diminution en correspond une pour le moment fléchissant de :

$$\mu'_m = 592,5 \times 10,75 = 6369,3,$$

et une pour l'effort longitudinal de : $N' = 2370 \times 0,4176 = 990^k$.

La plus grande compression que les fibres du chevron avaient à supporter se trouve donc diminuée de : $R' = (6369,3 \times 900) + \frac{990}{8400}$ soit $5^k,73 + 0^k,117 = 5^k,847$ et ramenée par suite à $R = 4^k,933$.

V. — Chevrons supportant la partie voligée.

Les chevrons des travées de $21^m,50$ et de $26^m,40$ supportant tous les mêmes charges, il suffit d'établir les conditions de résistance de l'un d'eux dans chacune de ces travées.

L'inclinaison commune de ces chevrons est de $26^\circ 2'$; à ce chiffre répondent les valeurs suivantes :

$$\alpha = 26^\circ 2' \begin{cases} \sin^2 \alpha = 0,4388 \\ \cos^2 \alpha = 0,8983 \\ \tan \alpha = 0,4884 \\ \sin \alpha = 0,4925 \\ \cos \alpha = 0,8673 \\ \sin 2\alpha = 0,7887 \end{cases}$$

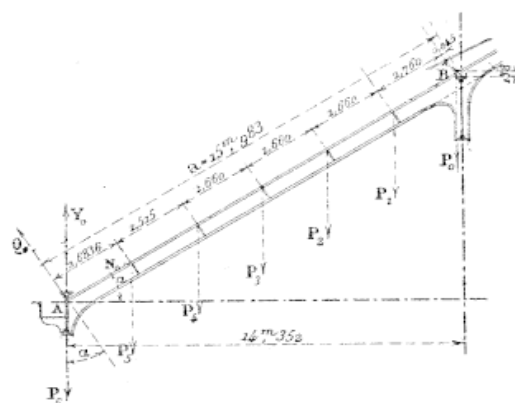


FIG. 292.

Quant aux charges supportées, elles sont distribuées comme nous l'avons indiqué sur la figure 292, et leurs valeurs numériques respectives sont les suivantes :

TRAVÉES DE $21^m,50$.		TRAVÉES DE $26^m,40$.	
$P_0 = 1027 + 7$	$= 1034^k$	$P_0 = 1431 + 9$	$= 1460^k$
$P_1 = 1772 + 7 + 11$	$= 1790$	$P_1 = 2497 + 9 + 13$	$= 2519$
$P_2 = 1572 + 7 + 26$	$= 1605$	$P_2 = 2207 + 9 + 28$	$= 2244$
$P_3 = 1572 + 7 + 28$	$= 1607$	$P_3 = 2207 + 9 + 31$	$= 2247$
$P_4 = 1538 + 7 + 41$	$= 1586$	$P_4 = 2167 + 9 + 15$	$= 2191$
$P_5 = 1541 + 7 + 26$	$= 1574$	$P_5 = 2164 + 9 + 28$	$= 2201$
$P_6 = 695 + 7$	$= 702$	$P_6 = 982 + 9$	$= 991$
$pa = 15,983 \times 110$	$= 1758$	$pa = 15,983 \times 155$	$= 2477$

1° Chevrons des travées de $21^m,50$.

Des chiffres qui précèdent, on déduit :

$$Q_0 = \left[\sum P \times a' \right] \cos \alpha + \left(1758 \times \frac{15,983}{2} \right) \cos \alpha \left] \frac{1}{15,983}, \right.$$

en désignant par a' les distances successives mesurées suivant l'inclinaison, de chacune des forces P au point B :

$$\begin{aligned} Q_0 &= 5051,63 \\ Q_1 &= (\Sigma P) \cos \alpha - 5051,63 = 5394,33 \\ N_0 &= (\Sigma P) \sin \alpha = 5101,48 \\ Y_0 &= Q_0 \cos \alpha + N_0 \sin \alpha = 6777,40 \\ Y_1 &= Q_1 \cos \alpha = 4846,80 \\ X_0 &= N_0 \cos \alpha - Q_0 \sin \alpha = 2367 \\ X_1 &= -Q_1 \sin \alpha = 2367 \end{aligned}$$

Le moment fléchissant maximum a donc pour expression dans la section passant par P_3 :

$$\begin{aligned} \mu_m &= (5394,33 \times 8,125) - (1034 \times 8,08) + (1790 \times 2 \times 2,66) + (1605 \times 2,66) + \\ &\quad \left(110 \times \frac{8,125^2}{2} \right) \cos \alpha = 43\,829 - 23\,161 = 20\,668^k. \end{aligned}$$

L'effort longitudinal dans la même section a pour valeur :

$$\begin{aligned} N &= [(110 \times 8,125 + 1034 + 1790 + 1605 + 1607) \sin \alpha. \\ N &= 6930 \times 0,4388 = 3041^k. \end{aligned}$$

A la section adoptée et dont la figure 293 donne les dimensions principales répondent :

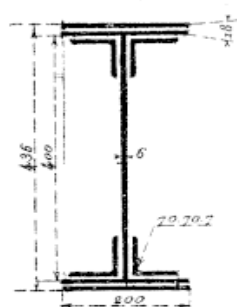


FIG. 293.

$$\begin{aligned} \text{Une section :} & \quad \Omega = 13\,324^m/m. \\ \text{Un moment d'inertie :} & \quad I = 0,000\,468. \\ \text{Un rapport :} & \quad \frac{V}{I} = 465,8. \end{aligned}$$

Il résulte des chiffres qui précèdent que la fatigue moléculaire des fibres extrêmes a pour expression :

$$\begin{aligned} R &= (20\,668 \times 465,8) + \frac{3041}{13\,324} \text{ soit } 9^k,627 + 0^k,228. \\ R &= 9^k,855. \end{aligned}$$

Quand les chevrons n'ont à supporter que la charge permanente, ils se trouvent déchargés de :

$$15,983 \times 5,19 \times 50 = 4147^k,5,$$

ce qui répond à une diminution dans le moment fléchissant de :

$$\mu' = \left(4147,5 \times \frac{15,983}{8} \right) \cos \alpha = 7445^k,$$

et à une réduction dans la compression longitudinale de : $N' = \frac{4147,5}{2} \sin \alpha = 910^k$.

D'où il résulte une réduction de la plus grande compression des fibres dans la section considérée, de : $R' = 7445 \times 465,8 \times \frac{910}{13\,324}$ soit $3^k,535$,

ce qui ramène la fatigue due à l'action de la charge permanente seule à :

$$R_m = 6^k,32.$$

2° *Chevrans de la travée de 26^m,40.*

De même que pour les chevrons des travées de 21^m,50, nous aurons ici :

$$Q_0 = \left[(\Sigma P \times a') \cos \alpha + \left(2477 \times \frac{15,983}{2} \cos \alpha \right) \right] \frac{1}{15,983} 7086^k =$$

en désignant par a' les distances successives, mesurées suivant l'inclinaison du chevron, de chacune des forces P au point B.

$$\begin{aligned} Q_0 &= \dots\dots\dots = 7086^k \\ Q_1 &= (\Sigma P) \cos \alpha - 7086 = 7586,5 \\ N_0 &= (\Sigma P) \sin \alpha \dots\dots = 7165,6 \\ Y_0 &= Q_0 \cos \alpha + N_0 \sin \alpha = 9511,0 \\ Y_1 &= Q_1 \cos \alpha \dots\dots = 6816,5 \\ X_0 &= N_0 \cos \alpha - Q_0 \sin \alpha = 3329 \\ X_1 &= -Q_1 \sin \alpha \dots\dots = -3329 \end{aligned}$$

Le moment fléchissant dans la section passant par le point d'application de la force P_3 a pour expression :

$$\begin{aligned} \mu_m &= 7586,5 \times 8,125 - \left[(1460 \times 8,08) + (2 \times 2519 + 2244) 2,66 + \left(155 \times \frac{8,125^2}{2} \right) \right] \cos \alpha, \\ \mu_m &= 61\,640,31 - 32\,599,30 = 29\,041^k. \end{aligned}$$

L'effort longitudinal dans la même section a pour valeur :

$$\begin{aligned} N &= [(155 \times 8,125) + 1460 + 2519 + 2244 + 2247] \sin \alpha, \\ N &= 9729 \times 0,4383 = 4269^k. \end{aligned}$$

La section transversale adoptée, qui est figurée dans le croquis 294, est caractérisée par les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \Omega &= 19000 \text{ cm}^2, \\ I &= 0,000\,637, \\ \frac{V}{I} &= 342. \end{aligned}$$

Les fibres les plus comprimées de la section considérée sont donc soumises à des efforts de :

$$\begin{aligned} R &= (29\,041 \times 342) + \frac{4269}{19000}, \\ R &= 9^k,932 + 0^k,224 = 10^k,156. \end{aligned}$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, la charge verticale supportée par le chevron est réduite de : $15,983 \times 7,331 \times 50 = 5860^k$ en nombre rond.

Si l'on considère la même section que précédemment, il en résulte les réductions suivantes pour le moment de flexion et la compression longitudinale :

$$\begin{aligned} \mu' &= 5860 \times \frac{15,983}{8} \cos \alpha = 10520^k, \\ N' &= \frac{5860}{2} \sin \alpha = 1285^k. \end{aligned}$$

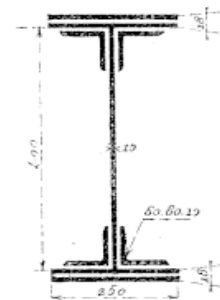


FIG. 294.

6 kilogr., dans les rivets les plus fatigués, la section ci-dessus serait suffisante pour équilibrer, dans l'hypothèse de l'encastrement, le moment de flexion :

$$\mu = \left(4\,500 + 2\,155 \right) \frac{20,924}{12} + \frac{5}{16} Y 20,924.$$

$$\mu = 29\,657.$$

Cependant cette hypothèse de l'encastrement n'est pas acceptable. En effet, afin de satisfaire aux conditions essentielles de la dilatation, on est conduit à se servir de boulons, au lieu de rivets, pour réunir un certain nombre de membrures verticales des pannes aux cornières d'attache préalablement rivées aux fermes. De plus, afin de laisser toute liberté aux mouvements de contraction et de dilatation des pièces longitudinales de la construction, ces boulons passent dans des trous ovalisés. Avec cette disposition, rien ne s'oppose plus à une légère inflexion de la panne sur ses appuis; ces derniers ne peuvent donc plus équilibrer qu'une réaction unique, et l'hypothèse de l'encastrement doit être écartée.

En résumé, nous étudierons les conditions de résistance des pannes de faitage, en assimilant ces pièces à des solides reposant librement par leurs extrémités sur des appuis de niveau.

Le moment fléchissant maximum, dans la section milieu (fig. 296) et a pour valeur :

$$\mu = \left(4\,500 + 2\,155 \right) \frac{20,924}{8} + \frac{8}{16} Y 20,924 = 46\,291.$$

Quant à l'effort tranchant, il est maximum dans les sections au-dessus des appuis, et a pour expression :

$$T = \frac{4\,500 + 2\,155}{2} + 4,5 Y = 7\,470^k.$$

Aux dimensions données à la section milieu répondent les valeurs suivantes :
Moment d'inertie par rapport à l'axe Gz $I = 0,009$ en chiffres ronds;

Module d'inertie $\frac{V}{I} = 100;$

Section de chaque membrure $\Omega = 6412^m/m^2;$

Ordonnée du centre de gravité de chaque membrure $y = 78^k,55.$

Si nous admettons, comme loi de répartition, dans la section considérée, des

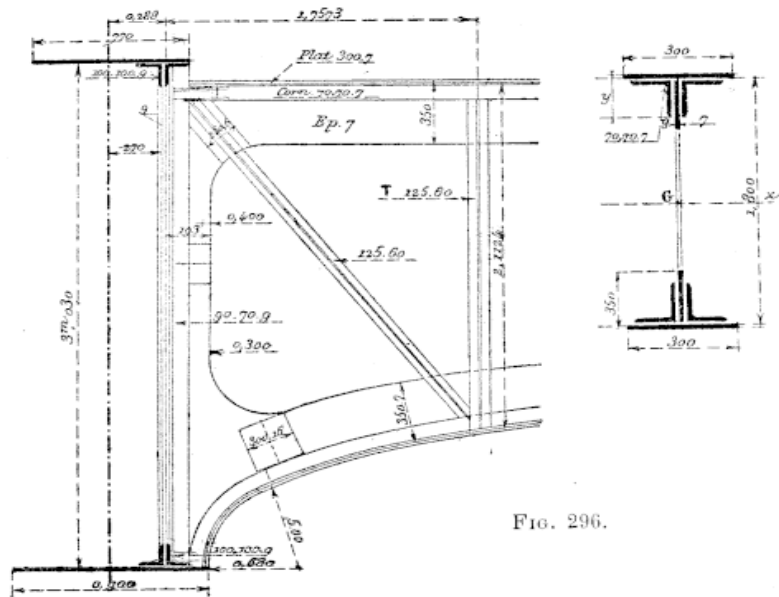


FIG. 296.

efforts moléculaires, que les éléments situés dans un plan avant déformation se trouvent après déformation dans un plan passant par le même axe $[Gz]$, on a pour fatigue moléculaire dans la section considérée : $R = 46\,291 \times 100$ soit 4^k629 .

Si l'on admet, au contraire, pour loi de répartition des efforts, que tous les éléments de chacune des membrures de la section sont soumis les uns à la même compression, les autres à la même tension, on trouve pour expression de ces tension et compression communes :

$$R_1 = \frac{46291}{1,6369 \times 6412} = \frac{27938}{6412} = 4^k357.$$

La première de ces lois de répartition répond mieux aux principes admis sur la variation des efforts moléculaires dans les sections transversales des pièces fléchies.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, la charge totale supportée par la panne se trouve diminuée de : $\left[0,59 + \frac{10,54}{2}\right] [21,50 - 5,56] 50 = 4670$ kil., ce qui diminue, dans une proportion très sensible, les fatigues déjà très acceptables indiquées ci-dessus.

Il y a lieu d'étudier maintenant la résistance des barres de treillis. Elles se partagent, au point de vue des dimensions transversales, en trois groupes.

Le premier groupe est formé par les deux barres situées près des appuis ; chacune des barres est constituée par deux fers à simple $\perp$ adossés de 125×60 ; le second groupe, formé par les deux barres qui suivent celles du premier, de chaque côté des appuis, a ses barres composées de deux fers plats également adossés de 140×8 ; quant aux barres du troisième groupe, chacune d'elles est constituée par deux fers plats de 120×7 .

1° *Premier groupe.* — Les barres de treillis de ce groupe sont réunies aux membrures supérieure et inférieure de la panne par l'intermédiaire de sept rivets de 16 présentant une section totale de : $7 \times 2 \times 200 = 2800 \text{ mm}^2$.

L'effort d'extension auquel elles ont à résister est représenté par :

$$F = \frac{T}{\cos \alpha} = \frac{7470}{0,7769} = 9615^k, \text{ l'angle } \alpha \text{ étant égal à } 39^\circ 1'.$$

La section transversale est de 3270 mm^2 dans les parties non traversées par les rivets ; il en résulte que la tension moyenne par millimètre carré y est représentée par :

$$R = \frac{9615}{3270} = 2^k,94.$$

Dans les sections traversées par des rivets, on a pour expression de la tension :

$$R_1 = \frac{9615}{3720 - 384} = \frac{9615}{2886} = 3^k,331.$$

Quant aux rivets d'attache des barres avec les membrures, ils résistent par l'adhérence mise en jeu, s'ils ont été posés à une température convenable, ou par cisaillement, si le travail a été exécuté à une température trop basse. Dans les deux cas, la fatigue est égale par millimètre carré à : $R = \frac{9615}{2800} = 3^k,433$.

Les montants verticaux ont tous la même section; les plus fatigués sont ceux situés de chaque côté de l'appui, pour lesquels l'effort de compression atteint, dans le cas de la surcharge de neige, la valeur de :

$$G = 7470 - (316 \times 1,75) = 6917^k.$$

La section transversale de ces montants étant, comme l'indique la fig. 297, de 3270 mm^2 , il en résulte que la compression moyenne s'élève dans ces montants à :

$$R_0 = \frac{6917}{3270} = 2^k,115.$$

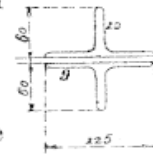


FIG. 297.

2° *Deuxième groupe.* — Les barres du second groupe font avec la verticale un angle de $40^\circ 24'$; elles se trouvent donc soumises, dans le cas de la surcharge de neige, à un effort de traction : $F = \frac{7470 - (316 \times 1,75)}{\cos \alpha}$,

$$F = \frac{6917}{0,7615} = 9083^k.$$

Il en résulte que la fatigue par millimètre carré en dehors des lignes de rivets est égale à :

$$R = \frac{9083}{2240} = 4^k,055$$

et que la fatigue dans la section traversée par les rivets a pour valeur :

$$R' = \frac{9083}{1952} = 4^k,65.$$

Les rivets qui réunissent ces barres aux membrures doivent agir surtout par serrage des fers les uns contre les autres. L'adhérence mise en jeu par millimètre carré est ici de :

$$R = \frac{9083}{2400} = 3^k,785.$$

Si, par suite d'une mauvaise exécution du travail, un rivet était posé presque froid et ne serrait pas les surfaces en contact, il résisterait uniquement par cisaillement et l'effort moyen de cisaillement aurait la même valeur de : $R = 3^k,785$; mais, ce qui n'aurait pas lieu dans le cas d'une bonne adhérence, il subirait en outre au contact de la surface cylindrique et de la membrure une compression par millimètre carré de :

$$N = \frac{F}{6ld} = \frac{9083}{6 \times 7 \times 16} = 13^k,516,$$

chiffre qui, bien que ne compromettant en rien la sécurité, montre cependant combien on doit tenir la main à ce que la rivure à chaud soit faite conformément aux règles d'une bonne exécution.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, tous les chiffres ci-dessus diminuent dans le rapport des charges supportées par la panne.

3° *Troisième groupe.* — Les barres de ce groupe les plus fatiguées sont les quatrièmes barres après chaque appui. Chacune d'elles fait avec la verticale un angle de $42^\circ 4'$ et a à résister à un effort d'extension :

$$F = \frac{7470 - [2761 + 316 + 7,00]}{\cos \alpha} = \frac{3049}{0,7423} = 4107^k.$$

La section transversale de ces barres en dehors de la ligne des rivets étant de : $[1680^{\text{m}}/\text{m}^2]$ et dans la ligne des rivets de : $[1428^{\text{m}}/\text{m}^2]$, les tensions moyennes dans ces pièces atteignent, au moment des surcharges les plus défavorables, des valeurs égales à :

$$R = \frac{4107}{1680} = 2^{\text{k}},44 \quad R = \frac{4107}{1428} = 2^{\text{k}},87.$$

Quant aux rivets réunissant ces barres aux membrures, l'adhérence mise en jeu atteint par millimètre carré de section : $R = \frac{4107}{2000} = 2^{\text{k}},053.$

Quant à la poussée horizontale $X = 775^{\text{k}}$, exercée par les trois chevrons sur la panne, nous n'avons pas à nous en préoccuper. En effet, cette poussée est équilibrée aisément par la résistance que les consoles de faitage, qui butent les unes contre les autres par l'intermédiaire de feuilles de plomb, présentent à la compression. La surface de contact entre ces consoles dépasse en effet 1000 centimètres carrés.

2° Pannes de faitage de la travée de 26^m,40.

Ces pannes sont, comme celles qui précèdent, assimilables à un solide reposant librement sur deux appuis de niveau distants de : $[a = 25^{\text{m}},800]$ et soumis aux actions suivantes :

1° Le poids propre, uniformément réparti, qui peut être évalué avec les attaches sur les fermes à $[pa = 5800^{\text{k}}]$;

2° Une charge que l'on peut considérer comme uniformément répartie, résultant du poids de la panne de vitrage et du terrasson, poids total égal par mètre à $[p_1 = 103^{\text{k}}]$ avec surcharge de neige, et à $[p_1' = 65^{\text{k}}]$ lorsque la surcharge de neige n'existe pas.

3° Trois charges distinctes dues aux efforts exercés par les chevrons et consoles, efforts dont les composantes verticales et horizontales sont représentées par les valeurs numériques suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} Y_0 = Y_2 = 3028 + 265 = 3293^{\text{k}} \\ X_0 = X_2 = \dots = 939^{\text{k}},6 \\ Y_1 = 3467 + 265 = 3732^{\text{k}} \\ X_1 = \dots = 1075^{\text{k}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Pour les deux chevrons extrêmes.} \\ \text{Pour le chevron intermédiaire.} \end{array}$$

Les poussées horizontales étant équilibrées sans difficultés par les réactions des consoles les unes contre les autres, il ne resté, au point de vue de la résistance, à considérer que les composantes verticales des charges.

Les dispositions générales et les dimensions principales des pièces sont dessinées dans la figure 298.

A ces dimensions répondent les valeurs suivantes :

Moment d'inertie $I = 0,0103;$

Module d'inertie $\frac{V}{I} = 88,2;$

Section de chaque membrure : $\Omega = 7362^{\text{m}}/\text{m}^2;$

Ordonnée du centre de gravité de chaque membrure : $y = 0^{\text{m}},98.$

De même que pour les pannes qui précèdent, nous diviserons les barres de treillis en trois groupes : $a, b, c.$

Chacun de ces groupes est caractérisé par les valeurs qui suivent :

1° *Groupe des barres a.*

$$\begin{aligned} \text{Sections.} \quad & \left\{ \begin{array}{l} \text{Barre : 2 fers } \perp 125 \times 60. \quad \omega = 3270 \text{ m}^2 \\ \text{Rivets : 7 rivets de 16, double section. } \omega' = 2800 \text{ m}^2 \end{array} \right. \\ \alpha = 41^\circ, 14. & \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha = 0,6591 \\ \cos \alpha = 0,7520 \end{array} \right. \end{aligned}$$

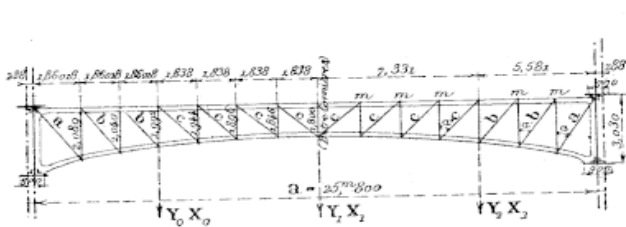
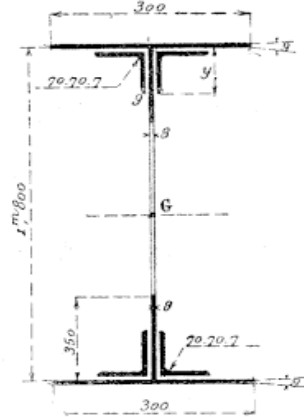


FIG. 298.



2° *Groupe des barres b.*

$$\begin{aligned} \text{Sections.} \quad & \left\{ \begin{array}{l} \text{Barre : 2 fers plats } 140 \times 8. \quad \omega = 2240 \text{ m}^2 \\ \text{Rivets : 6 rivets de 16, double section. } \omega' = 2400 \text{ m}^2 \end{array} \right. \\ \alpha' = 42^\circ, 25. & \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha' = 0,6740 \\ \cos \alpha' = 0,7382 \end{array} \right. \end{aligned}$$

3° *Groupe des barres c.*

$$\begin{aligned} \text{Sections.} \quad & \left\{ \begin{array}{l} \text{Barre : 2 fers plats } 120 \times 8. \quad \omega = 1920 \text{ m}^2 \\ \text{Rivets : 5 rivets de 16, double section. } \omega' = 2000 \text{ m}^2 \end{array} \right. \\ \alpha'' = 42^\circ, 40. & \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha'' = 0,6777 \\ \cos \alpha'' = 0,7353 \end{array} \right. \end{aligned}$$

Montants.

$$\text{Section.} \quad 2 \text{ fers } \perp \text{ de } 125 \times 60. \quad \omega = 3270 \text{ m}^2$$

Les efforts qui s'exercent dans les différentes parties de la panne sont les suivants :

1° Moment fléchissant dans la section milieu :

$$\begin{aligned} \mu &= -(9387,5 \times 12,9) + (5800 + 2657) \frac{25,8}{8} + (3293 \times 7,331). \\ \mu &= -121,098 + 27\,274 + 24\,140. \\ \mu &= 69\,684. \end{aligned}$$

$$2^\circ \text{ Réactions des appuis : } T_0 = T_1 = \frac{5\,800 + 2\,657 + 10\,318}{2} = 9\,387^k, 5.$$

$$3^\circ \text{ Traction dans les barres [a] : } F = \frac{T_0}{\cos \alpha} = \frac{9387,5}{0,752} = 12\,483^k.$$

Effort tranchant à l'origine du groupe des barres [b] :

$$T' = 9387,5 - \left[\left(103 + \frac{5\,800}{25,8} \right) 1,86 \right] = 8\,777^k.$$

4° Traction dans la barre [b] la plus fatiguée :

$$F' = \frac{T'}{\cos \alpha'} = \frac{8\,777}{0,7\,382} = 11\,890^k.$$

Effort tranchant à l'origine du groupe des barres [c] :

$$T'' = 9\,387,5 - [327,8 \times 5,581 + 3\,293] = 4\,265^k.$$

5° Traction dans la barre [c], la plus fatiguée :

$$F'' = \frac{T''}{\cos \alpha''} = \frac{4\,265}{0,7\,353} = 5\,800^k.$$

Des valeurs qui précèdent, on déduit pour fatigues dans les différentes parties de la panne :

1° Fibres extrêmes de la section milieu : $R = 69\,684 \times 88,2$ soit $6^k,146$.

2° Montant au droit des appuis : $R_c = \frac{8\,777}{3,270} = 2^k,68$.

3° Barres [a] :

Section en dehors des rivets : $R = \frac{12\,483}{3\,270} = 3^k,817$.

Section passant par les rivets : $R_1 = \frac{12\,483}{2\,946} = 4^k,238$.

Cisaillement dans les rivets : $S = \frac{12\,483}{2\,800} = 4^k,458$.

4° Barres [b] :

Section en dehors des rivets : $R = \frac{11\,890}{2\,240} = 5^k,308$.

Section passant par les rivets : $R_1 = \frac{11\,890}{1\,932} = 6^k,091$.

Cisaillement dans les rivets : $S = \frac{11\,890}{2\,400} = 4^k,954$.

5° Barres [c] :

Section en dehors des rivets : $R = \frac{5\,800}{1\,920} = 3^k,020$.

Section passant par les rivets : $R_1 = \frac{5\,800}{1\,632} = 3^k,553$.

Cisaillement dans les rivets : $S = \frac{5\,800}{2\,000} = 2^k,900$.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les chiffres calculés ci-dessus diminuent d'une façon notable. Les fatigues qui en résultent ne seront pas ici l'objet d'un calcul, puisque celles calculées dans le cas de la surcharge de neige sont très acceptables.

3° Pannes n^{os} 2-3-4 des travées de 21^m,50.

Ces pannes sont identiques dans toutes leurs parties, sauf dans celles de raccordement avec les fermes. Les figures 299 et 300 donnent leurs caractéristiques se rapportant à leurs conditions de résistance que nous n'établirons que pour les pannes n^o 4, les plus fatiguées de la série.

On peut assimiler ces pannes à des solides reposant librement sur deux appuis de niveau distants de 20^m,9238 et soumis aux actions suivantes :

1° Le poids propre uniformément réparti, qui peut être évalué à :

$$p_a = 4800^k.$$

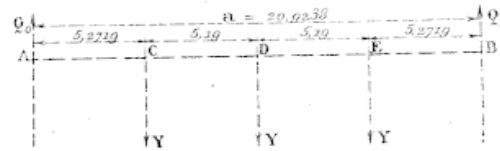


FIG. 299.

2° Trois charges distinctes dues aux efforts exercés par les chevrons sur les pannes. Ces efforts sont égaux et ont chacun pour composante verticale, en comptant 200^k pour le poids de l'attache du chevron sur la panne :

$$Y = 3416 + 2583 + 200 = 6199^k,$$

et pour composante horizontale : $X = 1180 - 1031 = 149^k$.

Comme précédemment, nous n'avons à considérer ici que les conditions de

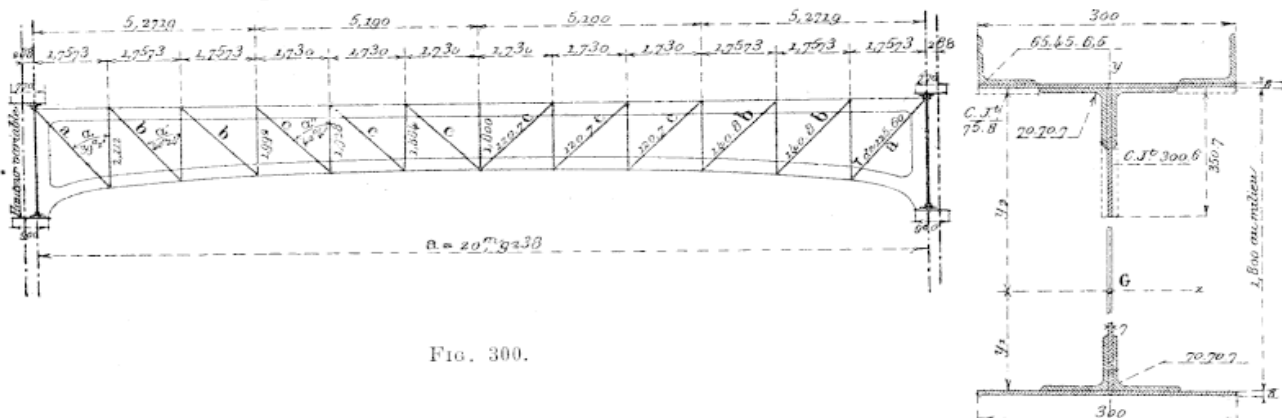


FIG. 300.

résistance dans le plan vertical de la panne; nous examinerons plus loin les conditions de résistance dans le plan horizontal.

Les dispositions générales et les dimensions principales des pièces sont figurées dans le croquis 300. A ces dimensions répondent les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \text{Position du centre de gravité.} & \begin{cases} y_1 = 0^m,984 \\ y_2 = 0^m,816 \end{cases} \\ \text{Moments d'inertie.} & \begin{cases} \text{par rapport à } G_z = 0,010.180.0 \\ \text{par rapport à } G_y = 0,000.068.1 \end{cases} \\ \text{Modules d'inertie.} & \begin{cases} \frac{V'}{I_v} = \frac{0,992}{0,01018} = 97,44 \\ \frac{V''}{I_v} = \frac{0,869}{0,01018} = 85,36 \end{cases} \end{aligned}$$

Module d'inertie du moment par rapport à $Gy \dots \frac{V}{I_h} = 2203.$

Section des membrures $\left\{ \begin{array}{l} \text{Membrure supérieure. } \omega_2 = 8057 \text{ } ^m/m^2, \\ \text{Membrure inférieure. } \omega_1 = 6712 \text{ } ^m/m^2. \end{array} \right.$

Nous diviserons, comme pour les pannes examinées précédemment, les barres de treillis en trois groupes a, b, c .

Chacun de ces groupes est caractérisé par les valeurs qui suivent :

1° *Groupe des barres a.*

Sections. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Barre : 2 fers } \perp 125 \times 60. \dots \dots \omega = 3270 \text{ } ^m/m^2 \\ \text{Rivets : 7 rivets de 16, double section. } \omega' = 2800 \text{ } ^m/m^2 \\ \alpha = 39^\circ, 1'. \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha = 0,6296 \\ \cos \alpha = 0,7769 \end{array} \right. \end{array} \right.$

2° *Groupe des barres b.*

Sections. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Barre : 2 fers plats } 140 \times 8 \dots \dots \omega = 2240 \text{ } ^m/m^2 \\ \text{Rivets : 6 rivets de 16, double section. } \omega' = 2400 \text{ } ^m/m^2 \\ \alpha' = 40^\circ, 24. \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha' = 0,6481 \\ \cos \alpha' = 0,7615 \end{array} \right. \end{array} \right.$

3° *Groupe des barres c.*

Sections. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Barre : 2 fers plats de } 120 \times 8 \dots \dots \omega = 1920 \text{ } ^m/m^2 \\ \text{Rivets : 5 rivets de 16, double section. } \omega' = 2000 \text{ } ^m/m^2 \\ \alpha'' = 42^\circ, 4'. \left\{ \begin{array}{l} \sin \alpha'' = 0,6700 \\ \cos \alpha'' = 0,7423 \end{array} \right. \end{array} \right.$

Montants.

Section : 2 fers $\perp 125 \times 60 \dots \dots \omega = 3270 \text{ } ^m/m^2$

En suivant la même marche que celle adoptée pour le calcul des pannes qui précédent, on a :

1° Moment fléchissant dans la section milieu :

$$\mu_m = (11698,5 \times 10,4619) - (6199 \times 5,19) - \left(2400 \times \frac{10,4619}{2} \right) \\ \mu_m = 122\,388,5 - 44\,727 = 77\,661^k;$$

2° Réactions des appuis :

$$T_m = Q_0 = Q_1 = \frac{pa}{2} + 1,5Y = 2400 + 9298,5 = 11\,698^k,5;$$

3° Traction dans les barres $[a]$: $F = \frac{T_m}{\cos \alpha} = \frac{11\,698,5}{0,7769} = 15\,057^k;$

Effort tranchant à l'origine du groupe des barres $[b]$:

$$T' = 11\,698,5 - 229,4 \times 1,7573 = 11\,295^k;$$

4° Traction dans la barre $[b]$ la plus fatiguée :

$$F' = \frac{T'}{\cos \alpha'} = \frac{11\,295}{0,7615} = 14\,832^k;$$

Effort tranchant à l'origine du groupe des barres [c] :

$$T'' = 11\,698,5 - [6199 + (229,4 \times 5,2719)] = 4290^k;$$

5° Traction dans la barre [c] la plus fatiguée :

$$F'' = \frac{T''}{\cos \alpha''} = \frac{4290}{0,7433} = 5780^k.$$

Des valeurs qui précèdent, on déduit pour fatigues dans les différentes parties de la panne :

1° Fibres extrêmes de la section milieu,

Fibres supérieures : $R''_y = 77\,661 \times 85,36$ soit $6^k,630$,

Fibres inférieures : $R'_y = 77\,661 \times 97,44$ soit $7^k,567$;

lorsque la surcharge de neige n'existe pas, le poids total supporté par la panne se trouve ramené de $23\,397^k$ à :

$$\Sigma Y = 23\,397 - [(21,5 - 5,56) 11,68 \times 50] = 14\,088^k,$$

ce qui répond à une diminution de près de moitié des charges distinctes et par suite à une diminution équivalente des fatigues moléculaires dues à ces charges;

2° Montant voisin des appuis : $R_c = \frac{11\,295}{3270} = 3^k,45$;

3° Barres [a].

Section en dehors des rivets : $R = \frac{15\,057}{3270} = 4^k,60$;

Effort dans les rivets : $A = \frac{15\,057}{2800} = 5^k,377$;

4° Barres [b].

Section en dehors des rivets : $R = \frac{14\,832}{2240} = 6^k,621$;

Effort dans les rivets : $A = \frac{14\,832}{2400} = 6^k,18$;

5° Barres [c].

Section en dehors des rivets : $R = \frac{5780}{1920} = 3^k,00$;

Effort dans les rivets : $A = \frac{5780}{2000} = 2^k,89$.

Quant aux actions horizontales qui s'exercent sur la panne, il n'y a pas lieu d'en tenir compte; en effet, si rien ne s'opposait à la flexion de la panne dans le sens horizontal, la présence des actions X donnerait lieu à des réactions sur les appuis :

$$Q_h = 223^k,5,$$

et à un moment fléchissant dans la section milieu la plus fatiguée :

$$\mu = 223,5 \times 10,46 - 149 \times 5,19 = 1604,$$

d'où il résulterait des tensions et compressions dans les fibres extrêmes :

$$R_h = 2203 \times 1604 = 3^k,533.$$

Mais comme cette poussée se transmet sur les consoles de butée au sommet de

la ferme par l'intermédiaire des chevrons, il n'y a pas lieu de tenir compte de cette fatigue qui devient tout à fait insignifiante.

4° Pannes n° 5 des travées de 21^m,50.

Le tracé géométrique de ces pannes, à l'exception de la retombée sur les fermes, est identique à celui des pannes précédentes de même portée; mais comme elles ont à supporter des réactions de chevrons plus considérables que les précédentes, leur section transversale est augmentée.

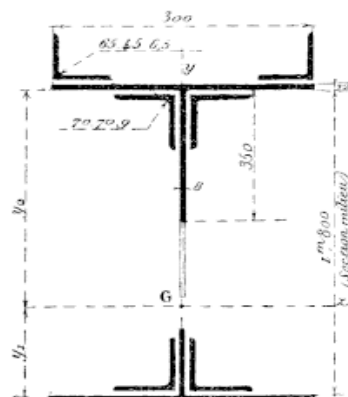


FIG. 301.

A cette section indiquée dans la figure 301, répondent :

Un poids total de la panne de 5400 kil., soit de 258 kil. par mètre courant

Une section de la membrure supérieure :

$$\omega = 10\,103^m/m^2.$$

Une section de la membrure inférieure :

$$\omega' = 8\,758^m/m^2.$$

Une position du centre de gravité déterminée par les distances : $y_1 = 0^m,9656$ $y_2 = 0^m,8344$.

Un moment d'inertie par rapport à l'axe (Gz) : $I_y = 0,0137$.

Des modules d'inertie égaux à :

$$\frac{V_1}{I_y} = \frac{0,9776}{0,0137} = 71,3 \quad \frac{V_2}{I_y} = \frac{0,8914}{0,0137} = 65,06.$$

Un moment d'inertie par rapport à l'axe (G_y) : $I_z = 0,000,081.8$.

Un module d'inertie : $\frac{V}{I_z} = 1833$.

Si nous considérons tout d'abord l'action des composantes verticales, la panne peut être assimilée à un solide reposant sur deux appuis de niveau (fig. 302) éloignés l'un de l'autre de $a = 20,9238$ et soumis :

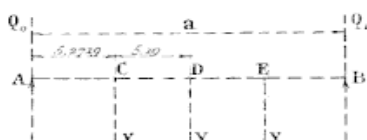


FIG. 302.

1° A l'action de son poids propre, que l'on peut considérer comme uniformément réparti $pa = 5\,400^k$.

2° A l'action de trois forces distinctes Y, égales chacune à : $Y = 3915,5 + 4846,78 + 200 = 8\,962$ kil.

Des valeurs qui précèdent, on déduit comme réaction des appuis :

$$Q_0 = Q_1 = \frac{5\,400 + 26\,886}{2} = 16\,143 \text{ kil.}$$

Le moment fléchissant, maximum au milieu de la portée (fig. 303), aura par suite pour expression :

$$p_m = 16\,143 \times \frac{20,9238}{2} - \left[(8\,962 \times 3,19) + \left(258 \times \frac{20,9238^2}{8} \right) \right]$$

$$p_m = 108\,255^k.$$

De cette expression du moment fléchissant maximum on déduit, pour tension et compression des fibres extrêmes les plus fatiguées de la section milieu :

1° Fibres extrêmes inférieures : — Tension :

$$R'_y = 71,3 \times 108\,255 \text{ soit } 7^k,718;$$

2° Fibres extrêmes supérieures : — Compression :

$$R''_y = 65,06 \times 108\,255 \text{ soit } 7^k,043.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, le poids total supporté par la panne se trouve ramené de $32\,286^k$ à :

$$\Sigma Y = 32\,286 - [21,5 - 5,56] 13,90 \times 50 = 21\,208^k.$$

Et comme cette diminution de : $32\,286^k - 21\,208^k = 11\,078^k$ porte tout entière sur les charges distinctes, le moment fléchissant dû à ces forces se trouve diminué de :

$$M_1 = (5539 \times 10,46) - (3736 \times 5,19) = 38\,548$$

et par suite la plus grande fatigue dans la section milieu diminue de :

$$R_1 = 38\,548 \times 71,3 \text{ soit } 2^k,748,$$

ce qui ramène la fatigue dans cette section, lorsque la surcharge de neige n'existe pas, à n'être plus égale qu'à : $R_y = 7,718 - 2,748 = 4^k,970$.

Calculons maintenant les fatigues dans les barres de treillis.

Nous diviserons ces dernières en trois groupes, comme précédemment; les dimensions adoptées pour les différentes barres de treillis sont les mêmes que celles des treillis de la panne qui précède :

1° *Groupe des barres a.*

$$\text{Tension dans la barre } a : F = \frac{T_m}{\cos \alpha} = \frac{16\,143}{0,777} = 20\,776^k.$$

$$\text{Fatigue dans la section en dehors des rivets : } R = \frac{20\,776}{3270} = 6^k,353.$$

$$\text{Fatigue dans les rivets : } A = \frac{20\,776}{2800} = 7^k,42.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les valeurs ci-dessus deviennent :

$$F_1 = \frac{10\,604}{0,777} = 13\,647^k.$$

$$R_1 = \frac{13\,647}{3270} = 4^k,174.$$

$$A_1 = \frac{13\,647}{2800} = 4^k,873.$$

2° *Groupe des barres b.* — Tension dans les barres les plus fatiguées :

$$F' = \frac{16\,143 - 453}{0,761} = 20\,617^k.$$

$$\text{Fatigue dans la section en dehors des rivets : } R' = \frac{20\,617}{2240} = 9^k,20.$$

$$\text{Fatigue dans les rivets : } A' = \frac{20\,617}{2400} = 8^k,59.$$



FIG. 303.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les valeurs ci-dessus deviennent :

$$F_1' = \frac{10\,604 - 453}{0.761} = 13\,339^k.$$

$$R_1' = \frac{13\,339}{2240} = 5^k,950.$$

$$A_1' = \frac{13\,339}{2400} = 5^k,558.$$

3° *Groupe des barres c.* — Tension dans les barres *c* les plus fatiguées :

$$F'' = \frac{16\,143 - 8962 - 1361}{0.7423} = 7840^k.$$

Fatigue dans la section en dehors des rivets : $R'' = \frac{7840}{1920} = 4^k,083.$

Fatigue dans les rivets : $A'' = \frac{7840}{2000} = 3^k,92.$

4° *Montants verticaux.* — Ils ont tous la même section transversale ; la compression moyenne dans le montant le plus fatigué atteint : $C = \frac{1\,5690}{3270} = 4^k,8.$

Quant à l'adhérence des rivets mise en jeu, elle atteint la valeur de

$$A = \frac{1\,5690}{2400} = 6^k,53.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les valeurs qui précèdent sont ramenées à : $C_1 = \frac{1\,0151}{3270} = 3^k,10$ $A_1 = \frac{1\,0151}{2400} = 4^k,23.$

Examinons, pour terminer, les conditions de résistance de la panne dans le sens horizontal.

Si la panne pouvait se déformer librement dans le sens horizontal, l'effet résultant des poussées horizontales : $X = 2367 - 1180 = 1187^k$, exercées par les chevrons, donnerait lieu à des réactions contre les appuis

$$Q_h = 1,5 \times 1187 = 1780^k,$$

et ferait naître dans la section milieu un moment fléchissant :

$$p_h = (1780 \times 10,46) - (1187 \times 5,19) = 12\,458,$$

auquel répondraient des tension et compression des fibres extrêmes égales à :

$$R_h = 12\,458 \times 1833 \text{ soit } 22^k,84.$$

Mais comme cette différence de poussée est transmise par les chevrons aux consoles de la panne de faîtage et se trouve facilement équilibrée par les réactions réciproques de ces consoles les unes contre les autres, il en résulte que la fatigue, qui prend réellement naissance, se réduit à celle répondant à la flexion de la panne due à la compression totale des chevrons ; elle est donc négligeable.

En effet, en considérant les différences de poussées successives des chevrons contre les pannes, on trouve que la somme de ces différences reportées sur les consoles est de : $\Sigma(X - X') = 2\,367^k$, effort auquel ces dernières peuvent résister sans difficulté.

5° Pannes-chéneau des travées de 21^m,50.

Ces pannes sont situées dans le même plan que les arcades qui relient les pieds-droits des fermes. Si on ne tient pas compte de leur liaison avec les arcades, elles sont assimilables chacune à un solide reposant sur deux appuis de niveau distants de 20^m,85 (distance entre les axes des rivets extérieurs des montants des fermes) et soumis :

1° A l'action de son propre poids égal à 4050 kilogs soit 194^k,200 par mètre.

2° Aux réactions des chevrons dont les composantes horizontales et verticales ont pour valeurs : $X = 2367^k$. $Y = 6777 + 100 = 6877^k$.

3° A l'action du poids des consoles de chéneau, évalué pour chacune d'elles à 40^k.

4° A l'action de la moitié du poids de la poutre constituant la base du chéneau supposé rempli de neige :

$$13 \times 40^k + \frac{1}{2} (1180 + 1880) = 2050^k.$$

En partant des données qui précèdent, on obtient la répartition des charges que nous avons figurée sur le croquis 304.

A cette répartition répondent les valeurs suivantes :

Réactions des appuis :

$$Q_0 = Q_1 = \frac{1}{2} [(6877 + 40) 3 + 6100] = 13\,425^k.$$

Quant aux réactions provenant des composantes horizontales, elles ont pour valeurs : $X_1 = X_0 = 2367 \times 1,5 = 3550^k,50$.

Moments fléchissants :

$$\mu_m = (13,425 \times 10,425) - (6917 \times 5,19) - (160 \times 5,19) - 245 \left(\times \frac{10,425^2}{2} \right)$$

$$\mu_m = 89912^k,695.$$

Quant au moment fléchissant dû aux efforts horizontaux, il a pour expression :

$$\mu_h = (3550,50 \times 10,425) - (2367 \times 5,19).$$

$$\mu_h = 24729^k.$$

A la section transversale de la panne (fig. 305) répondent :

Une section transversale $\omega = 19\,830 \text{ m}^2$.

Un moment d'inertie par rapport à l'axe horizontal Gz : $I = 0,004,45$.

Un module d'inertie : $\frac{v}{I_v} = 128,6$.

Un moment d'inertie par rapport à l'axe vertical [xy] $I_h = 0,000,044,3$.

Un module d'inertie $\frac{v}{I_h} = 3386$.

Des valeurs qui précèdent, on déduit :

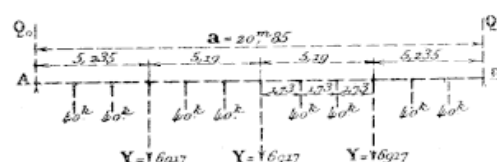


FIG. 304.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, la charge supportée par la poutre-chéneau se trouve diminuée de :

$$50 \left[\frac{(21,50 - 5,56) 15,976}{2} + \left(21,50 \times \frac{0,85}{2} \right) \right] = 6823^k,$$

et ramenée par suite de 26 850 à : $26\,850 - 6\,823 = 20\,027^k$,

ce qui diminue les fatigues dans le rapport de 1 à 0,74.

Quant à la charge supportée par la poutre formant la face du chéneau, elle est réduite de :

$$50 \left(21,5 \times \frac{0,85}{2} \right) = 457^k, \text{ en nombre rond,}$$

et ramenée de 2330 à 1873^k, ce qui diminue les fatigues dans le même rapport.

6° Pannes n°s 2-3-4 de la travée de 26^m,40.

Elles ont même composition comme membrures et treillis, et ne diffèrent entre elles que par les dimensions de leurs retombées dont les hauteurs dépendent de celles de la ferme, aux différents points de jonction de cette dernière avec les pannes. Les charges supportées par ces différentes pannes étant d'autant plus grandes qu'elles sont plus rapprochées du chéneau, il suffit de déterminer les conditions de résistance de la panne n° 4 (fig. 308).

Cette pièce est assimilable à un solide reposant sur deux appuis de niveau distants de 25^m,822 et soumis :

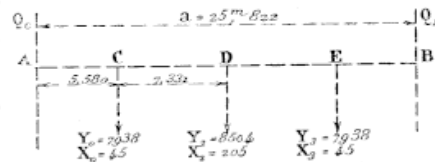


FIG. 308.

1° A son propre poids $pa = 6800^k$;

2° Aux réactions exercées par les trois cours de chevrons, réactions dont les composantes verticales et horizontales ont respectivement pour valeurs :

$$Y_0 = Y_2 = 4601 + 3137 + 200 = 7938^k.$$

$$Y_1 = 4742 + 3562 + 200 = 8504^k.$$

$$X_0 = X_2 = 1434 - 1389. \quad . \quad . = 45^k.$$

$$X_1 = 1637 - 1432. \quad . \quad . = 205^k.$$

En considérant la résistance dans le plan vertical, on déduit, des valeurs qui précèdent, les suivantes :

$$Q_0 = Q_1 = T_m = \frac{1}{2} [6800 + (2 \times 7938) + 8504] = 15\,590^k.$$

$$U_m = (15\,590 \times 12,911) - (7938 \times 7,331) - (3400 \times 6,455) = 121\,142^k.$$

La section de la panne étant celle figurée (309), on a les valeurs suivantes :

Section de la membrure supérieure : $\omega = 10\,803^{\text{m}^2}$.

Section de la membrure inférieure : $\omega_1 = 9458^{\text{m}^2}$.

Moments d'inertie :

1° Par rapport à l'axe horizontal : $I_v = 0,01507$.

2° Par rapport à l'axe vertical : $I_h = 0,000\,117$.

Cisaillement ou adhérence mise en jeu dans les rivets :

$$A = \frac{8410}{2000} = 4^k, 205.$$

4° *Montants*. — Quant aux montants situés dans l'intervalle des chevrons, et qui ont tous même section, le plus fatigué subit une compression totale égale à :

$$C = 15\,100^k,$$

d'où une compression moyenne par millimètre carré dans ce montant égale à :

$$R_c = \frac{15\,100}{3270} = 4^k, 61.$$

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, l'ensemble des composantes verticales des forces dont la panne subit l'action se trouve diminué de :

$$\Sigma y = (26,40 - 5,869) \left[\frac{11,838 + 11,537}{2} \right] 50,$$

$$\Sigma y = 11\,997^k, 5.$$

Les réactions des appuis deviennent alors :

$$Q'_0 = Q'_1 = T'_m = 15\,590 - \frac{11\,997,5}{2} = 9592^k, \text{ en nombre rond.}$$

Le moment fléchissant maximum devient :

$$\mu_m = 121\,142 - \left[\left(\frac{11\,997,5}{2} \times 12,911 \right) - (3858,7 \times 7,331) \right] = 71981^k.$$

Ce qui ramène les fatigues calculées plus haut à :

$$R'_1 = 59,3 \times 71\,981 \text{ soit } 4^k, 268$$

$$R''_1 = 64,4 \times 71\,981 \text{ soit } 4^k, 635.$$

$$1^\circ \text{ Tension dans la barre } a: \quad R' = \frac{9592}{0,752 \times 3270} = \frac{12\,755}{3270} = 3^k, 90.$$

$$\text{Adhérence des rivets :} \quad A' = \frac{12\,755}{2800} = 4^k, 55.$$

$$2^\circ \text{ Tension dans les barres } b: \quad R' = \frac{9592 - 490}{0,738 \times 2240} = \frac{12\,333}{2240} = 5^k, 50.$$

$$\text{Adhérence des rivets :} \quad A' = \frac{12\,333}{2400} = 5^k, 13.$$

$$3^\circ \text{ Tension dans les barres } c: \quad R' = \frac{9592 - 1470 - 4280}{0,738 \times 1920} = \frac{5216}{1920} = 2^k, 716.$$

Adhérence des rivets :

$$A' = \frac{5216}{2000} = 2^k, 608.$$

Compression dans le montant le plus fatigué :

$$R = \frac{9592 - 490}{3270} = 2^k, 78.$$

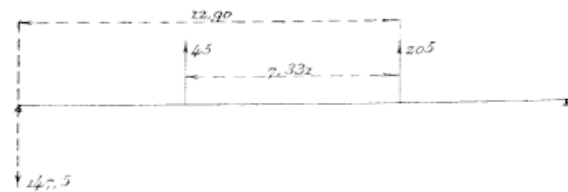


FIG. 311.

Les composantes horizontales donnent lieu à un moment de flexion atteignant

son maximum dans la section milieu (fig. 311) et égal dans le cas de la surcharge de neige à :

$$p_h = 147,5 \times 12,911 - 45 \times 7,331$$

$$p_h = 1574^k.$$

Il en résulte des tension et compression des fibres extrêmes dans la section milieu égales à :

$$R_h = 1574 \times 1538 \text{ soit } 2^k, 41.$$

7° Pannes n° 5 de la travée de 26^m,40.

Leur tracé géométrique, à l'exception des retombées sur les fermes, est identique à celui des autres pannes de la travée de 26^m,40; mais, comme elles ont à supporter des réactions de chevrons bien plus considérables, leur section transversale est augmentée en conséquence.

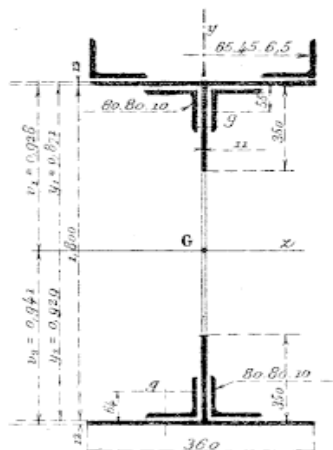


FIG. 312.

A cette section indiquée (fig. 312) répondent :

Un poids propre de la panne : $pa = 7200^k$.

Un poids par mètre courant : $p = 278^k$.

Une section de la membrure supérieure : $\omega = 1\,2515^m/m^2$.

Une section de la membrure inférieure : $\omega' = 1\,1170^m/m^2$.

Une position du centre de gravité déterminée par les distances :

$$y_1 = 0^m, 871. \quad y_2 = 0^m, 929.$$

Un moment d'inertie par rapport à l'axe Gz :

$$I_v = 0,017.956.$$

Des modules d'inertie :

$$\frac{V_1}{I_v} = \frac{0,928}{0,017.956} = 51,6 \quad \frac{V_2}{I_v} = \frac{0,941}{0,017.956} = 52,4.$$

Un moment d'inertie par rapport à l'axe Gy . $I_h = 0,000.138$.

Des modules d'inertie : $\frac{V}{I_h} = \frac{0,180}{0,000.138} = 1304.$

Une section transversale totale pour chaque montant, situé dans l'intervalle des chevrons, égale à : $\omega = 2 \times 2430 = 4\,860^m/m^2$.

Chacun de ces montants étant réuni aux membrures par une section totale de rivets égale à : $\Sigma \omega_r = 2 \times 8 \times 201 = 3216^m/m^2$.

Une section transversale des barres de treillis a égale à : $\omega = 4860^m/m$

Une section de rivets d'attache de ces barres aux membrures, égale à :

$$\Sigma \omega_r = 2814^m/m^2.$$

Une section transversale des barres b égale à : $\omega = 3600^m/m^2$.

Une section des rivets d'attache de ces barres aux membrures, égale à :

$$\Sigma \omega_r = 2814^m/m^2.$$

Une section transversale des barres c égale à : $\omega = 1920^m/m^2$.

Une section des rivets d'attache de ces barres aux membrures, égale à :

$$\Sigma \omega_r = 2010 \text{ m}^2.$$

La panne qui nous occupe pouvant être assimilée, pour le calcul de ses conditions de résistance, à un solide reposant librement sur deux appuis de niveau, à une distance de 25^m,800 l'un de l'autre, et soumis, comme répartition des composantes verticales des charges, à celle figurée sur le croquis 313, on en déduit les valeurs suivantes :

1° Réactions des appuis. $Q_0 = Q_1 = \frac{1}{2} [7200 + (2 \times 9996) + 12\,451] = 19\,821^k.$

2° Moment fléchissant maximum.

$$\mu_m = (19\,821 \times 12,9) - (9996 \times 7,331) - \left(3600 \times \frac{12,9^2}{2} \right) = 159\,190^k.$$

Il en résulte que dans la section milieu, qui est la plus fatiguée, les fibres extrêmes subissent des efforts de :

1° Fibres extrêmes supérieures :

$$R_1 = 51,6 \times 159\,190 \text{ soit } 8^k,214.$$

2° Fibres extrêmes inférieures. $R_2 = 52,4 \times 159\,190 \text{ soit } 8^k,341.$

Quant aux treillis, le calcul donne les résultats suivants :

1° Barres de treillis a. $F = \frac{19\,821}{0,752} = 26\,357^k.$

La tension par millimètre atteint dans les sections en dehors des rivets une valeur de :

$$R = \frac{26\,352}{4860} = 5^k,422,$$

et l'adhérence mise en jeu dans les rivets d'attache aux membrures est représentée par :

$$A = \frac{26\,352}{2814} = 9^k,36.$$

2° Barres de treillis b : $F = \frac{19\,821 - 750}{0,738} = 25\,841.$

$$R = \frac{25\,841}{3600} = 7^k,18^k.$$

$$A = \frac{25\,841}{2814} = 9^k,18.$$

3° Barres de treillis c : $F = \frac{19\,821 - 1714 - 9996}{0,735} = 11\,035^k.$

$$R = \frac{11\,035}{1920} = 5^k,70.$$

$$A = \frac{11\,035}{2010} = 5^k,49.$$

4° Montants verticaux.

Les montants extrêmes qui sont les plus fatigués ont à résister à une compression de :

$$C = \frac{19\,071}{4860} = 3^k,96.$$

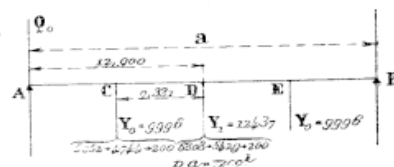


FIG. 313.

L'adhérence des rivets est représentée par : $A = \frac{19\,071}{3216} = 5^k,93$.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, les actions que les chevrons exercent sur la panne se trouvent diminuées en C et D de :

$$Y_0 = \left[\frac{27,814}{2} \times 6,45 \right] 50^k = 4485^k.$$

$$Y_1 = \left[\frac{27,814}{2} \times 7,331 \right] 50^k = 5097^k.$$

Les pressions sur les appuis sont donc diminuées de :

$$Q'_0 = Q'_1 = \frac{1}{2} \left[(2 \times 4485) + 5097 \right] = 7034^k.$$

et le moment fléchissant de : $\mu'_m = (7034 \times 12,9) - (4485 \times 7,331) = 57\,859^k$.

Il résulte des chiffres qui précèdent les diminutions suivantes de fatigue, correspondant aux valeurs trouvées plus haut :

$$1^\circ\text{-}2^\circ \text{ Section milieu. } \begin{cases} \text{Fibres extrêmes supérieures : } 2^k,985 \\ \text{Fibres extrêmes inférieures : } 3^k,031 \end{cases}$$

Les fatigues sans charge de neige sont donc égales à :

$$R = 8^k,214 - 2^k,985 = 5^k,229,$$

$$R_1 = 8^k,341 - 3^k,031 = 5^k,310.$$

1° Barres de treillis *a*.

Les diminutions de tension et d'adhérence sont représentées par :

$$R_1 = \frac{7034}{0,752 \times 4860} = \frac{9353}{4860} = 1^k,924,$$

$$A_1 = \frac{9353}{2814} = 3^k,323.$$

Les fatigues sans charges de neige sont donc ramenées à :

$$R'_1 = 5,422 - 1,924 = 3^k,498,$$

$$A'_1 = 9,360 - 3,323 = 6^k,037.$$

2° Barres de treillis *b*.

Les diminutions de tension et d'adhérence sont égales à :

$$R_1 = \frac{7034}{0,738 \times 3600} = \frac{9531}{3600} = 2^k,647,$$

$$A_1 = \frac{9531}{2814} = 3^k,386,$$

ce qui ramène les fatigues à : $R'_1 = 7^k,180 - 2^k,647 = 4^k,533,$

$$A'_1 = 9^k,180 - 3^k,386 = 5^k,794.$$

3° Barres de treillis *c*.

Les diminutions de tension et d'adhérence sont représentées par :

$$R_1 = \frac{7034 - 4485}{0,735 \times 1920} = \frac{3468}{1920} = 1^k,806,$$

$$A_1 = \frac{3468}{2010} = 1^k,725,$$

ce qui ramène les fatigues à : $R'_1 = 5,700 - 1,806 = 3^k,894$,

$$A'_1 = 5,490 - 1,725 = 3,765.$$

4° Montants verticaux.

La compression et l'adhérence sont ramenées, pour les montants les plus fatigués, à :

$$C' = \frac{12\,037}{4860} = 2,476,$$

$$A' = \frac{12\,037}{3216} = 3^k,742.$$

Pour terminer l'étude de cette panne, nous allons examiner ses conditions de résistance sous l'influence des efforts horizontaux.

Si la panne était isolée, les différences de poussées horizontales donneraient lieu, dans le cas d'une surcharge de neige, à la répartition d'efforts transversaux indiquée (fig. 314), pouvant faire naître une flexion vers le faitage et des fatigues correspondantes qui pourraient atteindre :

$$R_n = [(1862 \times 12.9) - (1019 \times 7.331)] \times 1304 \text{ soit } 21^k,581.$$

Mais, comme les chevrons des deux rampants butent l'un contre l'autre au sommet et que leur section transversale leur permet de supporter ces compressions sans accroissement sensible de fatigue, les tensions et compressions moléculaires dans la panne, dues à ces composantes, seront des plus faibles. Elles seraient nulles si les chevrons étaient incompressibles.

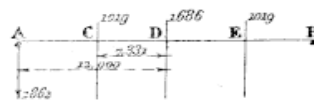


FIG. 314.

8° Pannes-chéneau de la travée de 26^m,40.

Elles présentent la même section transversale que les pannes-chéneau des travées de 21^m,50 et se trouvent, comme ces dernières, reliées à l'arcade qui réunit les deux fermes de la travée; chacune d'elles ne peut donc pas se déformer librement sous l'action des charges qu'elle supporte et se trouve de ce fait bien moins fatiguée que ne l'indiquent les calculs ci-après, établis dans l'hypothèse où la pou-

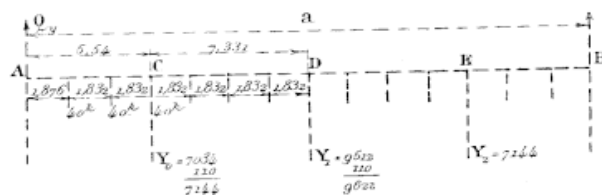


FIG. 315.

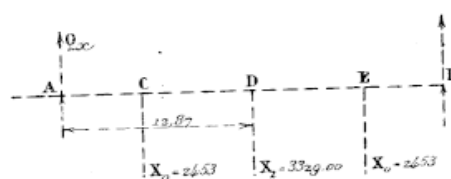


FIG. 316.

tre-chéneau serait complètement isolée et assimilable à un solide reposant librement sur deux appuis de niveau et soumis dans l'intervalle de ces appuis à l'action de forces dont les diagrammes (fig. 315 et 316) donnent les valeurs et la répartition.

Des diagrammes établis dans ces conditions, il résulterait que, dans le sens vertical, on aurait : $Q_v = \frac{1}{2} [7295 + (2 \times 7144) + 9622] = 15\,602^k$.

$$\mu_v = (15\,602 \times 12,87) - (7,144 \times 7,331) - \left(\frac{7295}{2} \times \frac{12,87}{2} \right) = 124\,953^k$$

étant donné que : $pa = (200 \times 25,75) + (40 \times 15) + \left(\frac{120}{2} \times 25,75 \right) = 7295^k$;

dans cette équation le poids de chaque console est égal à 40^k et le poids de la poutre formant fond de chéneau avec remplissage de neige est égal à 120^k par mètre.

Il résulterait des formules qui précèdent pour plus grande fatigue des fibres :

$$R = 124\,953 \times 128,6 \text{ soit } 16,^k05.$$

Quant à la répartition des forces dans le sens horizontal, elles répondraient aux valeurs suivantes des réactions des appuis et du moment fléchissant maximum :

$$Q_h = \frac{1}{2} (2453 + 3329 + 2453) = 4117^k,5$$

$$\mu_h = (4117,5 \times 12,87) - (2453 \times 7,331) = 35\,009^k.$$

Le fond du chéneau qui résiste à cette poussée présentant une valeur de

$$\frac{V}{I_h} = 398,$$

il résulte des données qui précèdent qu'il se trouverait soumis à une fatigue des fibres extrêmes égale à : $R_h = 35009 \times 398 \text{ soit } 13^k,393$.

Quant à la poutre formant la face du chéneau, elle serait assimilable à un solide reposant sur deux appuis de niveau distants d'axe en axe de $25^m,75$ et soumis :

1° A l'action de son propre poids égal à 1020^k uniformément réparti;

2° A l'action d'une surcharge uniformément répartie, due à l'action de la poutre formant le fond du chéneau supposé rempli de neige, égale à 1545^k en supposant que la poutre supporte toute l'action due à cette charge;

A ces valeurs répondraient celles qui suivent pour les réactions des appuis et le moment fléchissant maximum calculé en tenant compte de l'encastrement sur les montants :

$$Q_v = \frac{1}{2} \left[1020 + \left(\frac{120}{2} \times 25,75 \right) \right] = 1282^k,5$$

$$\mu_v = 2565 \times \frac{25,75}{12} = 5504^k,$$

d'où, des fatigues dans les fibres extrêmes de la section milieu égales à :

Fibres supérieures : $R' = 5504 \times 1813 \text{ soit } 9^k,870$.

Fibres inférieures : $R'' = 5504 \times 2515 \text{ soit } 13^k,701$.

Lorsque la surcharge de neige n'existe pas, la charge totale supportée par le chéneau et la panne-chéneau se trouvant diminuée de :

$$50 \left[25,75 \left(\frac{15,976}{2} + 0,85 \right) \right] = 11\,378^k$$

et ramenée à : $31\,204 - 11\,378 = 19\,826^k$,

les fatigues sont par suite diminuées dans le rapport de 1 à 0,635.

§ 5. — GRANDES FERMES DE 110^m,30Fermes des travées de 21^m,50.

Le diagramme de l'une de ces fermes est représenté fig. 317, avec les poids moyens de ses divers éléments, tels qu'ils résultent des pesées faites, et avec

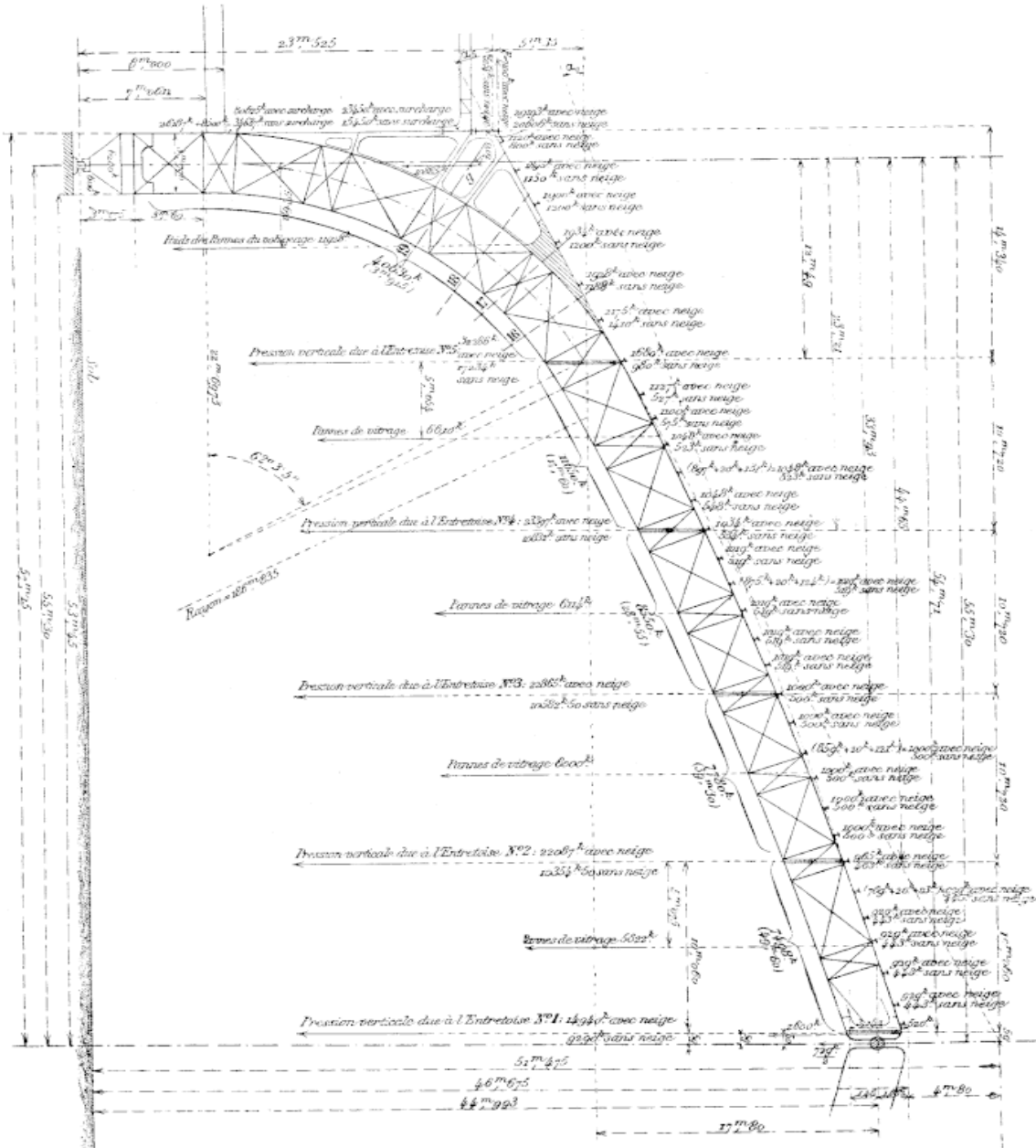


FIG. 317.

l'indication des efforts auxquels elle doit résister. Ces efforts sont les suivants :
1° Actions exercées par la panne-chéneau et l'arc sans chéneau qui relient deux

TABLEAU

CHARGES CONSIDÉRÉES.	Σp SOMME des charges verticales.	a DISTANCE de Σp à l'axe Op.	P POUSSEE du chêneau.	M MOMENT de Σp et P_{par} rapport à Oz.	N_x
Éléments des Réactions					
Poids de la ferme isolée de ses arcades, poutres en treillis, chéneaux, grandes et petites fermes	96,738	14,972	0	1,448,743	32,194
Charges dues aux pannes { Avec neige. . . de vitrage {	36,274	24,080	0	873,554	19,412
et voligeage seules. { Sans neige . .	19,670	21,070	0	414,454	9,210
Poutres chéneaux, { Avec neige. . . arcades et poutres en {	87,330	— 1,850	7,100	— 328,587 **	— 7,301
treillis sans surcharge {	71,318	— 1,850	5,254	— 255,512	— 5,678
des planchers. { Sans neige . .	80,625	— 1,850	0	— 149,156	— 3,314
Surcharge de 500 ^k par m ² des gal. latérales.	115,375	30,505	0	3,525,657	78,348
Charges dues { Avec neige . . aux {	58,393	30,780	0	1,797,391	39,942
cinq grandes pannes. { Sans neige . .					
Efforts résultants sur					
Surcharge de neige sur la construction, mais sans surcharge sur les planchers.	335,937	16,928	7,100	5,319,367	122,651
Poids permanent seul sans surcharge de neige ni surcharge sur les planchers.	216,139	14,940	5,254	3,405,076	75,666
Poids permanent sans surcharge de neige, mais avec surcharge de 500 ^k par m ² sur les planchers des galeries.	326,764	10,340	5,254	3,255,920	72,350
Vent de 120 ^k par mètre { Poids permanent de projection perpen- { sans surcharge diculairement à sa di- { sur les galeries. rection sur le rampant {	265,072	17,260	5,254	3,405,076	98,959
opposé à celui consi- { Poids permanent déré. { avec surcharge sur les galeries.	345,697	12,810	5,254	3,255,920	95,643

I.

Y_0	N_x	Y_1	PRESSION verticale sur la maçonnerie.	Q	TANG β	β	SIN β	COS β	R	OBSERVATIONS.
	kil.	kil.	kil.	kil.					do X_1 et Y_1 .	
sur les Tourillons.										
0	32,194	96,738	102,398(*)	0,3927	18°24'	0,3156	0,9488	102,200		* Le poids du tourillon inférieur, de son coussinet et de la plaque de fondation est de 5,550 ^k .
0	19,412	36,274	36,274	0,5331	28°9'	0,4717	0,8817	41,140		
0	9,210	19,670	19,670	0,4652	25°6'	0,4242	0,9055	21,720		
0	— 201	87,330	87,330	— 0,0023	— 0°8'	0,0023	0,9999	87,330		** Ce moment comprend : $87380 \times 1,85$ + $7100 \times 23325 =$ 328587.
0	— 424	71,318	71,318	— 0,0059	— 0°30'	0,0058	0,9999	71,400		
0	— 3,314	80,625	80,625	— 0,0410	— 2°21'	0,0410	0,9990	80,690		
0	78,348	115,375	115,375	0,6781	34°8'	0,5610	0,8277	139,500		
0	39,942	58,393	58,393	0,6841	34°22'	0,5640	0,8250	70,780		
les Tourillons.										
0	129,751	335,937	341,487	0,3868	21°3'	0,3605	0,9327	360,176		
0	80,920	246,139	251,689	0,3286	17°34'	0,3073	0,9515	258,476		
0	77,604	326,764	332,314	0,2375	13°21'	0,2370	0,9730	341,535		
18,933	104,913	265,072	270,622	0,3931	21°38'	0,3660	0,9206	291,170		
18,933	100,897	345,697	351,247	0,2918	16°16'	0,2800	0,9599	360,900		

fermes, d'abord dans le cas d'une surcharge de neige de 0^m,50, et ensuite sans surcharge de neige;

2° Action exercée par la poutre sablière, en supposant tout d'abord que les planchers des galeries supportent une surcharge de 500^k par mètre carré de surface, puis en supposant que cette surcharge n'existe pas;

3° Actions exercées par les pannes de vitrage et de voligeage et par les entretoises n^{os} 1, 2, 3, 4, 5, dans le cas d'une surcharge de neige de 0^m,50 puis sans surcharge de neige.

A la répartition et à la valeur de ces charges répondent des composantes verticales et horizontales X_1, Y_1 des actions exercées par chaque demi-ferme contre son tourillon de base, et des composantes X_0, Y_0 de la réaction de la seconde moitié de ferme contre l'articulation du sommet (fig. 318).

Dans le tableau qui précède (pages 458-459) se trouvent résumés les résultats des calculs faits pour déterminer les valeurs de ces actions et réactions.

Dans ces calculs, nous ne tenons compte que des composantes horizontales des efforts exercés par la poutre du chéneau contre la ferme, parce que, ainsi que nous

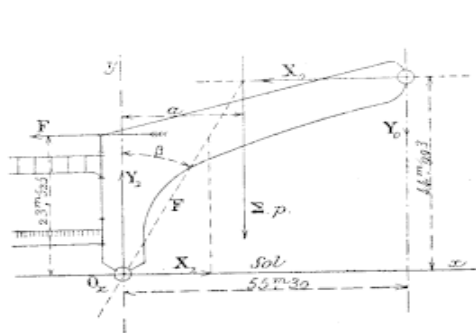


FIG. 318.

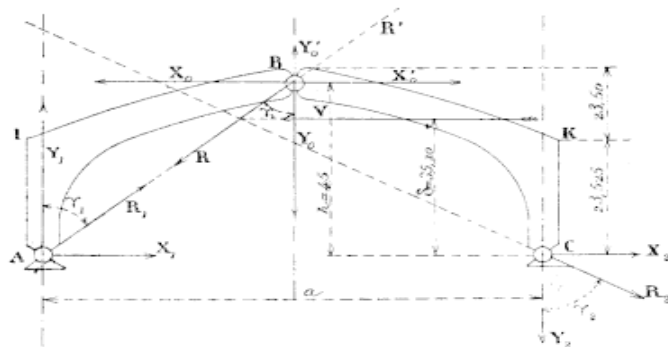


FIG. 319.

l'avons déjà expliqué, les composantes des efforts dus aux actions exercées par les autres entretoises se trouvent équilibrées en dehors de la ferme par la butée des consoles de faitage les unes contre les autres.

Dans ce tableau, les chiffres qui se rapportent à l'action du vent ont été obtenus en composant les réactions des tourillons résultant des charges verticales avec celles qui sont la conséquence de cette action seule. Le diagramme (fig. 319) donne les éléments du calcul de ces dernières forces.

Si l'on admet pour calculer la résultante V des efforts du vent agissant contre le rampant BK , une pression de 120 kilogrammes, on aura :

$$V = 23,15 \times 21,50 \times 120 = 59\,727^k,$$

valeur de laquelle on déduit, en considérant successivement l'équilibre de l'ensemble puis de chacune des demi-fermes AIB et BKC :

$$\begin{aligned} Y_1 &= -Y_2 & Y_0 &= -Y'_0 = Y_1 & Y_1 &= V \frac{\delta}{a} \\ X_1 &= -X_0 = X'_0 = V \frac{\delta}{2h} & X_2 &= V - X_1 = V \left(\frac{2h - \delta}{2h} \right) \end{aligned}$$

On suppose que ces divers efforts agissent suivant la direction des fibres et sont uniformément répartis dans les sections coupées.

Si la poutre était à section pleine, les efforts varieraient, d'après les lois de la flexion, suivant les ordonnées d'une ligne droite, comme il est indiqué (fig. 321).

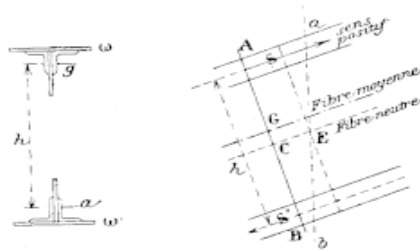


FIG. 321.

Mais lorsque la section ne comprend, comme dans le cas présent, que deux membrures de hauteurs relativement faibles par rapport à celle de la poutre, la même figure montre que l'hypothèse de l'égale répartition ne peut donner lieu qu'à une très faible erreur dans le calcul de la valeur des plus grands efforts développés dans ces membrures.

Le parallélisme de ces dernières et l'égale inclinaison des treillis sur la section MN, font que l'effort tranchant est équilibré par les treillis et que le couple ainsi que l'effort longitudinal N sont équilibrés par les efforts dans les membrures.

On a donc : $F = F' = \frac{T}{2 \cos \alpha}$, pour les efforts dans les treillis,

et : $S = +\frac{\mu}{h} + \frac{N}{2}$ $S' = -\frac{\mu}{h} + \frac{N}{2}$

pour les efforts dans les membrures supérieure et inférieure.

Si l'on représente les sections des barres de treillis par ω_c et ω_t et celles des membrures par ω et ω' , on déduit pour efforts par unité de surface dans ces divers éléments :

$$\begin{aligned} 1^\circ \text{ Pour les treillis : } & R_t = \frac{F}{\omega_c} & R'_t = \frac{F}{\omega_t} \\ 2^\circ \text{ Pour les membrures : } & R = \frac{\delta}{\omega} & R' = \frac{\delta'}{\omega'} \end{aligned}$$

La connaissance des efforts auxquels les barres de treillis sont soumises permet le calcul des fatigues des rivets qui les attachent aux membrures ; on a déterminé le nombre de ces rivets de manière qu'ils ne soient soumis qu'à des fatigues de très grande sécurité.

Les deux tableaux qui suivent (pages 464-465 et page 466) résument, l'un, les valeurs N, T, μ , F, S et S', dans les différentes sections de la ferme, l'autre, les tensions et compressions moléculaires, conséquence de ces efforts, fatigues et efforts calculés en considérant les trois cas de charges et de vent entre lesquels se trouvent renfermées les fatigues extrêmes des éléments de la construction.

Il n'a pas été tenu compte, dans ces calculs des fatigues de la ferme, de la surcharge sur les planchers des galeries latérales, parce que cette action augmente la stabilité de la construction et diminue par suite les efforts moléculaires qui se développent dans les trois cas considérés.

Pied de la ferme.

Il est constitué par la partie de la ferme comprise entre la section 24 et sa surface d'appui sur le chapeau supérieur du tourillon.

Cette retombée de la ferme étant constituée comme il est indiqué (fig. 322), il suffit, pour en vérifier les conditions de résistance, de rechercher les efforts moléculaires qui se développent dans la section n° 25 près de laquelle commence le raccordement entre les parties prismatique et trapézoïdale de la retombée, puis de calculer les pressions au contact de la surface d'appui.

Ces recherches sont résumées ci-après en considérant successivement les trois cas de surcharges admis dans les calculs qui précèdent.

Section n° 25. — Elle est caractérisée par les valeurs suivantes :

Coordonnées $x = 0$, $y = 41^m, 893$, $y' = 3^m, 100$.

Section totale : $\omega = 116\,060 \text{ m}^2/\text{m}^2$.

Section des âmes : $\omega = 74\,000 \text{ m}^2/\text{m}^2$

Distance du *centre de gravité* à AB : $Y_g = 1^m,616$.

Un moment d'inertie : $I_a = 0^m,1805$.

Des modules d'inertie : $\frac{V''}{I} = 11,52$ $\frac{V'}{I} = 8,97$.

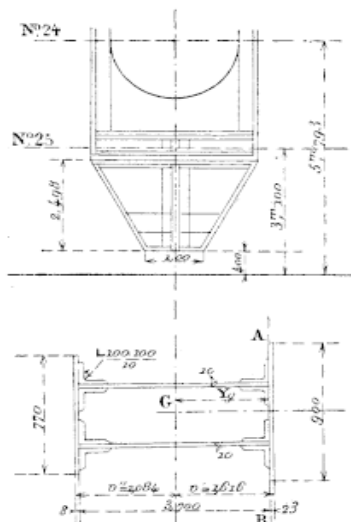


FIG. 322.

Cas des charges permanentes sans surcharge de neige, ni de vent, ni surcharges sur les galeries. — Les caractéristiques de résistance ont respectivement pour valeurs : $N=240539^k$

$$N = 240539^k$$

T=80 920

 $\mu = 228.520.$

d'où il résulte les fatigues suivantes :

1° Fibres extrêmes extérieures :

Tension par millimètre carré de section :

$$R'' = -(11,52 \times 228\,520) + \frac{240\,539}{116\,063} \text{ soit } -0^k,562;$$

2° Fibres extrêmes intérieures :

Compression par millimètre carré de section :

$$R' = 2^k, 182 + 2^k, 072 \text{ soit } 4^k, 254 ;$$

3° Effort tranchant maximum.

Il se déduit de la relation : $S = \frac{T f y d \omega}{e I}$ donnant :

$$S = T \frac{0,07156}{0,02 \times 0,1805} = 19,1 \text{ T} = 1^{\text{k}},545.$$

Cas de la surcharge de neige sans surcharge sur les galeries. — Les caractéristiques de résistance ont pour valeurs :

$$N = 330\,337^k$$

T=129 754

$$\mu = 402\,228,$$

d'où résultent les fatigues ci-après.

TABLEAU

NOMBRES DES SECTIONS.	x.	y.	γ.	α.	β.	SURFACES des membrures.		DISTANCE (h) ENTRE LES CENTRES de gravité des membrures.	SECTION DES BARRES DE TREILLIS.		MOMENT FLÉCH ISSANT p.			EFFORT TRANCHANT T.							
						supérieure.	inférieure.		mm ²	mét.	1 ^{re}	2 ^{re}	3 ^{re}	1 ^{re}	2 ^{re}	3 ^{re}					
1	mét. 5,300	mét. 1,650	17° 18'	17° 15'	"	21,136	22,176	2,806	5,610	—	57,086	—	106,787	—	4,825	—	4,590	—	14,029	—	4,862
2	7,800	2,400	17° 18'	"	55° 43'	21,136	22,176	2,806	5,610	—	64,906	—	144,315	—	29,081	—	1,835	—	10,336	—	6,724
3	10,650	3,250	17° 30'	17° 30'	"	27,306	22,176	2,96	5,610	—	72,243	—	170,222	—	53,691	—	8,185	—	13,172	—	10,135
4	13,200	4,120	18° 30'	"	54° 56'	27,306	22,176	3	5,610	—	40,591	—	135,162	—	105,304	—	9,466	—	14,308	—	20,030
6	18,606	5,910	20° 17'	"	54° 30'	27,306	22,176	3,007	5,610	—	15,847	—	40,511	—	228,685	—	11,908	—	16,161	—	21,884
8	23,970	7,870	21°	"	53°	27,306	22,176	3,008	5,610	—	169,000	—	212,464	—	439,568	—	26,571	—	43,225	—	35,741
10	29,380	9,980	22°	"	52° 30'	27,306	22,176	3,22	5,610	—	335,754	—	479,845	—	660,393	—	28,944	—	45,161	—	37,778
12	34,540	12,330	24° 40'	"	49° 20'	27,306	22,176	3,35	8,000	—	327,334	—	787,508	—	894,078	—	41,511	—	53,800	—	48,889
14	40,050	15,130	26° 3'	"	48° 20'	34,236	26,376	3,549	8,000	—	775,922	—	1,192,087	—	1,180,818	—	41,261	—	65,876	—	66,779
15	45,810	16,530	27° 56'	27° 56'	"	34,236	26,376	3,633	8,000	—	907,778	—	1,402,805	—	1,333,076	—	50,374	—	97,561	—	65,190
16	45,010	18,090	34° 57'	"	47° 15'	44,552	75,624	3,625	8,000	—	1,012,550	—	159,475	—	1,422,000	—	51,176	—	81,497	—	53,320
17	47,175	19,690	41° 50'	39° 15'	"	44,552	75,624	3,625	8,000	—	1,079,047	—	1,706,695	—	1,511,468	—	33,621	—	50,837	—	37,479
18	49,540	22,110	49° 56'	"	47° 15'	49,762	84,424	3,505	8,000	—	1,152,073	—	1,911,161	—	1,595,000	—	18,241	—	24,378	—	11,458
19	51,550	24,090	57° 56'	56° 15'	"	49,762	84,424	3,505	8,000	—	1,218,878	—	1,969,970	—	1,611,823	—	3,080	—	4,161	—	3,841
20	52,900	27,500	64° 48'	"	46° 30'	49,762	84,424	3,505	8,000	—	1,125,412	—	1,842,316	—	1,492,412	—	3,420	—	15,431	—	17,348
21	54,050	30,220	71° 42'	70°	"	39,002	84,424	3,60	8,000	—	1,034,807	—	1,653,124	—	1,553,425	—	18,871	—	36,995	—	35,031
22	51,817	33,097	78° 36'	"	46° 30'	42,182	82,724	3,61	12,000	—	945,910	—	1,428,820	—	1,412,535	—	23,553	—	71,843	—	60,690
23	55,226	35,856	45° 30'	30°	"	42,340	72,884	3,62	12,000	—	770,808	—	1,108,292	—	975,487	—	63,830	—	105,016	—	85,468
24	55,300	39,445	90°	"	45° 15'	12,340	62,984	3,67	12,000	—	469,341	—	751,258	—	693,706	—	80,920	—	129,751	—	104,319

II

EFFORT LONGITUDINAL N				EFFORTS LONGITUDINAUX TOTAUX : $S = \frac{1}{2} \pm N \frac{h}{2}$ dans								EFFORTS LONGITUDINAUX dans les treillis $F = P \pm \frac{1}{2} \cos \alpha$			
				MEMBRURES SUPÉRIEURES.				MEMBRURES INFÉRIEURES.							
1 ^e	2 ^e	3 ^e		1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	1 ^e	2 ^e	3 ^e	
kil.	kil.	kil.		kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.	kil.
+ 77,363	+ 121,099	+ 105,156		+ 58,564	+ 100,008	+ 47,753	+ 18,734	+ 24,092	+ 57,403			2,359	7,310	2,321	
+ 78,120	+ 125,245	+ 106,012		+ 66,038	+ 112,454	+ 42,965	+ 12,082	+ 15,790	+ 82,017			1,627	9,179	6,721	
+ 81,995	+ 132,876	+ 109,925		+ 65,420	+ 123,984	+ 36,817	+ 16,374	+ 8,892	+ 73,117			4,306	6,917	10,949	
+ 82,917	+ 134,032	+ 112,000		+ 57,983	+ 115,070	+ 30,899	+ 21,932	+ 21,062	+ 91,106			8,231	12,355	17,116	
+ 85,093	+ 138,880	+ 113,511		+ 37,276	+ 81,945	+ 19,295	+ 47,816	+ 54,035	+ 132,805			10,295	14,189	18,606	
+ 91,305	+ 148,032	+ 119,907		+ 9,454	+ 6,781	+ 83,319	+ 100,754	+ 143,281	+ 203,225			22,165	35,990	29,731	
+ 94,392	+ 152,360	+ 123,206		+ 57,075	+ 75,653	+ 143,485	+ 151,467	+ 225,043	+ 266,091			23,802	37,150	39,656	
+ 102,259	+ 166,232	+ 131,301		+ 106,284	+ 151,951	+ 201,234	+ 308,512	+ 318,203	+ 332,538			31,982	42,923	37,081	
+ 111,090	+ 179,501	+ 144,330		+ 163,091	+ 216,144	+ 264,511	+ 274,171	+ 425,644	+ 405,511			31,116	49,460	35,777	
+ 123,582	+ 190,512	+ 153,011		+ 193,232	+ 286,684	+ 293,019	+ 322,606	+ 486,196	+ 440,881			33,621	54,717	38,902	
+ 133,823	+ 214,415	+ 163,659		+ 212,168	+ 333,318	+ 313,771	+ 346,092	+ 547,732	+ 477,419			37,714	69,051	39,398	
+ 123,572	+ 227,979	+ 175,628		+ 226,284	+ 379,608	+ 331,546	+ 363,856	+ 607,515	+ 565,174			21,693	33,278	20,880	
+ 150,048	+ 235,204	+ 175,617		+ 245,400	+ 414,076	+ 354,411	+ 395,489	+ 685,000	+ 533,027			13,442	17,957	8,129	
+ 161,096	+ 259,716	+ 190,801		+ 258,307	+ 428,923	+ 343,342	+ 419,313	+ 670,553	+ 544,712			1,725	2,325	2,111	
+ 182,716	+ 277,461	+ 205,721		+ 221,781	+ 376,803	+ 308,000	+ 405,000	+ 651,293	+ 519,020			2,468	11,240	12,635	
+ 200,46	+ 301,078	+ 225,748		+ 187,215	+ 308,374	+ 263,500	+ 387,052	+ 600,452	+ 488,948			10,542	20,657	19,569	
+ 23,729	+ 501,211	+ 225,672		+ 199,261	+ 245,223	+ 194,596	+ 363,791	+ 516,453	+ 421,338			24,413	52,211	41,104	
+ 206,172	+ 597,883	+ 217,186		+ 110,213	+ 181,513	+ 160,815	+ 315,385	+ 470,595	+ 378,001			35,540	58,173	47,609	
+ 238,269	+ 627,169	+ 257,242		+ 10,373	+ 13,395	+ 37,857	+ 248,613	+ 370,565	+ 295,079			57,227	91,760	73,700	

TOME I.

39

TABLEAU III

N° DES SECTIONS.	MEMBRURES.						TREILLIS. FATIGUES ÉGALES dans les barres.			OBSERVATIONS.
	EXTÉRIEURES.			INTÉRIEURES.			Charge permanente seule.	Charge permanente et neige.	Charge permanente et vent.	
	Charge permanente seule. kil.	Charge permanente et neige. kil.	Charge permanente et vent. kil.	Charge permanente seule. kil.	Charge permanente et neige. kil.	Charge permanente et vent. kil.				
1	+ 2,770	+ 4,731	+ 2,260	+ 0,844	+ 1,080	+ 2,580	0,418	1,300	0,456	Les barres de treillis comprises entre les sections n° 1 et 2 se dirigeant vers la partie inférieure de l'arc sont comprimées et celles convergeant vers la partie supérieure sont tendues dans les deux cas de charge permanente seule et de neige. Elles sont au contraire tendues et comprimées dans l'hypothèse d'un vent de 120^k par mètre. Les barres de treillis comprises entre les sections n° 2 et 19 convergeant vers la partie inférieure de l'arc sont tendues et celles dirigées vers le haut comprimées pour le cas de charge permanente seule et de vent. Cette même répartition de sens dans les forces existe pour le cas de surcharge de neige entre les sections 2 et 20. Le sens des efforts change de nouveau de direction depuis ces sections jusqu'à la partie pleine.
2	+ 3,124	+ 5,320	+ 2,032	+ 0,544	+ 0,577	+ 2,790	0,228	1,630	1,190	
3	+ 2,395	+ 4,540	+ 1,348	+ 0,747	+ 0,406	+ 3,290	0,763	1,226	1,780	
4	+ 2,120	+ 4,104	+ 0,760	+ 1,120	+ 0,990	+ 4,106	1,460	2,190	3,088	
6	+ 1,365	+ 3,000	— 0,706	+ 1,990	+ 2,290	+ 5,540	1,820	2,510	3,290	
8	— 0,345	+ 0,248	— 3,030	+ 4,201	+ 6,060	+ 8,740	3,940	6,051	5,300	
10	— 2,083	— 2,660	— 5,253	+ 5,005	+ 7,428	+ 8,807	3,949	5,915	4,881	
12	— 3,890	— 5,564	— 7,370	— 5,840	+ 8,922	+ 9,320	4,615	5,365	5,414	
14	— 4,764	— 7,189	— 7,710	+ 4,884	+ 7,550	+ 7,190	3,889	6,182	4,410	
15	— 5,640	— 8,385	— 8,560	+ 5,520	+ 8,624	+ 7,820	4,200	6,842	4,620	
16	— 4,765	— 7,486	— 7,043	+ 4,701	+ 7,439	+ 6,484	4,511	7,183	4,700	
17	— 5,079	— 8,521	— 7,442	+ 5,025	+ 8,251	+ 6,863	2,710	4,170	2,612	
18	— 4,932	— 8,325	— 7,122	+ 4,684	+ 8,072	+ 6,314	1,680	2,245	1,050	
19	— 5,191	— 8,619	— 6,932	+ 4,966	+ 7,947	+ 6,451	0,215	0,290	0,268	
20	— 4,457	— 7,572	— 6,190	+ 4,790	+ 7,748	+ 6,147	0,312	1,405	1,580	
21	— 4,792	— 7,890	— 6,738	+ 4,592	+ 7,218	+ 5,791	1,318	2,580	2,440	
22	— 3,799	— 5,813	— 4,618	+ 4,397	+ 6,606	+ 4,568	2,030	4,350	3,675	
23	— 2,603	— 4,527	— 3,797	+ 4,327	+ 6,580	+ 5,186	2,961	4,871	3,974	
24	— 0,245	— 1,025	— 0,893	+ 3,948	+ 5,900	+ 4,685	4,769	7,646	6,141	

1° Fibres extrêmes extérieures. — Tension :

$$R'' = - (11,52 \times 402\,228) + \frac{330\,337}{116\,060} \text{ soit } - 1^k,787;$$

2° Fibres extrêmes intérieures. — Compression :

$$R' = 3,648 + 2,846 = 6^k,494;$$

3° Effort tranchant maximum : $S = 19,1 \times 129\,751$ soit $2^k,466$.

Cas du vent sans surcharge de neige ni surcharge sur les galeries.

Les caractéristiques de résistance ont pour valeurs :

$$N = 259\,472^k$$

$$T = 104\,213$$

$$\mu = 323\,060,$$

d'où résultent les fatigues ci-après :

1° Fibres extrêmes extérieures. — Tension :

$$R'' = -(11,52 \times 323\,060) + \frac{259\,472}{116\,060} \text{ soit } -1^k,408;$$

2° Fibres extrêmes intérieures. — Compression :

$$R' = 2,932 + 2,235 = + 5^k,167;$$

3° Effort tranchant maximum : $S = 19,1$ T = $1^k,986$.

Surface d'appui.

L'assemblage du pied de la ferme sur le chapeau supérieur du tourillon présente les dispositions indiquées dans la figure 323.

Il est constitué par un simple appui, avec calage de la base de la ferme contre des rainures ménagées sur la face supérieure du chapeau et présentant une surface de butée pour chaque rainure extrême de :

$$10 \times 1200 = 12\,000 \text{ m}^2.$$

Les dispositions figurées ont été adoptées en vue de ne faire naître dans cette partie de la ferme que des fatigues relativement faibles, et cela afin d'augmenter autant que possible l'assurance de très grande sécurité que la construction doit présenter.

Les butées contre les rainures offrent une double garantie. En effet, si on admettait comme possible l'absence de tout frottement entre les surfaces en contact, et si l'on ne comptait que sur une seule butée, les efforts exercés contre cette butée seraient respectivement, pour les trois cas d'épreuves considérés, de :

$$X_1 = 80\,920^k \quad 129\,751^k \quad 104\,213^k.$$

Ce qui, même pour ce cas extrême, ne donnerait pas de compression atteignant plus de 11^k par m^2 , chiffre acceptable pour une si faible hauteur de contact.

Mais la fatigue de cette unique butée est, dans la réalité, bien moins grande, car les compressions qu'elle a à supporter atteignent au plus, dans les trois cas de résistance considérés, en admettant un coefficient de frottement réduit de 0,25 :

$$C_1 = 80\,920^k - \frac{246\,139^k}{4} = 19\,386^k$$

$$C_2 = 129\,751^k - \frac{335\,937^k}{4} = 45\,762^k$$

$$C_3 = 104\,213^k - \frac{265\,072^k}{4} = 37\,945^k$$

ce qui donnerait lieu, en ne considérant qu'une butée, à des compressions par millimètre carré de :

$$R_1 = 1^k,615. \quad R_2 = 3^k,817. \quad R_3 = 3^k,370.$$

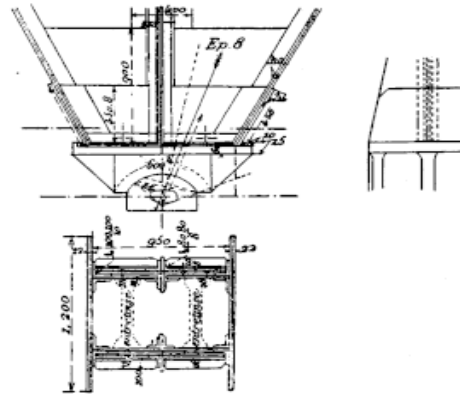


FIG. 323.

Quant à la compression des fibres extrêmes des membrures sur le plateau, voici comment on les détermine. :

L'ordonnée de cette section est : $Y = 0^m,400$.

La résultante des efforts auxquels elle a à résister équivaut à un moment fléchissant, à un effort longitudinal et à un effort tranchant, calculés plus loin; d'où les fatigues définies ci-après :

Charge permanente seule sans surcharge sur les planchers des galeries.

Les caractéristiques de résistance ont pour valeurs :

$$N = 245\,539^k,$$

$$\mu = 80\,920 \times 0,40 = 32\,368^k,$$

d'où les tensions et compressions :

$$1^\circ \text{ Fibres extrêmes extérieures : } R'' = -0,8448 + \frac{245\,539}{298\,000} = -0^k,209;$$

$$2^\circ \text{ Fibres extrêmes intérieures : } R' = 0,8448 + 0,823 = 1^k,668.$$

Surcharge de neige sans surcharge sur les planchers des galeries.

Les caractéristiques de résistance ont pour valeurs :

$$N = 335\,337^k,$$

$$\mu = 129\,751 \times 0,4 = 51\,900^k,$$

d'où les tensions et compressions :

$$1^\circ \text{ Fibres extrêmes extérieures : } R'' = -(51\,900,4 \times 26,1) + \frac{335\,337}{298\,000} \text{ soit } -0^k,229;$$

$$2^\circ \text{ Fibres extrêmes intérieures : } R' = 1,354 + 1,125 = 2^k,479.$$

Action du vent sans surcharge de neige ni surcharge sur les planchers des galeries.

Les caractéristiques de résistance ont pour valeurs :

$$N = 264\,472^k,$$

$$\mu = 104\,213 \times 0,4 = 41\,685^k,$$

d'où résultent les fatigues suivantes :

$$1^\circ \text{ Fibres extrêmes extérieures : } R'' = -(41\,685 \times 26,1) + \frac{264\,472}{298\,000} \text{ soit } -0^k,200;$$

$$2^\circ \text{ Fibres extrêmes intérieures : } R' = 1,0879 + 0,887 = 1^k,975.$$

Les résultats qui précèdent sont représentés graphiquement par la figure 324 :

Le pied de la ferme n'étant qu'appuyé sur le chapeau, les fibres extrêmes extérieures ne peuvent pas résister aux efforts d'extension de $0^k,229$ et de $0^k,200$ donnés par le calcul; il n'y a donc que la partie AB, ne comprenant que les réactions de compression, qui peut équilibrer la composante de Y_1 et du couple. Le simple examen des droites, représentation des réactions verticales et des surfaces subissant ces réactions, fait voir que celles représentant les efforts d'extension sont presque négligeables, comparées à celles qui mesurent l'effort de compression totale; il en résulte que les valeurs extrêmes de ces efforts ne s'en trouvent que fort peu modifiées.

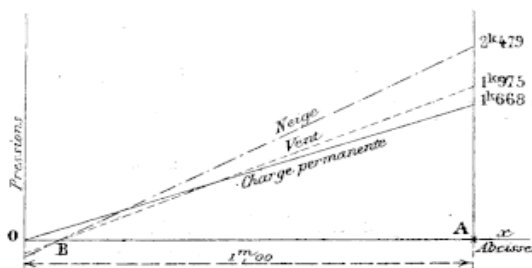


FIG. 324.

Tourillon inférieur.

La figure 325 donne les composantes et résultantes des actions exercées par la face intérieure du chapeau sur le pivot; le contact entre ces pièces est limité, pour chaque cas de surcharge, à l'intersection de la surface cylindrique et d'un plan AC perpendiculaire à chacune des résultantes.

Si on représente par N la composante normale des pressions au contact du chapeau et du tourillon, par S la résultante des forces agissant sur la demi-ferme, et par α l'angle de S avec le rayon AI, on a pour valeurs de ces quantités :

$$\begin{aligned}\alpha &= 90^\circ - (\beta + 25^\circ,42') \\ CA &= 2r \sin \alpha = 2r \cos (\beta + 25^\circ,42') \\ N &= \frac{S}{l \cdot CA} = \frac{S}{2rl \cos (\beta + 25^\circ,42')}.\end{aligned}$$

Ces formules donnent les valeurs suivantes dans chacun des cas examinés ci-après :

Charges permanentes seules.

$$\begin{aligned}S &= 258\,476^k, & \alpha &= 46^\circ,24', \\ \beta &= 17^\circ,54', & \sin \alpha &= 0,7241,\end{aligned}$$

et par suite :

$$\begin{aligned}CA &= 0,50 \times 0,7241 = 0,36205, \\ N &= \frac{258\,476}{1,2 \times 0,36205} = 594\,936^k,\end{aligned}$$

soit $0^k,5949$ par millimètre carré de section.

Surcharge de neige.

$$\begin{aligned}S &= 360\,176^k, & \alpha &= 43^\circ,10', \\ \beta &= 21^\circ,8', & \sin \alpha &= 0,6841,\end{aligned}$$

d'où il résulte que :

$$\begin{aligned}CA &= 0,50 \times 0,6841 = 0,34205, \\ N &= \frac{360\,176}{1,2 \times 0,34205} = 877\,493^k;\end{aligned}$$

soit : $0^k,877$ par millimètre carré de section.

algébrique et le moment par rapport à l'axe du tourillon ont respectivement des valeurs que nous indiquons ci-après en adoptant comme base de nos calculs :

Une longueur développée du degré. . . . $\Delta_s = \frac{3,1416 \times 0,5}{360} = 0^m,00436$
 et un coefficient de frottement. $f = 0,15$.

Charges permanentes seules.

La somme des forces de frottement et leur moment autour de l'axe du tourillon ont respectivement pour expression :

$$\Sigma fNd\omega = 0,15 \times 594\,936 \times 0,00436 \times 46,24 \times 1,20 = 21\,596^k$$

$$\Sigma M_1(fNd\omega) = 21\,596 \times 0,250. = 5\,399.$$

Surcharge de neige.

On trouve pour expressions des mêmes quantités :

$$\Sigma fNd\omega = 0,15 \times 877\,493 \times 0,00436 \times 43^{\circ},10' \times 1,20 = 29\,722^k$$

$$\Sigma M_1(fNd\omega) = 29\,722 \times 0,25. = 7\,431^k.$$

Vent de 120 kilogrammes.

Les quantités qui précèdent ont pour valeurs :

$$\Sigma fNd\omega = 0,15 \times 713\,861 \times 0,00436 \times 42,5 \times 1,2 = 23\,772^k$$

$$\Sigma M_1(fNd\omega) = 23\,772 \times 0,25. = 5\,943^k.$$

Les moments résistants dus à ces compressions, comparés à ceux produits par le vent et la neige, qui représentent chacun des couples de plus de deux millions, sont tellement faibles qu'il n'y a pas lieu de s'en préoccuper et qu'on peut considérer l'appui comme une libre articulation.

Pression exercée par le socle en fonte sur le massif de fondation.

Le tourillon est assemblé dans le sabot inférieur comme l'indique la figure 325; ce sabot repose sur la maçonnerie par l'intermédiaire d'une semelle en plomb de 5 millimètres d'épaisseur, afin de bien répartir la pression sur tous les points. Ces pressions atteignent les valeurs extrêmes indiquées ci-après :

Charges permanentes seules.

La résultante S des forces Q et X, fait avec la verticale un angle de $17^{\circ},49'$ et perce la base à une distance de *oy* égale à : $x_1 = 0,485 \times 0,3215 = 0^m,156$.

Au cas présent on a : $Q_2 = 246\,139 + 5550 = 251\,689^k$,
 $X_2 = 80\,920^k$,
 $S_2 = 233\,804^k$.

Il en résulte des compressions normales sur la base égales à :

$$1^{\circ} \text{ Arête extérieure : } R'' = \frac{2 \times 251\,689}{31\,284} \left[2 - 3 \frac{(0,920 - 0,156)}{1,840} \right] = 12^k,220;$$

$$2^{\circ} \text{ Arête intérieure : } R' = 16,09 - 12,22 = 3^k,870.$$

Surcharge de neige.

La résultante S des forces Q et X_1 qui fait avec la verticale un angle de $20^{\circ},47'$ perce la base à une distance de oy égale à :

$$x_1 = 0,485 \times 0,3796 = 0^m,184.$$

$$\text{Or on a : } Q = 341\,487^k, \quad X_1 = 129\,751^k, \quad S = 365\,225^k,$$

d'où il résulte que les compressions sur la base ont pour valeurs :

$$1^{\circ} \text{ Arête extérieure : } R'' = \frac{2 \times 341\,487}{31\,284} \left(2 - 3 \frac{(0,920 - 0,184)}{1,84} \right) = 17^k,464;$$

$$2^{\circ} \text{ Arête intérieure : } R' = 21,831 - 17,464 = 4^k,367.$$

Action du vent.

La résultante S des forces Q et X_1 , qui fait avec la verticale un angle de $21^{\circ},4'$ perce la base à une distance de oy égale à :

$$x_1 = 0^m,485 \times 0,385 = 0,187.$$

$$\text{On a dans ce cas : } Q = 270\,622^k, \quad X_1 = 104,213^k \\ S = 289,993^k.$$

Les compressions normales sur la base ont pour valeurs :

$$1^{\circ} \text{ Arête extérieure : } R'' = \frac{2 \times 270\,622}{31\,284} \left(2 - 3 \frac{(0,920 - 0,187)}{1,84} \right) = 14^k,014;$$

$$2^{\circ} \text{ Arête intérieure : } R' = 17,301 - 14,014 = 3^k,287.$$

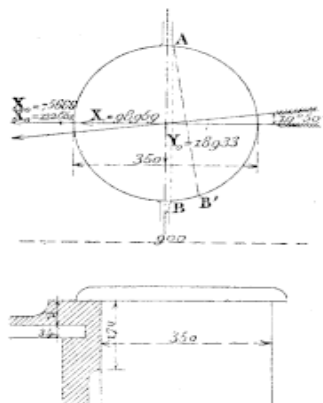


FIG. 326.

Tourillon supérieur.

Les dimensions et dispositions adoptées pour le tourillon supérieur sont figurées dans le croquis 326. Les projections, sur un plan perpendiculaire à la poussée, des surfaces de contact, dans le cas des charges permanentes seules et de la surcharge de neige, ont une valeur commune :

$$S = 0,340 \times 2 \times 0,17 = 0^m,115.600.$$

Dans le cas où l'on considère la réaction due au vent, cette surface se réduit à :

$$S' = 0,340 (\cos 10^{\circ}50') \times 2 \times 0,17 = 0^m,113.519,$$

d'où l'on déduit pour compressions N par unité de surface :

- 1° Dans le cas du poids permanent seul : $N = \frac{75\,666}{0,1136} = 0^k,654$;
 2° Dans le cas de la surcharge de neige : $N = \frac{122\,651}{0,1136} = 1^k,061$;
 3° Dans le cas de l'action du vent : $N = \frac{98\,959}{0,1135} = 0^k,871$.

Rivure des différentes parties de la ferme.

La rivure ne présente une certaine fatigue, d'ailleurs très acceptable, que pour un nombre relativement très faible de barres de treillis, ainsi qu'il résulte de l'exposé ci-après.

Entre les panneaux nos 1 et 11, chaque barre des grands treillis est réunie à la membrure au moyen de dix rivets de 20, ce qui constitue une section totale de rivets d'attache de : $\Omega = 20 \times 314 = 6280^m/m^2$.

1° Dans le cas du poids permanent seul, le plus grand effort longitudinal auquel les barres ont à résister est de 23 802^k. La rivure est donc soumise à une fatigue de :

$$A = \frac{23\,802}{6280} = 3^k,79 ;$$

2° Dans le cas de la surcharge de neige, l'expression qui précède devient :

$$A = \frac{37\,150}{6280} = 5^k,91 ;$$

3° Dans le cas de l'action du vent, la fatigue diminue un peu et n'est plus égale qu'à :

$$A = \frac{30\,656}{6280} = 4^k,88.$$

Entre les panneaux 11 et 16, chaque barre est fixée aux membrures par 11 rivets de 20, présentant pour les deux barres d'attache une section totale de :

$$\Omega = 6908^m/m^2.$$

En considérant les sections 12 et 14 qui sont les plus fatiguées, l'une dans le cas du poids permanent seul, et de l'action du vent, l'autre dans le cas de la surcharge de neige, on trouve pour valeurs des adhérences mises en jeu :

1° Panneau n° 12 :

Poids permanent seul : $A = \frac{31\,882^k}{6908} = 4^k,61 ;$

Action du vent de 120^k : $A = \frac{37\,683^k}{6908} = 5^k,456 ;$

2° Panneau n° 14 ;

Surcharge de neige : $A = \frac{49\,460}{6908} = 7^k,160.$

Pour les panneaux nos 16-17-18-19-20-21, le nombre des rivets est toujours égal à 11, mais leur diamètre est porté à 22 millimètres, ce qui donne pour les deux barres de treillis une section totale de rivets égale à : $\Omega = 8360^m/m^2$.

En considérant la section 16, qui est la plus fatiguée, on trouve, dans les trois cas de surcharges examinés plus haut, les adhérences suivantes mises en jeu dans les rivets qui fixent les barres aux membrures :

$$1^{\circ} \text{ Poids permanent seul : } A = \frac{37\,714}{8360} = 4^{\text{k}},511;$$

$$2^{\circ} \text{ Surcharge de neige : } A = \frac{60\,054}{8360} = 7^{\text{k}},183;$$

$$3^{\circ} \text{ Action du vent : } A = \frac{39\,298}{8360} = 4^{\text{k}},700.$$

La valeur de l'effort tranchant augmentant très rapidement à partir du panneau n° 21, on a doublé la section d'attache des rivets dans les trois derniers panneaux en les fixant aux membrures par la disposition indiquée (fig. 327), dite à fourchette, qui permet de compter pour chaque rivet sur deux sections de serrage. La section totale, dans ce cas, des 11 rivets de 22 qui fixent les deux barres aux membrures, est égale à :

$$\Sigma \omega = 44 \times 380,13 = 16\,725^{\text{m}}/\text{m}^2.$$

Il en résulte dans le panneau 24, qui subit l'action du plus grand effort tranchant, les valeurs suivantes pour l'adhérence mise en jeu :

$$1^{\circ} \text{ Poids permanent seul : } A = \frac{57\,227}{16\,725} = 3^{\text{k}},320;$$

$$2^{\circ} \text{ Surcharge de neige : } A = \frac{91\,760}{16\,725} = 5^{\text{k}},480;$$

$$3^{\circ} \text{ Action du vent : } A = \frac{73\,700}{16\,725} = 4^{\text{k}},405.$$

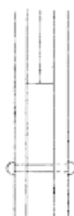


FIG. 327.

INFLUENCE DE LA COURBURE DES MEMBRURES

Lorsque l'on considère la partie isolée de la membrure, on reconnaît que l'effort S calculé dans la section AB (fig. 328 et 329) se transmet dans les autres sections, mais avec addition d'un moment fléchissant μ_n dû à la courbure de la fibre moyenne et dont la valeur, pour la section la plus fatiguée, est égale à :

$$\mu_n = S\rho(1 - \cos \varepsilon).$$

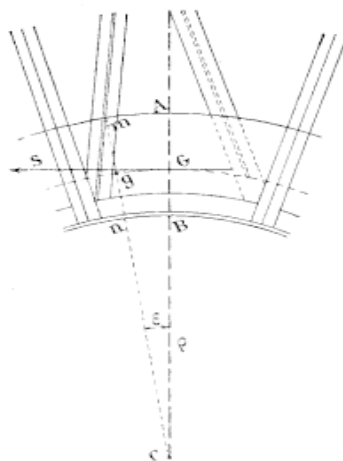


FIG. 328.

Il n'acquiert une certaine valeur que dans la partie où le rayon de courbure est faible et égal à $22^{\text{m}},6973$ pour la face intérieure de la membrure; si on considère la section 18 où S est maximum, c'est-à-dire la membrure pour laquelle cette influence atteint son maximum, on trouve :

$$\mu_n = 682\,000 \times 22,847 (1 - \cos 3^{\circ},16),$$

$\mu_a = 25234^k$, c'est-à-dire que ce couple ajoute aux fibres extrêmes supérieures une compression de :

$$R''_a = 25234 \times 52 \text{ soit } 1^k,312,$$

et diminue les compressions des fibres inférieures de :

$$R'_a = 25234 \times 21,5 \text{ soit } 0^k,542.$$

Les plus grandes fatigues qui, dans la section milieu de la membrure, étaient représentées par une pression uniformément répartie de $8^k,072$ deviennent, dans les sections extrêmes de la partie libre de cette membrure, des compressions de $7^k,384$ pour les fibres A et de $7^k,530$ pour les fibres B.

Il résulte de l'ensemble de ces calculs que, dans le cas des charges permanentes seules, les conditions de résistance sont des plus favorables, puisque les fatigues moléculaires sont partout plus ou moins inférieures à 6^k par millimètre carré.

Avec la surcharge de neige, cas le plus défavorable à la résistance, il existe deux sections pour lesquelles les fatigues des fibres extrêmes atteignent $9^k,384$ et $7^k,530$; mais, comme la charge de neige suppose un temps essentiellement calme et une action statique des charges, cette fatigue momentanée est encore très satisfaisante et parfaitement acceptable.

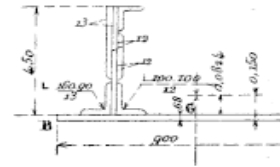


FIG. 329.

PRESSIONS SUR LES ASSISES SUCCESSIVES DES FONDATIONS

L'irrégularité du sous-sol et la condition d'asseoir sur un sol résistant les 40 massifs de maçonnerie supportant les 20 fermes du Palais des Machines expliquent les différents modes d'établissement de ces massifs.

Trois types ont été adoptés :

Le type n° 3 a été appliqué partout où la couche de sable et de gravier conserve une épaisseur d'au moins $3^m,00$ au-dessus de la couche d'argile plastique dont le niveau légèrement ondulé se trouve à des distances du sol variant de $7^m,50$ à $8^m,50$.

Partout où l'épaisseur de cette couche de sable et de gravier est inférieure à $1^m,50$, on a substitué au type n° 3 le type n° 1 dont les fondations reposent sur 27 pieux de $0^m,33$ de diamètre et d'une longueur moyenne de $9^m,00$.

Enfin on a adopté le type n° 2 pour les piles reposant sur une couche de sable et de gravier dont l'épaisseur varie entre $1^m,50$ et $3^m,00$. — Ce type n° 2 diffère du type n° 3 par le nombre des assises de maçonnerie, et par l'épaisseur plus considérable de la couche de béton.

Nous donnons ci-après les calculs de résistance se rapportant aux piles des types n° 1 et n° 3.

Pour tous ces massifs le socle du tourillon est appuyé par l'intermédiaire d'une plaque de plomb de 5 millimètres sur un massif en meulière de : $7^m \times 3,50 \times 3^m,32$.

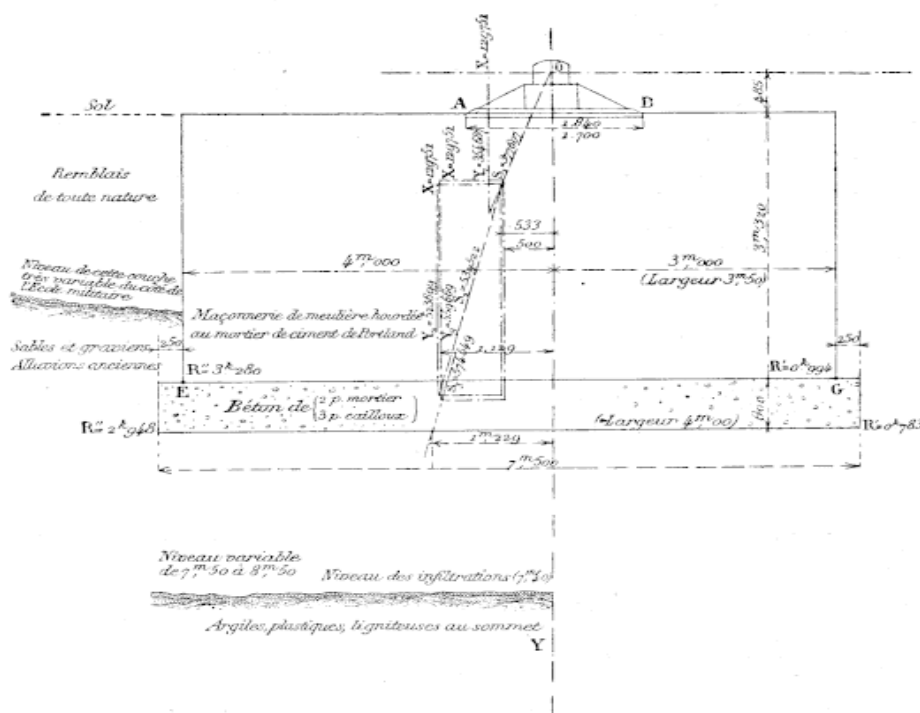
Pression sur le béton.

Type n° 3.

Le sabot est encastré dans un massif de maçonnerie de meulière hourdie au mortier de ciment de Portland de $7^m,00 \times 3^m,5$ sur une hauteur de $3^m,32$ (fig. 330). Le volume de ce massif étant :

$$80^m,50,$$

son poids peut être évalué approximativement à : $80,50 \times 2200^k = 177\,100^k$, appliqué à une distance de $0^m,533$ à partir de la verticale de la rotule.



ÉPURE DES PRESSIONS. — Fondations types n° 3.

Nota. — L'épure n'a été faite que dans le cas de la surcharge de neige.

FIG. 330.

Les compressions par centimètre carré sur les arêtes extérieure et intérieure sont données par le tableau suivant :

CAS CONSIDÉRÉS.	Y	X	Tg β	β	S	x	R'	R''
	kil.	kil.			kil.	m.	kil.	kil.
Poids permanent seul.	433 871	80 920	0,1863	10°,34'	441 374	0,928	2,356	1,486
Surcharge de neige.	323 669	129 731	0,2477	13°,53'	539 322	1,129	3,280	0,994
Action du vent	452 804	104 213	0,2301	12°,58'	464 635	1,089	2,769	0,927

Pression sur le sol.

Le massif de maçonnerie repose sur un lit de béton composé de 2 parties de mortier pour 3 de cailloux. La surface d'appui du béton sur le sol est :

$$7^{\text{m}},50 \times 4^{\text{m}},00 = 30^{\text{m}^2};$$

son volume : $V = 30^{\text{m}^2} \times 0^{\text{m}},60 = 18^{\text{m}^3};$

et son poids peut être évalué approximativement à : $18 \times 2000^{\text{k}} = 36\,000^{\text{k}},$ appliqué à une distance de la verticale de la rotule égale à $0^{\text{m}},500.$

Les compressions sur le sol, aux arêtes extérieure et intérieure du massif de béton sont données dans le tableau suivant, dans les trois cas de surcharges considérés :

CAS CONSIDÉRÉS.	Y	X	Tg β	β	S	x	R''	R'
	kil.	kil.			kil.	m.	kil.	kil.
Poids permanent seul. . .	469 871	80 920	0,1722	9°,46'	476 784	0,998	2,190	0,942
Surcharge de neige. . . .	339 669	129 731	0,2318	13°,3'	574 549	1,229	2,948	0,783
Action du vent.	488 804	104 213	0,2132	12°,2'	499 800	1,172	2,409	0,830

Type n° 1.**Pression sur le béton.**

Le type n° 1 comporte un massif de maçonnerie de meulière $7^{\text{m}} \times 3^{\text{m}},5 \times 3^{\text{m}},32,$ comme le type n° 3; seulement ce massif repose sur le béton par l'intermédiaire d'une deuxième assise également en maçonnerie de meulière hourdée au mortier de ciment de Portland (fig. 331).

La surface d'appui de ce massif sur le béton a pour valeur :

$$7^{\text{m}},9 \times 4^{\text{m}} = 31^{\text{m}^2},6000;$$

le volume a pour valeur : $V = 31^{\text{m}^2},6 \times 2^{\text{m}} = 63^{\text{m}^3},2,$

et son poids, approximativement évalué : $63,2 \times 2200^{\text{k}} = 139\,040^{\text{k}},$ est appliqué à une distance de l'axe vertical de la rotule égale à $0^{\text{m}},950.$

Les efforts de compression sur le béton à l'aplomb des arêtes extérieure et intérieure du massif de maçonnerie sont, dans les trois cas de surcharge considérés consignés dans le tableau suivant :

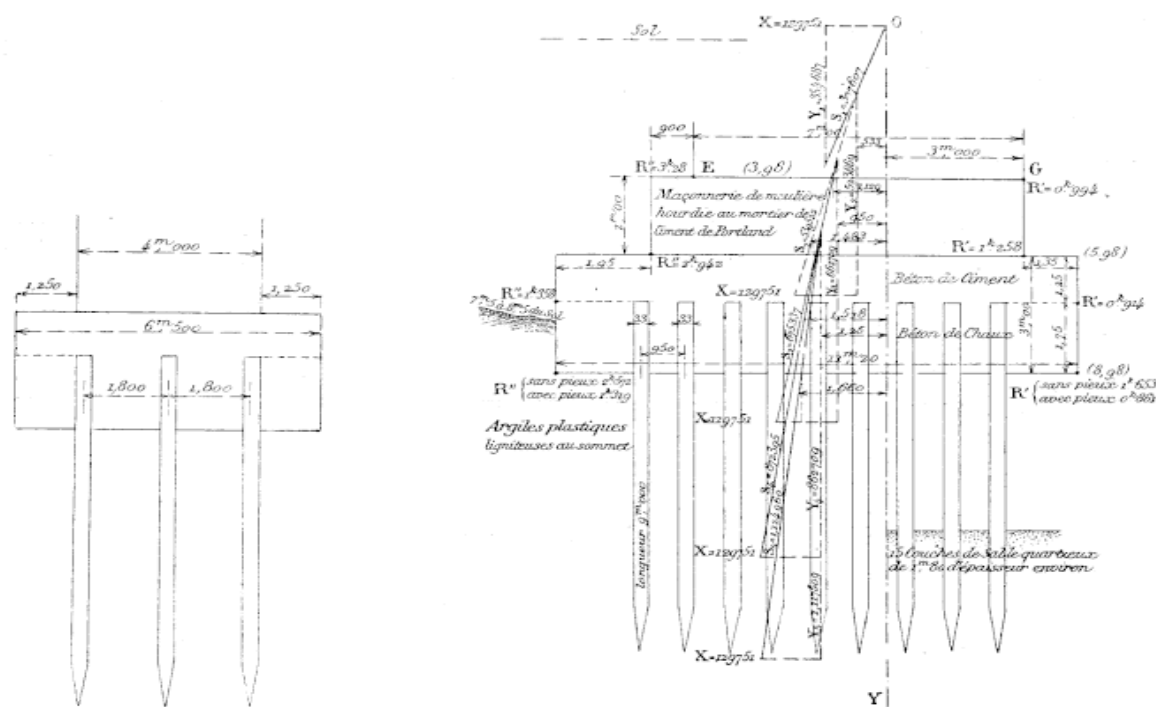
CAS CONSIDÉRÉS.	Y	X	Tg β	β	S	x	R''	R'
	kil.	kil.			kil.	m.	kil.	kil.
Poids permanent seul. . .	372 911	80 920	0,1412	8°,2'	378 639	1,216	2,173	1,133
Surcharge de neige. . . .	662 709	129 731	0,1937	11°,4'	673 337	1,483	2,942	1,258
Action du vent.	391 844	104 213	0,1761	9°,39'	600 978	1,403	2,520	1,226

Pression dans le béton au droit de la section des têtes des pieux.

Le massif de maçonnerie repose sur un lit de béton de ciment. La surface d'appui de ce lit de béton est : $11^m,2 \times 6^m,50 = 72^m^2,80$;

son volume : $V = 72^m^2,8 \times 1^m,25 = 91^m^3$,

et son poids, approximativement évalué à $91 \times 2200^k = 200\,000^k$,
est appliqué à $1^m,25$ de la verticale de la rotule.



ÉPURE DES PRESSIONS. — Fondations type n° 3.

Nota. — On n'a représenté sur l'épure que le cas de la surcharge de neige.

FIG. 331.

Les efforts de compression aux arêtes extérieure et intérieure dans les différents cas de surcharge considérés sont consignés dans le tableau suivant :

CAS CONSIDÉRÉS.	Y	X	Tg β	β	S	x	R''	R'
	kil.	kil.			kil.	m.	kil.	kil.
Poids permanent seul.	772 944	80 920	0,10 443	5°, 58'	777 425	4,336	4,123	4
Surcharge de neige	862 709	429 731	0,1504	8°, 33'	872 393	4,518	4,358	0,914
Action du vent	791 844	404 213	0,1320	7°, 34'	798 627	4,532	4,25	0,925

Pression sur le sol.

Le massif de béton de ciment repose sur un massif de béton de chaux dans lequel sont encastrés 27 pieux de 0^m,33 de diamètre et de 9 mètres de longueur.

Nous considérons d'abord la pression reportée sur le sol comme si les pieux n'existaient pas; nous examinerons ensuite l'effet de l'intervention des pieux et la diminution de pression qui en résulte sur le sol.

La surface d'appui du massif de béton de chaux sur le sol est :

$$\Omega = 11^m,2 \times 6^m,5 = 72^m,80;$$

le volume :

$$V = 72^m,8 \times 1^m,75 = 127^m,40,$$

et son poids, approximativement évalué : $127,40 \times 2\,000^k = 254\,800^k$.

Les efforts de compression transmis au sol sur les arêtes intérieure et extérieure de ce massif, dans les différents cas de surcharges considérés plus haut, sont consignés dans le tableau suivant :

CAS CONSIDÉRÉS.	Y	X	Tg β	β	S	x	R''	R'
	kil.	kil.				m.	kil.	kil.
Poids permanent seul. . .	1 027 711	80 920	0,07875	4°30'	103 0650	1,469	2,178	1,711
Surcharge de neige. . .	1 117 509	129 751	0,1161	6°37'	112 4960	1,660	2,572	1,653
Action du vent.	1 046 644	104 213	0,09982	5°42'	103 1650	1,640	2,400	1,562

On voit, d'après le tableau précédent, que, si l'on fait abstraction des pieux, la pression maximum que supporte le sol sous l'influence des charges considérées n'atteint pas 2^k,6 par centimètre carré.

Mais les pieux agissent soit par frottement tout le long de leur encastrement dans le béton de chaux, soit par compression sur leur tête, et l'on peut admettre que chacun d'eux donne une réaction verticale dirigée de bas en haut et égale à 12 000 kil.

La réaction totale, puisque les pieux sont au nombre de 27, sera donc :

$$27 \times 12\,000^k = 324\,000 \text{ kil.},$$

et cette résultante est appliquée à une distance de la verticale de la rotule égale à 1^m,25.

Le tableau suivant donne dans ces conditions les compressions sur le terrain à l'aplomb des arêtes extérieure et intérieure dans les différents cas de surcharges déjà considérées plus haut.

CAS CONSIDÉRÉS.	Y	X	Tg β	β	S	x	R''	R'
	kil.	kil.			m.	kil.	kil.	kil.
Poids permanent seul. . .	703 711	80 920	0,11495	6°33'	708 337	1,571	1,420	0,814
Surcharge de neige.	793 509	129 751	0,1633	9°17'	804 030	1,628	1,319	0,861
Action du vent.	722 644	104 213	0,1443	8°13'	730 074	1,814	1,300	0,686

On voit immédiatement à la simple inspection de ce tableau que la plus grande compression du sol n'atteint pas 1^k,4 par centimètre carré¹.

1. Les calculs qui précèdent, dus à l'éminent ingénieur en chef du contrôle des constructions

Montage. — Le montage de la grande nef du Palais des Machines a été commencé dans les premiers jours du mois d'avril 1888 et terminé dans les derniers jours de septembre de la même année. Il a été effectué par la Compagnie de Fives-Lille et par la Société des anciens établissements Cail, qui s'étaient rendues adjudicatrices, le 25 avril 1887, chacune pour moitié, de la construction de la grande nef.

La Compagnie de Fives-Lille a monté les fermes comprises entre le petit axe du Palais et l'avenue de La Bourdonnais, la Société Cail celles comprises entre le petit axe et l'avenue de Suffren. Le montage a commencé par les fermes immédiatement voisines de l'axe pour se terminer par les fermes de tête situées sur les deux avenues.

Les méthodes de levage employées par ces deux entrepreneurs diffèrent absolument et comme principe et comme détail, tout en donnant des résultats sensiblement équivalents. La Compagnie de Fives-Lille levait la ferme par grandes masses, pesant jusqu'à 48 tonnes, au moyen de trois échafaudages indépendants. La Société Cail la construisait par fragments, pesant 3 tonnes au plus, à l'aide d'un seul échafaudage.

Les différentes pièces des fermes expédiées des ateliers étaient amenées sur le chantier, par wagons, au moyen du réseau de voies ferrées de l'Exposition. Deux grues de déchargement servaient à placer sur des vagonnets de manœuvre les pièces amenées par chemin de fer et deux autres grues déchargeaient les pièces moins importantes arrivant par voitures. Un certain nombre de plaques tournantes et de voies transversales complétaient ces moyens de communication.

SYSTÈME FIVES-LILLE. — Dans le système de la Compagnie de Fives-Lille (Série H, Pl. 25-26), la ferme était divisée en quatre tronçons, deux pieds-droits et deux arbalétriers, dont les éléments

métalliques, M. Contamin, sont ceux qui ont servi à établir l'ossature du Palais des Machines. Mais au cours de l'exécution, plusieurs modifications peu importantes ont été reconnues nécessaires. On les trouvera facilement en comparant les croquis intercalés dans le texte avec les épures données dans les Planches 1 à 16, Série I et 1, Série H.

étaient assemblés et rivés sur le sol même du chantier. La construction d'une ferme exigeait 32 000 rivures, non compris celles des pannes et autres pièces de la travée; on en exécutait 19 500 aux ateliers, 10 300 sur le sol du chantier et 2 100 dans les échafaudages. Ceux-ci étaient constitués par un pylône central et deux échafaudages latéraux symétriques cubant environ 900 stères de bois.

Le pylône central avait 22 mètres de longueur, 19 mètres de largeur et 44 mètres de hauteur, non compris les charpentes accessoires. Il se trouvait compris entre les aplombs de deux fermes consécutives, chaque travée ayant une largeur de 21^m,50. Le plancher supérieur, à gradins, suivait à peu près l'inclinaison des arbalétriers des fermes. Un contre-fort très robuste, et entretoisé solidement, était placé dans l'axe du pylône et supportait le principal effort de deux poulies de levage placées à la partie supérieure de l'échafaudage. Deux treuils à double tambour cannelé, installés sur un plancher établi sur les basses moises de l'échafaudage, commandent ces poulies. Deux autres treuils plus petits étaient placés sur un plancher de service immédiatement au-dessous du plancher supérieur; un escalier en bois desservait les diverses plates-formes.

Le pylône central était monté sur 18 galets de 0^m,80 de diamètre roulant sur quatre cours de rails dans le sens du grand axe du Palais. Ces rails, du type Vignole, étaient fixés longitudinalement sur des pièces de bois de 0^m,40 de largeur et de 0^m,15 d'épaisseur qu'on reportait, à chaque déplacement, en avant du pylône vers la travée suivante.

Les deux échafaudages latéraux étaient absolument symétriques. Chacun d'eux se composait de trois parties, savoir : un échafaudage principal de même longueur que le pylône central et deux pylônes secondaires. L'échafaudage principal était, comme le pylône central, limité par deux fermes consécutives et portait comme lui un plancher supérieur à gradins suivant à peu près la courbure de l'arc métallique. Les deux échafaudages secondaires

étaient reliés à l'échafaudage principal par des moises et contre-fiches placées à diverses hauteurs, mais laissant libres deux échantures par lesquelles pouvaient passer deux fermes consécutives. Ces deux échafaudages étaient d'inégale hauteur. Ils avaient tous deux, à leur partie supérieure, une plate-forme de service dépassant d'environ 3 mètres en encorbellement le nu de la façade latérale du Palais, et portant des rails sur lesquels roulaient deux appareils de levage servant à monter la sablière basse, l'arc, le chéneau et les pannes de la travée.

Le plus élevé de ces échafaudages servait en outre à monter les pièces de raccordement des grands tronçons des fermes et, conjointement avec le pylône central, à lever ces grands tronçons; il était muni à cet effet, à sa partie supérieure, d'une poulie de levage, commandée par un treuil identique à ceux du pylône central.

Il ne résultait de cette inégalité de hauteur entre les deux échafaudages aucun inconvénient lors de leur déplacement, puisque le plus élevé se trouvait toujours en avant de la ferme qu'on venait d'achever et que l'autre était assez bas pour passer sous la ferme précédente.

Pour passer d'une travée à une autre, le pylône central se déplaçait dans le sens du grand axe du Palais au moyen des galets et des rails dont il a été parlé plus haut.

Quant aux deux groupes d'échafaudages latéraux, on leur faisait subir simultanément un triple déplacement.

Chacun d'eux se rapprochait d'abord de 17 mètres environ du grand axe du Palais perpendiculairement à ce grand axe, puis subissait un mouvement parallèle à ce même grand axe d'une amplitude de 21^m,50, égale à la largeur d'une travée, et revenait enfin à son alignement primitif par un troisième mouvement parallèle au premier, mais en sens inverse. Le roulement s'effectuait sur trois réseaux de rails au moyen de galets de 0^m,80 de diamètre, dont une partie servait pour le premier et le troisième mouvement, et l'autre partie pour le deuxième. Pour que l'échafaudage pût porter alternativement sur les uns et sur les autres, ces galets étaient disposés

de telle sorte qu'on élevait ou abaissait à volonté la hauteur de leur axe ; le premier résultat s'obtenait en plaçant des coussinets en fonte au-dessus des tourillons, le second en enlevant ces coussinets et en suspendant les galets dans leurs chapes au moyen d'une clavette. Pour ces manœuvres, l'échafaudage était soulevé au moyen d'une batterie de vérins hydrauliques.

Le mouvement de translation s'effectuait à l'aide de deux câbles parallèles attachés à des pieux et commandés par deux treuils.

Bien qu'il fût nécessaire de caler avec beaucoup de soin les réseaux entrecroisés de rails et de démonter préalablement les pièces de charpente accessoires dépassant le profil des fermes, le déplacement des trois échafaudages ne demandait pas plus de deux jours. Cette opération difficile n'a jamais causé d'accident.

Pour opérer le montage de la ferme, on commençait par fixer sur les fondations, à l'aide des boulons d'ancrage, les plaques de fonte formant l'assise métallique, après avoir préalablement étendu des feuilles de plomb de 5 millimètres sur l'enduit de ciment qui constituait l'arase de la maçonnerie.

Les morceaux d'articulation des pieds et des têtes, les membrures d'extrados et d'intrados, les montants et les treillis avec leurs accessoires, amenés par wagons, étaient déchargés au droit de chaque pile de fondation. On procédait, au moyen d'une petite grue roulante placée à cheval sur les deux tronçons d'une demi-ferme, au montage et au rivetage des quatre parties composant la ferme. Le pied-droit et l'arbalétrier étaient couchés parallèlement sur le sol. On pouvait, de cette façon, monter à l'avance autant d'éléments de ferme que l'on voulait.

Lorsqu'après l'achèvement d'une travée, le pylône central avait été déplacé et que les échafaudages latéraux avaient été conduits à leur deuxième position, on amenait à travers les charpentes, à l'aplomb des poulies de montage du pylône central, les arbalétriers qu'on avait placés préalablement sur des wagonnets de service, et on ripait les pieds-droits, juste en face des rotules. Quand les échafaudages latéraux reprenaient leur alignement primitif, les

deux pieds-droits et les deux arbalétriers se trouvaient ainsi à pied d'œuvre et prêts à être levés.

La forme en trapèze de la partie inférieure des fermes rendait difficile le levage des pieds-droits. Il était, en effet, impossible de faire pivoter le pied directement autour du coussinet d'articulation. On le faisait basculer autour d'un axe auxiliaire formé par un cylindre d'acier de 12 centimètres portant sur deux demi-coussinets, dont l'un était fixé provisoirement à la ferme et l'autre portait sur une solide pièce de chêne couchée sur le sol. A partir du moment où le coussinet prenait contact avec la rotule, la rotation s'effectuait sur la rotule même.

La traction s'exerçait à l'aide de câbles et de poulies mouflées dont les unes étaient fixées sur l'échafaudage latéral et les autres attachées au pied-droit au moyen de palonniers et de bielles en fer forgé; elle s'exerçait toujours normalement à l'axe de rotation, les différentes pièces de l'attelage étant disposées de manière à pouvoir osciller dans deux sens perpendiculaires. Le câble du palan principal s'enroulait sur le treuil du pylône central, et le point d'attache de ce palan sur l'échafaudage latéral était haubanné par un câble d'acier en sens inverse de la traction. Deux autres haubans qu'on laissait mollir au fur et à mesure du levage empêchaient le pied-droit de s'écarter de son plan de rotation. Enfin on faisait agir, mais au début de l'opération seulement, un second palan mu par le treuil supplémentaire.

Un pied-droit pesait 48 tonnes. Il fallait une équipe de 16 hommes travaillant 3 heures pour le lever. L'opération s'est toujours faite avec une grande régularité.

Une fois les deux pieds-droits levés et calés sur les échafaudages latéraux, on levait, au moyen des grues roulantes des plates-formes supérieures, les pièces de membrures et les treillis formant le raccordement entre les grands tronçons. Pendant ce temps, on amarrait les arbalétriers, préalablement amenés, comme il a été dit plus haut, au pied du pylône central.

Chaque tronçon était saisi à ses deux extrémités par des câbles

et des poulies mouflées analogues à ceux qui servaient pour les pieds-droits. Il était ainsi soutenu par six brins de câbles de 75 millimètres de diamètre, essayés chacun à 40 tonnes, et, comme chaque pièce pesait 38 tonnes, la sécurité était assurée.

Au début de la manœuvre, on donnait à l'arbalétrier une position inclinée, puis on le levait parallèlement à lui-même, jusqu'à ce que sa tête atteignît le niveau de l'articulation supérieure. L'inclinaison de la poutre, à ce moment, était plus grande que celle de la partie correspondante de la ferme précédemment montée, et sa tête était écartée d'environ 2 mètres de l'axe de l'articulation. Pour l'amener à sa position définitive, on arrêta l'un des treuils et on continuait le levage avec l'autre. La tête de la poutre tendait à se rapprocher de l'axe; on facilitait ce rapprochement en y amarrant un palan secondaire, mû par un treuil placé dans la partie supérieure du pylône. Pendant cette période de levage, on agissait un peu sur le treuil d'en bas, de façon à enrrouler ou dérouler le câble, jusqu'à ce que le coussinet de la tête enserrât rigoureusement le tourillon de l'articulation supérieure. Le levage de l'autre arbalétrier se faisait en même temps, et, lorsque le contact parfait était obtenu, on boulonnait immédiatement le collier qui réunissait les deux coussinets supérieurs de la ferme. Pendant ce temps, on brochait et on boulonnait les points de jonction des arbalétriers avec les pieds-droits, puis les riveurs achevaient les parties de raccordement.

Le levage des arbalétriers exigeait cinq heures de travail, et on y employait 80 hommes, savoir : quatre équipes de 16 hommes aux quatre grands treuils, et deux équipes de 8 hommes, charpentiers et monteurs, pour les raccords. Les deux équipes de 5 hommes, nécessaires à la manœuvre des treuils supérieurs, étaient détachées des équipes des treuils du bas au moment de la jonction. L'opération s'est toujours effectuée avec une parfaite régularité.

Les pannes étaient levées au moyen des deux petites grues mobiles dont il a été parlé plus haut, placées sur les plates-formes des échafaudages latéraux. Après avoir, à l'aide de ces grues, levé

la sablière basse, l'arceau et le chéneau reliant deux fermes consécutives, on levait successivement les quatrième, troisième et deuxième pannes de la travée. Les extrémités supérieures avaient été préalablement munies de flasques en tôle et de galets pouvant rouler sur l'extrados des fermes. On assemblait les trois pannes et leurs six chevrons sur les gradins du plancher de l'échafaudage, puis on amenait tout le système à sa position définitive, en le faisant rouler au moyen de deux treuils placés sur le pylône central. L'écartement des galets était obtenu par des tirants en fer rond, de la longueur des chevrons.

Une fois le système en place, les galets étaient enlevés et les flasques descendues à l'aide de vérins disposés sur des chevalets en charpente. Les pannes venaient alors porter sur des goussets rivés à la ferme, et sur lesquels on les boulonnait.

La première et la cinquième pannes étaient montées directement sur les pylônes, et leur pose, ainsi que celle des chevrons intermédiaires, ne présentait pas de difficulté.

Le montage des petites pannes et fers à vitrage s'effectuait ensuite, au moyen d'échafaudages volants et de planches mobiles pendant le transport des échafaudages à la travée suivante.

La même série de manœuvres se répétait pour chacune des fermes. Le levage de la première ferme, près de l'axe transversal du Palais, a été opéré de la même manière, mais sur la face opposée du pylône central et des échafaudages latéraux.

Cette première ferme a été levée le 20 avril 1888.

Il y avait en moyenne 250 ouvriers journellement sur le chantier. Il a fallu cinquante jours pour monter les trois premières travées en raison de la nécessité de mettre bien au courant les chefs d'équipe et les ouvriers; dix jours en moyenne ont suffi pour chacune des autres travées.

SYSTÈME CAIL. — La Société des anciens établissements Cail montait la ferme par petits fragments et opérait le rivetage directement sur un échafaudage unique (Série H, Pl. 23-24). Sur les 32000 rivures que nécessitait la réunion des éléments constitu-

tifs de la ferme, on en exécutait 4 000 seulement aux ateliers, 8 000 sur le sol du chantier et 20 000 sur l'échafaudage. Celui-ci se composait de cinq grands pylônes, de 16, 18 et 20 mètres de longueur sur 8 mètres de largeur, reliés à environ 10 mètres du sol par une série de moises et réunis à leur partie supérieure par deux planchers continus en madriers.

L'un des deux planchers suivait la courbure de l'arc métallique; l'autre, établi à une hauteur de 35 mètres, était horizontal et coupait le premier en deux points symétriques par rapport à l'axe.

Sur ce second plancher étaient établis deux rails espacés de 2^m,50 dont les traverses étaient boulonnées avec les solives de l'échafaudage et sur lesquels roulaient deux grues en fer construites spécialement pour le montage des fermes.

Chacune de ces grues se composait essentiellement d'un pylône en fer de 12 mètres de hauteur monté sur quatre galets. A la partie supérieure de ce pylône était fixé en porte à faux un caisson en tôle formé de deux poutres jumelles. Ces poutres portaient des rails sur lesquels pouvait se déplacer, perpendiculairement à la ferme, un petit treuil roulant; elles étaient reliées à leurs extrémités, mais elles laissaient entre elles une longue fenêtre libre de tout obstacle qui permettait aux chaînes du treuil de transporter sans arrêt un fardeau d'une extrémité à l'autre du caisson.

Pour éviter tout déversement du système, la seconde poutre était suspendue en son milieu par un système d'équerres en tôle et de tirants dégageant le passage du treuil employé à la manœuvre; le châssis inférieur sur lequel étaient fixés les galets s'étendait du côté du caisson en porte à faux. Une échelle conduisant à un plancher de service entouré de garde-fous complétait l'appareil.

Au moment du levage des pièces, on reliait le châssis inférieur aux rails par des brides en fer et on amarrait le pylône au sol par des haubans en fil d'acier, tendus par de petits palans.

Le pylône était assez haut pour desservir le point le plus élevé de la ferme, et le caisson assez long pour dépasser la plate-forme de roulement. De cette façon, à l'aide des deux mouvements per-

pendiculaires de la grue et du treuil qu'elle portait, on pouvait saisir les pièces au pied de l'échafaudage et les amener aux points précis de montage.

Les cinq grands pylônes en charpente étaient supportés chacun par douze galets de 0^m,60 roulant, parallèlement au grand axe du Palais, sur des rails de 0^m,12 fixés sur des traverses espacées d'environ 70 centimètres et nivelées avec soin préalablement au déplacement de l'échafaudage. Pour passer d'une travée à l'autre, on opérait la traction des cinq pylônes au moyen de cinq treuils à double tambour cannelé établis sur les basses moises de l'échafaudage et de cordages de 60 millimètres de diamètre. Ces cordages attachés au centre de l'échafaudage passaient sur des poulies fixes placées à une certaine distance et revenaient s'enrouler sur les treuils.

L'ensemble des charpentes présentant un front de 102 mètres, son déplacement nécessitait de grandes précautions. Chacun des pylônes portait, à cet effet, sur l'une des pièces inférieures de la charpente, un fil à plomb rasant de sa pointe un des deux rails sur lesquels roulait le pylône, et sur ce rail on avait tracé, avant tout mouvement, une série de traits de repère distants de 0^m,50 les uns des autres. Le chef d'équipe qui, sur chaque pylône, commandait la manœuvre du treuil, arrêtait la traction dès que le trait de repère était atteint. De la sorte une pose de quelques secondes à chaque repère permettait de corriger les inégalités de vitesse des différentes équipes des treuils et d'assurer à chacun des cinq pylônes un degré d'avancement rigoureusement égal.

Pour déplacer l'échafaudage d'une travée à l'autre, soit de 21^m,50, il ne fallait qu'une heure et demie au maximum.

Deux grandes grues en charpente, d'un système analogue à celui des petites grues en fer de la plate-forme supérieure de l'échafaudage, complétaient l'ensemble des appareils de levage. Elles roulaient sur 6 galets parallèlement au grand échafaudage et étaient munies d'un caisson en porte à faux de 18 mètres de longueur avec treuil roulant dans un sens perpendiculaire à celui de leur déplacement.

Le volume total de ces charpentes et du grand échafaudage était d'environ 700 mètres cubes.

Pour opérer le montage de la ferme, on boulonnait et on réglait d'abord sur chaque pile de fondation les sabots en fonte et les rotules, puis on procédait au levage des pieds-droits. Cette dernière opération s'effectuait à l'aide des deux grandes grues en charpente. On entourait chaque pile d'un petit échafaudage formé de quatre sapines portant deux à deux des traverses horizontales équidistantes, sur lesquelles pouvaient être, à toute hauteur, établis des planchers volants. Les pièces de fer, arrivant par wagonnets, étaient saisies directement par les treuils et amenées au-dessus de la rotule. Les riveurs suivaient les monteurs au fur et à mesure de l'avancement du travail. Le levage se continuait ainsi jusqu'au-dessus du tympan portant chéneau.

A partir de ce moment, les deux grues passaient à la ferme suivante et commençaient le montage de deux autres pieds-droits; pendant ce temps, le montage de la ferme qu'elles venaient de quitter était continué par les deux petites grues en fer du grand échafaudage, qui levaient toutes les pièces des membrures et des treillis et les amenaient à leurs places définitives où elles étaient brochées et boulonnées. Les deux demi-arcs se continuaient ainsi progressivement jusqu'à l'articulation supérieure.

La semelle d'intrados était calée de distance en distance par des couples de vérins à vis, au nombre de 32 pour toute la ferme. Afin de laisser un peu de jeu à l'articulation, on maintenait la ferme dans une position un peu plus élevée que celle qu'elle devait occuper; puis, le rivetage terminé, on la décalait; elle prenait son assiette définitive et on boulonnait alors le collier d'articulation.

Pendant que le rivetage s'opérait, les grues en fer levaient successivement les pannes, en commençant par les plus basses, de manière à relier constamment la ferme que l'on était en train de monter avec le reste de l'édifice; puis elles amenaient les fers de la ferme suivante sur le plancher horizontal de l'échafaudage, où

elles les reprenaient lorsque celui-ci avait effectué son déplacement.

La sablière basse était levée lorsque le pied-droit était assez avancé pour la recevoir. Quant aux arcs et chéneaux des façades latérales, ils étaient mis en place à l'aide de chèvres de 20 mètres d'élévation.

Les pannes étaient rivées et amenées directement à pied d'œuvre au-dessous de l'emplacement qu'elles devaient occuper. Avant de transporter l'échafaudage, on avait rivé les goussets d'attente sur la ferme terminée, et on avait établi au droit de chacun d'eux une petite bigue en charpente. L'une des extrémités de la panne à lever était alors saisie par un cordage passant dans la poulie de la bigue et venant s'enrouler sur un treuil placé sur le sol; l'autre extrémité était fixée à la chaîne d'une des grues mobiles en fer. Pour faire échapper à la panne la saillie de la semelle d'intrados, on lui faisait prendre une position oblique en déplaçant la grue roulante et, une fois le revêtement fait, on la ramenait perpendiculairement à la ferme en roulant la grue en sens inverse; la bigue, pendant cette manœuvre, n'avait pas bougé. On rivait alors la panne du côté de l'échafaudage et on la boulonnait du côté de la ferme terminée. Au moment de son passage, on échancrait le plancher de l'échafaudage en déplaçant quelques madriers.

Le levage des chevrons s'exécutait d'une manière analogue. Chaque panne avait été armée à terre de six écoperches couplées au droit des cornières d'assemblage des chevrons. Ces pièces portaient des poulies sur lesquelles passaient des cordes actionnées par des treuils placés au niveau du sol. Le revêtement s'effectuait en faisant prendre au chevron une position légèrement oblique dans le plan vertical du montage. C'étaient des charpentiers qui exécutaient ce travail, en raison de l'adresse qu'il fallait déployer à une aussi grande hauteur. Lorsque l'ossature était terminée, on posait les petites pannes et les fers de vitrage au moyen d'échafaudages volants.

Le montage des fermes s'est constamment poursuivi sur deux

fermes à la fois; pendant qu'on en terminait une, on montait les pieds-droits de la suivante.

Il y avait en moyenne 215 ouvriers journallement sur le chantier.

La première ferme a été terminée le 24 mai 1888.

On a mis de treize à douze jours pour monter chacune des quatre premières travées; dix jours en moyenne ont suffi pour les travées suivantes.

Le montage des fermes du Palais des Machines a été l'une des opérations les plus grandioses et les plus intéressantes des chantiers de l'Exposition de 1889. Aucune fausse manœuvre ne s'est produite et le délai d'exécution, ainsi que nous l'avons dit précédemment, n'a pas dépassé six mois. Toutefois, si l'habileté des entrepreneurs, si la science et l'expérience de la Direction des travaux ont été à la hauteur de l'œuvre, les difficultés n'en ont pas moins été considérables. Le système des fermes à articulation, si commode pour le calcul, si ingénieux dans son principe, offre toute garantie lorsque l'édifice forme un ensemble complet; mais les éléments qui le constituent ont l'inconvénient d'être instables, lorsqu'ils sont isolés. Aussi les deux premières fermes exigèrent-elles beaucoup de soins et de prudence pour être maintenues dans leurs plans jusqu'à ce qu'elles fussent entretoisées et contreventées. Le 17 mai 1888, un léger mouvement de déplacement des deux premières fermes, qui venaient d'être terminées et qui étaient reliées entre elles seulement par leurs pannes, se produisit dans le sens de l'axe de la grande nef; ce mouvement ne dépassa pas quelques centimètres au faitage et fut arrêté de suite. La grande surface d'appui des échafaudages l'empêcha de prendre une extension qui eût pu devenir dangereuse. On maintint alors le système des deux premières fermes par des haubans en câble d'acier jusqu'à ce que les deux fermes suivantes fussent complètement contreventées. A partir de ce moment les trois travées centrales du Palais présentèrent une rigidité parfaite et l'opération put se terminer sans encombre jusques et y compris les fermes des pignons Suffren et La Bourdonnais.

Poids et prix unitaires. — La grande nef couvrait à elle seule une surface de 48 119 mètres carrés et occupait un volume de 1 738 684 mètres cubes. Son poids, non compris les verrières et les tribunes, est de 7 713 852 kilogrammes; chaque travée de pannes, chevrons et fers à vitrage pesait 118 860 kilogr.; chaque ferme courante pesait 206 200 kilogr., et chaque ferme de tête 250 607 kilogr.

Le poids des pièces (sablière, chéneau et arcade) formant la paroi verticale d'une travée était de 48 595 kilogr.

Il résulte de ces chiffres qu'au mode de construction adopté répondent :

1° Un poids au mètre carré couvert de 160 kilogr.; 2° un poids au mètre cube abrité de 4^{kil},436.

Le prix moyen du kilogr. a été de 0 fr. 475.

Le prix du mètre carré couvert ressort ainsi à 76 fr. 15 et celui du mètre cube abrité à 2 fr. 10.

PIGNONS ET TRIBUNES. — La construction métallique des pignons comportait l'exécution d'une haute poutre à treillis, ayant une longueur égale à la portée des fermes, et de contreforts perpendiculaires à cette poutre.

En outre, sur l'avenue de La Bourdonnais, un grand arc accentuait le motif décoratif composé de vitraux rayonnant représentant les écussons des principales puissances; ce motif était limité par les deux premiers contreforts s'élevant de chaque côté de l'axe de la façade.

La pose de cette ossature, ainsi que celle des deux minarets en tôle ornée qui accompagnent les pieds-droits de la grande ferme, sur la façade de l'avenue de La Bourdonnais, n'a donné lieu à aucun incident qu'il y ait lieu de noter.

Les tribunes, qui complétaient la circulation au premier étage et qui avaient une superficie de 3 932 mètres carrés, ont été construites en même temps que les pignons, auxquels elles étaient reliées. Leur construction n'a d'ailleurs comporté que l'exécution de la poutre-balcon, d'un certain nombre de solives à âme pleine

et de nombreux piliers en fer. Elle n'a rien présenté de particulier.

L'entreprise a été donnée de gré à gré et à forfait à la Compagnie de Fives-Lille, qui l'a rétrocédée à la maison Baudet, Donon et C^{ie}.

Poids et prix unitaires. — Le poids de métal a été de 1 433 332 kilog. avec les prix unitaires suivants :

Fers et fontes de toute nature pour les parois des pignons et des pylônes et pour les piliers des tribunes, le kilog, 0 fr. 45 ; poutres poutrelles, 0 fr. 335 ; solives pour planchers, 0 fr. 25.

Ces prix subissaient un rabais de 3 p. 100.

La construction des minarets, pesant 8947 kilog., a de même été confiée de gré à gré à MM. Baudet, Donon et C^{ie} ; le prix unitaire était de 0 fr. 76.

BAS-CÔTÉS. — Les bas-côtés, y compris l'avant-corps renfermant l'escalier sur l'avenue de La Motte-Piquet, ont été construits au fur et à mesure de l'avancement de la grande nef. Leur montage n'a présenté aucune particularité. Il s'est effectué à l'aide de chèvres ou d'échafaudages roulants.

Les travaux ont été concédés par adjudication, le 18 juillet 1887, en quatre lots de la manière suivante :

1^{er} Lot. Société Nouvelle d'entreprises et de constructions.

2^e Lot. Société des Forges et Ateliers de St-Denis.

3^e Lot. Robillard.

4^e Lot. Moisant, Maglin et Laurent.

Poids et prix unitaires. — Le poids total des bas-côtés a été de 2888 118 kilog.

Les prix unitaires étaient les suivants :

	francs.
Ossature de la construction, le kilog.	0,36
Poutrelles et poutres.	0,335
Fers à double T	0,25

En cours d'exécution on a reconnu que les dimensions données aux diverses parties des verrières des bas côtés étaient trop faibles et que les fers à vitrage notamment fléchissaient trop facilement. Il a

fallu renforcer cet ensemble. Ce travail a occasionné un supplément de poids de 32981 kilog.

VESTIBULE. — Le montage de l'ossature métallique du vestibule n'a présenté non plus aucune particularité. Il s'est effectué au moyen d'un échafaudage formé par deux ceintures en charpente de mêmes diamètres que les ceintures métalliques de la coupole.

Ces deux ceintures étaient entretoisées entre elles et intéressées l'une à l'autre à l'aide de moises et croisillons.

Un certain nombre de moises se prolongeaient à l'extérieur de la ceinture pour servir au montage des fermettes des arrièrevoussures et à celui des arcs raccordant le vestibule avec le Palais des Machines et avec la Galerie de 30 mètres.

On s'est servi, comme appareils de levage, de simples chèvres en bois, installées sur deux grands planchers établis, l'un à 18^m,75 de hauteur, l'autre à 26^m,30.

Poids et prix unitaires. — La construction du vestibule a fait l'objet d'un marché de gré à gré avec MM. Moreau frères. La surface couverte était de 995 mètres carrés et le poids de 344795 kilogrammes, ce qui donne : un poids par mètre carré de 346^k,527 et un prix par mètre carré de 124 fr. 50.

Le prix unitaire pour l'ossature de la construction, les pannes, chevrons, etc., était, au kilogramme, de 0 fr. 3593 sans rabais.

A cette entreprise a été jointe celle de la construction des escaliers en fer.

TRAVAUX ACCESSOIRES. — La ferronnerie du Palais des Machines comprenait, en dehors des entreprises qui précèdent et qui sont de beaucoup les plus importantes, certains travaux accessoires.

La nécessité de protéger le public contre la chute possible de verres des pignons, qu'un grand vent aurait pu briser en faisant fléchir l'ossature, entraîna la pose d'un grillage de protection à l'intérieur de la nef.

Ce travail fut concédé de gré à gré à la maison Sohier et C^{ie}.

La surface couverte était de 3300 mètres carrés, et le mètre carré revenait à 3 fr. 38.

On exécuta un entourage en fonte au pied des fermes, afin d'en décorer un peu la base tout en en laissant voir le mécanisme.

Cette opération fut confiée à la Société du Val-d'Osne, moyennant un prix unitaire de 0 fr. 36 le kilog. et pour un poids de fonte de 21 272 kilog.

Les impostes des portes étaient fermées par des panneaux-grilles aux prix de 35 et 50 fr. le panneau, suivant ses dimensions.

L'entreprise en a été confiée à M. Maison.

Enfin il convient de rappeler, pour mémoire seulement, les travaux exécutés par M. Maison pour la rampe artistique de l'escalier du vestibule d'entrée et dont l'étude trouvera sa place plus loin.

Dépenses et poids. Comparaison avec 1878. — Si on ajoute aux dimensions et poids de la grande nef précédemment reproduits les dimensions et poids des autres parties de la construction, on arrive finalement aux résultats consignés dans le tableau ci-dessous :

DÉSIGNATION.	GRANDE NEF sans les tribunes ni les pignons.	ENSEMBLE de la Grande nef, des bas-côtés, de l'avant-corps de l'École militaire, du vestibule et des pignons et tribunes de la Grande nef.	OBSERVATIONS.
1	2	3	4
Surface couverte en plan	48 119 ^{m2}	62 013 ^{m2}	Se décomposant ainsi : kil.
Surface utilisable en plan.	48 119 ^{m2}	77 932 ^{m2}	Grande nef . . . 7 713 852
Hauteur moyenne.	36 ^m ,133	32 ^m ,56	Pignons 1 433 322
Volume abrité	1 738 684 ^{m3}	2 019 186 ^{m3}	— 8 947
Poids total du métal	7 713 852 ^k	12 765 795 ^k	Bas-côtés 2 888 118
Poids du mètre carré couvert	160 ^k ,3	205 ^k ,8	— 32 981
Poids du mètre carré utilisable en plan.	160 ^k ,3	163 ^k ,8	Vestibule. 344 795
Poids du mètre carré abrité.	4 ^k ,43	6 ^k ,32	Escaliers. 168 000
Prix par kilogramme ¹	0 ^f ,475	0 ^f ,444	Fonte des pieds de fermes . . . 21 272
Prix du mètre carré couvert ¹	76 ^f ,15	91 ^f ,46	Divers. 154 308
Prix du mètre carré utilisable ¹	76 ^f ,15	72 ^f ,78	
Prix du mètre cube abrité ¹	2 ^f ,10	2 ^f ,80	

1. Compris les frais d'agence.

Ces poids et prix moyens du mètre carré couvert de l'édifice peuvent, au premier abord, paraître un peu élevés comparativement à ceux afférents à la nef centrale. Mais cette opinion se modifie, si l'on remarque que la surface abritée comprend, au premier étage, 16000 mètres superficiels de planchers au premier étage calculés pour supporter une surcharge de 500 kilog. par mètre carré; qu'elle embrasse quatre groupes d'escaliers tout en métal y aboutissant; que les verrières des deux façades de la grande nef représentent à elles seules plus de 900 000 kilog. pour une surface verticale totale de 8260 mètres superficiels; enfin que la coupole abritant le vestibule d'entrée avec ses escaliers représente un poids de 344 795 kilog. pour une surface couverte de 1000 mètres en chiffres ronds.

Mais c'est surtout dans la comparaison de ces poids et prix avec ceux répondant à la construction du palais similaire de l'Exposition de 1878 que l'on trouve la justification du type et du mode de construction adoptés pour l'ossature du Palais des Machines en 1889.

Le palais similaire construit en 1878 couvrait une surface de 45 924 mètres carrés et abritait un cube de 904 702 mètres avec une hauteur moyenne de 19^m,76. Le poids des matériaux entrés dans sa construction a été de 7 600 000 kilogr., en nombre rond, et la dépense s'est élevée à la somme de 4 210 000 francs.

Ces chiffres donnent :

1° Un prix moyen de	0 fr. 53 le kilogr.
2° Un poids au mètre carré couvert de . .	165 kilogr.
3° Un prix au mètre carré couvert de . .	91 fr. 24
4° Un poids au mètre cube abrité de . .	8 ^k ,40
5° Un prix au mètre cube abrité de . . .	4 fr. 65

Les galeries affectées en 1878 aux machines s'appuyaient par leurs extrémités contre des pavillons d'angle qui tenaient ainsi lieu des verrières et des tribunes terminant la nef du Palais en 1889; il faut donc, pour se placer dans des conditions identiques, comparer les chiffres ci-dessus à ceux afférents à la nef centrale, c'est-à-dire à un poids au mètre carré couvert de 160^k,3 et à un poids au mètre cube de 4^k,43, ayant coûté respectivement 76 fr. 15 et 2 fr. 10.

Il résulte de la comparaison de ces chiffres que le poids au mètre carré couvert est, à fort peu de chose près, le même dans ces deux édifices et que le poids au mètre cube abrité varie en raison inverse de leurs hauteurs moyennes.

Le fait d'avoir des poids au mètre carré couvert presque identiques pour ces deux constructions, si différentes l'une de l'autre comme hauteur sous clef et comme distance entre les appuis, montre combien, en 1889, la matière a été répartie avec économie, suivant les besoins strictement nécessaires à la résistance.

Quant à la différence entre les prix au kilogramme, elle tient évidemment pour une certaine part aux conditions économiques dans lesquelles on se trouvait au moment où ces travaux ont été traités; mais elle provient aussi de la composition des pièces de cette immense ossature, composition étudiée en vue de rendre l'exécution et le montage aussi faciles que possible.

IV. — Charpente en bois et grosse Menuiserie. — Le fer, ainsi que cela résulte des indications qui précèdent, a pris le premier rang dans les matériaux affectés à la construction du Palais des Machines et réduit singulièrement le rôle que le bois aurait pu être appelé à remplir; cependant, l'œuvre était de si grande dimension que, même très réduite, la place faite au bois y est encore d'une certaine importance.

Sur chaque versant du comble de la grande nef, la partie comprise entre le chéneau et la grande panne métallique la plus rapprochée de ce chéneau a été couverte en zinc; en outre, les deux grandes travées comprises entre les deux fermes de tête terminant l'édifice et les deux fermes adjacentes ont été faites entièrement pleines.

On a constitué pour ces diverses surfaces un système de chevonnage en bois destiné à supporter la couverture et qui s'appuie sur le dernier réseau des pièces métalliques. Ce réseau est constitué par de petites pannes en fer à T reposant sur les chevrons perpendiculairement à la direction de ceux-ci. Chacune des petites pannes

avait été percée d'une série de trous dans lesquels passaient des boulons. Ces boulons servaient à fixer deux fourrures en bois de sapin sur lesquelles portait le chevronnage en bastaing de $17 \times 6,5$ posé de champ et espacé d'environ 33 centimètres d'axe en axe. Sur la face supérieure des chevrons étaient fixés le voligeage et la couverture en zinc; sur la face inférieure était cloué un parquet de 27 millimètres, à rainures et languettes, destiné à recevoir les toiles peintes et les staffs qui formaient la décoration intérieure.

La partie du comble comprise entre le chéneau et la grande panne métallique la plus proche a 420 mètres de longueur sur 16 mètres de largeur; en y ajoutant les deux travées d'extrémités, on se trouve en présence d'une surface de bois de 17 000 mètres carrés environ, qu'il s'agissait d'établir à une hauteur minimum de 25 mètres.

On ne pouvait se servir, pour la pose de ce chevronnage que d'un échafaudage roulant; un échafaudage fixe eût occasionné, si simple qu'il eût été, une trop grande perte de temps pour sa démolition et sa reconstruction à chaque travée. Mais une difficulté se présentait : l'épaisseur considérable de la ferme et sa courbure partant de très bas rendaient difficile le transport de l'échafaudage roulant d'une travée à l'autre. Le système de triple déplacement employé par la Compagnie de Fives-Lille pour les échafaudages latéraux qui lui servaient à monter les grandes fermes exigeait de trop grandes précautions et n'était pas assez rapide pour qu'on pût l'appliquer à un travail courant. L'architecte résolut de couper horizontalement l'échafaudage en deux et donna à chacune des deux parties un mouvement indépendant (fig. 332).

La partie basse, formant un grand parallépipède, roulait à pleins jalons, parallèlement au grand axe du Palais, au moyen de seize galets et de quatre cours de rails fixés sur des longrines. La partie haute, formant une sorte de grand escabeau à gradins, pouvait se déplacer perpendiculairement au grand axe, sur la plate-forme supérieure de la partie basse, à l'aide de galets et de rails fixés sur cette plate-forme. Ces deux déplacements, indépen-

dants l'un de l'autre, permettaient à l'ensemble de l'échafaudage de passer facilement d'une travée à l'autre, en échappant l'intrados de la ferme.

La plate-forme était à une hauteur telle que les pièces extrêmes de la charpente pussent passer sous la ferme et que les dimensions de l'escabeau fussent cependant aussi restreintes que possible. La longueur de cette plate-forme correspondait à l'amplitude du déplacement que devait subir l'escabeau pour échapper la

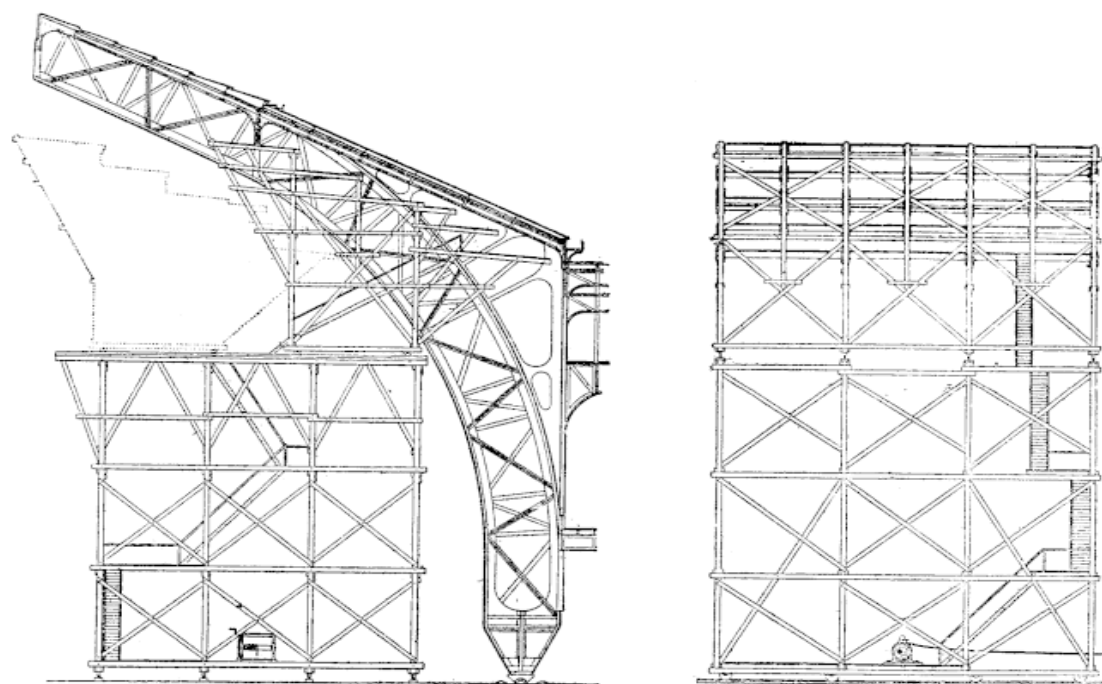


FIG. 332.

courbure d'intrados, et sa largeur était celle d'une travée comprise entre deux fermes courantes. Des escaliers desservaient la plate-forme ainsi que les gradins de l'escabeau.

Le déplacement de l'escabeau s'effectuait à l'aide de pinces et de leviers, et celui de l'ensemble au moyen d'un treuil placé sur les basses-moises de l'échafaudage, agissant sur un cordage fixé à un pieu placé à une certaine distance. Deux heures suffisaient pour le transport de l'échafaudage d'une travée à l'autre, à la condition que les longrines portant les rails eussent été au préalable nivelées avec soin.

Il y avait deux échafaudages semblables. Chacun d'eux desservait un versant de la grande nef. On commençait le travail par l'une des travées du centre et on s'avancait progressivement, de travée en travée, vers l'un des pignons, en posant d'abord les chevrons, puis immédiatement la volige et le zinc de la couverture; arrivé au pignon, on revenait sur ses pas en posant le parquet du plafond sous les parties déjà protégées contre l'eau; on continuait à s'avancer en chevronnant, vers l'autre pignon, d'où l'on revenait finalement à la travée du centre en posant le parquet.

Plusieurs manœuvres supplémentaires eurent lieu pour pouvoir laisser libres certaines voies du chemin de fer qui servait à l'approvisionnement des fermes alors en construction; les échafaudages durent sauter certaines travées et revenir les terminer ensuite, de sorte qu'on peut évaluer à 1 kilomètre au moins le trajet effectué par chacun d'eux sans qu'aucune avarie se soit produite.

Le chevronnage d'une travée demandait de trois à quatre jours, et la pose du parquet de un à deux jours. Les bois étaient montés au treuil et à la poulie par des manœuvres placés sur le sol.

Les grandes travées pleines des pignons présentèrent plus de difficultés. On dut établir des échafaudages fixes jusqu'au faitage. Ces échafaudages étaient constitués par quatre longues sapines passant entre les treillis des grandes pannes et soulagées en leurs milieux par des cordages fixés aux chevrons en fer; sur ces bois était placé un plancher jointif de 41 millimètres d'épaisseur.

Les sapines, portant sur la membrure inférieure des pannes, laissaient entre le plancher provisoire et le chevronnage un espace suffisant pour que les ouvriers pussent s'y mouvoir à l'aise; mais la difficulté qu'il y avait à se tenir debout sur ce plancher fortement incliné fut cause que le travail dura beaucoup plus longtemps.

La construction du chemin de faitage et la doublure en bois des chéneaux n'offrirent aucune difficulté et ne nécessitèrent aucune disposition spéciale.

Les voûtes qui constituent les galeries latérales du Palais furent couvertes simplement à l'aide d'un parquet à rainures et languettes cloué directement sur une fourrure en bois, fixée elle-même sur le chevron en fer au moyen de vis à tête carrée. Au-dessus de ce parquet on plaçait directement la volige en la posant perpendiculairement aux frises, excepté au-dessus des coyaux de faitage nécessaires pour relever la pente de la couverture dans sa partie supérieure.

La surface des bas-côtés à couvrir de bois était d'environ 16 500 mètres carrés. Le travail s'effectua facilement au moyen de planches volantes qu'on put installer, grâce au peu d'espacement des chevrons courbes et des pannes en fer qui constituaient l'ossature de la voûte.

Les surfaces de la coupole et des pendentifs du vestibule d'entrée étaient formées de lames de parquet clouées sur les doublures en bois des pièces métalliques.

Les travaux de charpente en bois du Palais ont été commencés en juillet 1888 et terminés à la fin de janvier 1889. La moyenne des ouvriers occupés journalièrement sur le chantier a été d'environ 60 hommes. Ces travaux, exécutés en location, correspondent à une série d'ouvrages dont les plus importants sont les suivants :

Charpente en sapin de sciage de toutes formes et de toutes dimensions	1 463 ^{m³}
Tasseaux en location ne dépassant pas 0,5 × 0,5 d'équarrissage.	32 021 ^m
Parquet remplissage de comble en sapin	3 460 ^{m²}
Parquet remplissage, avec baguettes poussées sur joints de frises.	32 885 ^{m²}

L'opération avait fait, le 27 février 1888, l'objet d'une adjudication qui ne donna aucun résultat, les quatre entrepreneurs qui y avaient pris part ayant tous demandé des plus-values ; elle fut alors donnée de gré à gré à la Société des ouvriers charpentiers de la Villette moyennant une plus-value de 8 p. 100 seulement sur les prix du détail estimatif.

Cette plus-value porta aux chiffres suivants les prix unitaires des principaux ouvrages :

	fr.
Charpente en sapin de sciage de toutes formes et de toutes dimensions, en location, le mètre cube	0,58
Tasseaux en location ne dépassant pas 05 × 05 d'équarrissage, le mètre linéaire.	0,19
Parquet remplissage de comble en sapin de 0 ^m ,027, le mètre superficiel.	1,78
— — — — — de 0 ^m ,034, le mètre superficiel.	2,26
Parquet avec baguettes poussées sur joints, le mètre superficiel. . .	2,07
Parquet et plus-value de pose en sous-œuvre de chevonnage, le mètre superficiel	2,28

Les travaux dont il s'agit se sont répartis sur toute l'étendue de la construction, à l'exception de la partie vitrée; la surface en plan couverte par la portion de l'édifice sur laquelle ils ont été exécutés est en conséquence de 27 313 mètres, et par suite la

dépense par mètre carré horizontal couvert ressort, tous travaux accessoires compris, à 7 fr. 79.

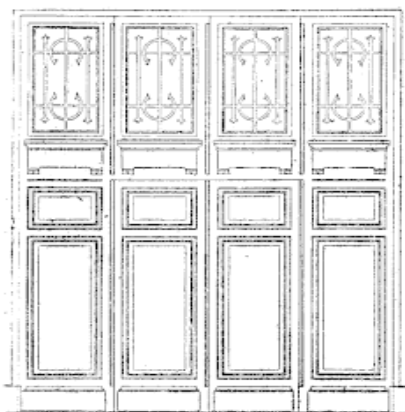


FIG. 333.

V. — Menuiserie. — La menuiserie proprement dite du Palais est relativement peu importante. Elle se réduit à quelques groupes de portes au rez-de-chaussée (fig. 333) et de fenêtres au premier étage, et n'offre aucune particularité.

L'entreprise en a été mise en adjudication, le 14 janvier 1889, et attribuée à M. Laureilhe.

Ces travaux s'appliquent à une série d'ouvrages exécutés en fourniture et dont les plus importants sont les suivants :

Croisées à 2 vantaux en sapin.	453 ^{m2}
Portes des bas-côtés (n° 1).	660 ^{m2}
Portes des pignons ouvrant en une seule partie sur la hauteur (n° 2).	125 ^{m2}
Portes des pignons ouvrant en deux parties sur la hauteur (n° 3).	76 ^{m4}

avec les prix unitaires nets ci-dessous :

	fr.
Portes type n° 1 (le mètre superficiel).	21,75
— — n° 2, — —	24,75
— — n° 3, — —	19,80
Croisées, le mètre superficiel.	10,20

A la menuiserie se rattachent deux opérations distinctes :

1° Ferrure des portes et croisées (entrepreneur : M. Magnien, suivant adjudication du 14 janvier 1889).

Principaux ouvrages et prix nets :

	fr.
Porte condamnée à 2 vantaux.	44,20
Porte ouvrante à 2 vantaux.	76,24
Porte à 4 vantaux.	240,99
Porte à 6 vantaux.	258,72
Croisée à 2 vantaux (1 ^{er} étage).	13,30

2° Mains-courantes placées le long des poutres formant balcon au premier étage de la grande nef (entrepreneur : M. Faivre, suivant adjudication du 14 janvier 1889).

Principaux ouvrages et prix nets :

	fr.
Mains-courantes des escaliers de la grande nef, le mètre linéaire.	8,53
Mains-courantes de l'escalier du vestibule, le mètre linéaire.	7,26
Mains-courantes des galeries et tribunes, le mètre linéaire.	5,72

VI. — Couverture. — Pour la couverture du Palais des Machines, on a choisi le zinc comme répondant le mieux aux diverses conditions de résistance, de légèreté, d'économie et de durée.

L'accumulation progressive des eaux et la difficulté de leur évacuation constituaient, en raison de l'immensité du vaisseau, une complication redoutable; aussi le système adopté subdivise-t-il la nappe d'eau de chaque versant du comble pour l'empêcher de prendre une trop grande importance.

La disposition générale de la couverture pour deux travées courantes est la suivante (Série H, Pl. 22).

Le chemin de faitage est formé par un petit terrasson à double pente couvert de zinc avec tasseaux et couvre-joints.

La pluie qui tombe sur la partie vitrée destinée à éclairer la grande nef est recueillie par un premier chéneau, dit chéneau sous vitrage. La besace de ce chéneau est au milieu de la travée, de sorte que les eaux de deux demi-travées consécutives sont dirigées vers l'extrados de la grande ferme intermédiaire. Cet extrados porte deux rigoles jumelles qui conduisent les ruisseaux vers un tuyau de descente.

La portion pleine de la couverture est couchée en feuilles de zinc à tasseaux et couvre-joints. La pluie qui tombe sur cette partie du versant est recueillie par le chéneau principal de la grande nef, dont la haute pente se trouve au milieu de la travée, comme pour le chéneau sous vitrage. Les eaux de deux demi-travées de cette partie de la couverture sont donc aussi dirigées par le chéneau vers le tuyau de descente. Ce tuyau recueille ainsi les courants venant de quatre nappes distinctes. Pour éviter les remous provenant du choc de ces courants contraires, la cuvette du chéneau principal est partagée en deux parties par une cloison formant prolongement de la séparation médiane des rigoles. Le fond de cette cuvette est garni de deux moignons carrés projetant les eaux dans la cuvette unique du tuyau de descente.

La couverture des voûtes des bas-côtés est en ardoises de zinc. La pluie qui tombe sur deux demi-travées est recueillie par un chéneau de séparation qui reçoit déjà les eaux du tuyau de descente de la grande nef et qui dirige la totalité du liquide recueilli vers un dernier tuyau de descente, lequel évacue ce liquide dans une canalisation souterraine. Un regard, placé près du dauphin en fonte formant la base du tuyau de descente, permet de visiter la canalisation.

Il y a 16 travées de ce genre. La travée médiane est un peu plus large que les autres.

Enfin les travées extrêmes, adjacentes aux fermes de tête, sont couvertes en zinc du haut en bas du versant. Le chéneau existe

aussi dans ces travées et sert à couper la nappe liquide qui provient de la partie haute de la toiture.

Le chemin de faitage est en zinc n° 14 de 0^{mm},87 d'épaisseur avec tasseaux et couvre-joints. Une bande de plomb de 1^{mm},5 d'épaisseur forme retombée sur les verres. Sur l'un des côtés du chemin, un garde-fou, supporté de distance en distance par des montants fixés à l'ossature métallique et garni d'un grillage en fer galvanisé, assure la sécurité du passage. On accède à ce chemin par six escaliers en tôle galvanisée partant du chéneau de la grande nef et suivant l'extrados des fermes. Les marches de ces escaliers sont fixées à l'aide de vis et rondelles en plomb sur les reliefs des rigoles; des rampes en fer en facilitent l'usage.

Le chéneau sous vitrage est une sorte de gouttière à l'anglaise, à fond plat, établi sur un parquet de bois en pente, porté par des crochets en fer galvanisé. La feuille de zinc qui constitue le chéneau est en n° 16 de 1^{mm},1 d'épaisseur; la feuille de zinc de la couverture passe sous le chéneau et une bavette fixée sous la lame de verre recouvre les reliefs de ces deux feuilles. S'il y a débord ou fuite, les eaux se déversent sur la partie pleine de la couverture. Ce chéneau sert de passage pour la visite de la verrière; aussi est-il solidement établi. Il est divisé en deux tronçons par la besace; chacun de ses tronçons est d'un seul tenant de 10 mètres de longueur se terminant par un larmier qui vient recouvrir le bord de la rigole. Le chéneau a 0^m,75 de largeur, 0^m,12 de profondeur au point le plus haut et 0^m,22 à la basse pente.

Les rigoles doubles d'extrados des grandes fermes sont formées par une série de feuilles de zinc n° 14 venant s'ajuster sur trois hauts tasseaux en charpente dont est garni l'extrados de chacune des fermes. Chaque feuille contourne la saillie des tasseaux sans soudure; elle est fixée sur la charpente par des vis à calotins et son recouvrement sur la feuille suivante est maintenu par des pattes en cuivre étamé. Les deux rives de la feuille viennent se rabattre sur le relief de la couverture. Ces rigoles ont 0^m,08 de profondeur; leur largeur totale est de 0^m,63.

La couverture courante est constituée par des feuilles de zinc n° 12 de 0^{mm},69 d'épaisseur. Ces feuilles ont 0^m,80 sur 2 mètres, elles s'agrafent l'une sur l'autre à pli vif sans entailles dans les angles des reliefs. Chacune est maintenue en tête par deux pattes d'agrafe en zinc et sur chacun des reliefs de côté par deux pattes passant sous le tasseau et rabattues sur le relief. Les couvre-joints ont 1 mètre de longueur par bout et sont fixés par des gaines à dilatation libre. Il existe 18 crochets de service en fer galvanisé par travée.

Le chéneau de la grande nef est en zinc n° 14. Il est établi sur une garniture en bois fixée au caisson de tôle de l'ossature métallique par des vis à tête carrée. Il se compose d'un fond de chéneau et de deux jouées ou bandes de batellement dans les basses pentes; le larmier de la couverture vient recouvrir l'une de ces jouées et l'autre est recouverte par une main-courante. Ce chéneau a 0^m,65 de largeur. Chacune des deux pentes est divisée, à partir de la besace, en deux tronçons de 5 mètres formant deux ressauts dont le premier a 0^m,08 et le second, qui forme la cuvette, 0^m,18. La profondeur du chéneau, comptée à partir de la main-courante, est de 0^m,12 au point le plus haut et de 0^m,55 au fond de la cuvette. Cette dernière est, ainsi qu'il a été dit plus haut, séparée en deux parties par une cloison et comporte deux moignons qui viennent se réunir dans le tuyau de descente.

Les tuyaux de descente sont des cylindres de zinc n° 14 renforcés de distance en distance par des bagues en zinc mouluré, et soutenus par des colliers en fer. Leur diamètre est de 0^m,30. Le tuyau de descente de la grande nef se prolonge dans le chéneau des bas-côtés par un long gueulard, afin de déverser les eaux du grand comble dans la partie la plus profonde de ce chéneau. Celui-ci doit recevoir, outre la pluie tombant sur deux demi-travées des bas-côtés, toutes les eaux de deux demi-travées de la grande nef; aussi lui a-t-on donné une disposition spéciale, afin qu'en cas de fuite, à la suite par exemple d'un fort orage ou d'un grand dégel, les eaux accidentelles puissent s'écouler au dehors sans occasion-

ner de dégâts. Il est double et se compose de deux canaux superposés. Le canal inférieur, formant chéneau de garantie, est constitué par un caisson de zinc soudé d'un seul tenant dans toute la longueur du parcours, porté par un voligeage en sapin. Au-dessus de ce chéneau de garantie, une série d'étriers en fer, sur lesquels sont vissés des tasseaux de bois, soutient les planches formant la paroi du chéneau proprement dit, lequel est constitué par un fond, deux bandes de batellement et une banquette sur laquelle viennent se superposer les ardoises de zinc. Les deux chéneaux déversent leurs eaux dans la cuvette du tuyau de descente. Seulement le larmier du chéneau de garantie, qui ne sert qu'en cas d'orage violent ou d'accident, est recouvert et dépassé par le moignon du chéneau principal. Ce dernier est en zinc n° 14; il est partagé en 3 tronçons de 5 mètres par 2 ressauts de 8 centimètres; sa largeur est de 0^m,60, sa profondeur de 0^m,30 au point le plus haut et de 0^m,65 au point le plus bas. Le chéneau de garantie est en zinc n° 12.

La couverture des bas-côtés est en ardoises de zinc n° 10 de 0^{mm},51 d'épaisseur. Ces ardoises sont formées de losanges de zinc de 0^m,60 sur 0^m,60 avec patte obturatrice en tête et deux pattes d'agrafes sur les côtés.

La paroi verticale de la grande nef étant formée de lames de tôle, sur lesquelles le plâtre ne peut tenir, on ne pouvait, pour rendre étanche la jonction entre les voûtes des bas-côtés et cette paroi, la protéger avec une bande de zinc et un solin en plâtre, ainsi qu'on le fait quand il s'agit d'un appentis en contre-bas venant s'appuyer sur un mur en maçonnerie. On adopta la disposition suivante : le nu des tôles constituant le tympan dans lequel est percé l'œil-de-bœuf est formé de deux lames de tôle à recouvrement, rivées entre elles avec une petite épaisseur de tôle au droit des rivets. La partie de recouvrement de la première tôle peut être serrée sur la seconde à l'aide d'une série de boulons dont l'écrou extérieur porte sur une rondelle de plomb; de la sorte, il suffit, pour assurer l'étanchéité parfaite de la toiture, de glisser entre les

deux tôles une bande de solin en zinc venant recouvrir le relief des ardoises (fig. 334).

Ce système a été appliqué dans tous les tympans où la tôle ne joue qu'un rôle de remplissage, mais il ne pouvait pas l'être au droit des cornières de renfort des pieds-droits des grandes fermes, où le métal travaille beaucoup. Une coupure eût affaibli la résistance du métal, et d'ailleurs les saillies formées par les nervures eussent rendu difficile l'application rigoureuse d'une bande de solin. En outre, cet endroit est l'un des plus délicats de la couverture; le tuyau de descente, qui reçoit les eaux de deux demi-travées du

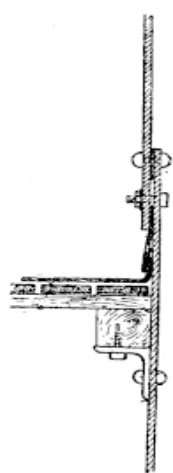


FIG. 334.

grand comble, est en effet fixé sur le pied-droit et, en cas de débordement, l'eau, glissant sur la tôle, aurait pu pénétrer à l'intérieur de l'édifice. On a donc dû adopter une autre disposition dont le détail est figuré dans la planche 22 (Série H) : les nervures du pied-droit sont contournées par une pièce de fonte formant une sorte de solin continu avec pente et coupe-larme. Ce solin, fixé solidement à l'ossature par des boulons, porte à sa partie supérieure une petite rainure de 1 centimètre carré de section environ dans laquelle on a coulé et maté du plomb; l'obturation ainsi obtenue est absolue et indestructible. A la partie inférieure de la

pièce de fonte est ménagée une feuillure qui vient coiffer la garniture en bois et la feuille de zinc y formant cul-de-sac de chéneau. Ce solin de fonte se raccorde à ses deux extrémités à la bande de solin en zinc. La ligne de suture de la façade avec la couverture ne présente ainsi aucune solution de continuité.

Le vestibule d'entrée du Palais est couvert en zinc, plomb et verre. La coupole vitrée se termine par un chéneau circulaire en zinc. Dans la banquette de ce chéneau sont ménagées une série de trappes servant au passage des ouvriers du service électrique pour l'éclairage du plafond lumineux placé sous la coupole.

Les pendentifs de la coupole sont revêtus de feuilles de plomb de 1^{mm},5; les deux grandes voussures accompagnant cette coupole sont

aussi revêtues de plomb de même épaisseur, couché et battu par grandes feuilles d'un seul tenant, en forme de trapèze, ayant 6^m,40 de développement, 1^m,60 à la petite base et 1^m,90 à la grande. Chacune de ces feuilles pèse 190 kilogrammes; elles sont superposées à l'aide d'un double recouvrement au droit des tasseaux en bois qui forment les nervures de la surface courbe.

L'acrotère des pignons de la grande nef et celui des bas-côtés, exécutés par M. Coutelier, sont en zinc orné. Celui de la grande nef se compose d'une suite de motifs représentant les principaux outils de l'industrie; celui des bas-côtés est un bourrelet coupé de bagues et surmonté dans l'axe par un caducée (Série H, Pl. 21).

La surface totale de la couverture en zinc est de 20 400 mètres carrés; celle des ardoises des bas-côtés est de 14 500 mètres carrés. La surface de couverture en plomb est d'environ 700 mètres carrés.

Le poids total du zinc est d'environ 258 tonnes et celui du plomb de 32 tonnes.

Les travaux de couverture du Palais ont été commencés en août 1888 et terminés en avril 1889, sans qu'aucun accident se soit produit pendant leur durée. Il y a eu une moyenne d'environ 60 hommes employés journellement sur le chantier. Les travaux ont suivi pas à pas les travaux de charpente; mis en adjudication le 16 avril 1888 et concédés à la maison Robin fils, ils ont été exécutés en location avec faculté de rachat.

Les ouvrages les plus importants et les prix nets ont été les suivants :

		fr.
33 011 ^m ,61	Voligeage jointif (le mètre).	0,75
14 448, 78	Couverture en ardoises de zinc n° 10.	1,16
17 638, 16	— de la grande nef en zinc n° 12.	1,72
687, 29	— en zinc pour la garniture de l'acrotère.	1,84
849, 43	Couverture en zinc n° 14 avec tasseaux et couvre-joints.	2,10
1 911, 20	Couverture en zinc n° 14 des dessous de fermes formant double rigole.	2,89
8 324 ^m ,63	Bandes pour relief et larmiers.	0,44

8 732 ^m ,25	Bandes en zinc pour recouvrement des mains-courantes, faitages, etc.	fr. 0,88
4 117, 48	Bandes en plomb de 0,0015 en recouvrement au-dessus des vitrages.	0,64
818, 60	Chéneaux sous vitrage en zinc n° 16 avec supports galvanisés	7,06
567, 30	Chéneaux doubles en zinc n° 14 avec supports en fer et encaissement en sapin.	22,99
1 042, 44	Tuyaux de descente en zinc n° 14.	7,69
	Dauphins en fonte ornée, le kilogr.	0,44
672 ^{m²} ,18	Couverture en plomb de 0,0015, le mètre.	7,86

VII. — Vitrierie. — Le verre a été employé, dans la construction du Palais, d'une part pour former le plafond lumineux de la grande nef, d'autre part pour clore les surfaces verticales des deux pignons et les baies des façades latérales.

Dans la grande nef, le plafond vitré ne comprend que 17 travées, les deux travées de tête adjacentes aux pignons ayant dans leur entier une couverture pleine.

Les feuilles de verre qui formaient ce plafond avaient 5 millimètres d'épaisseur. C'étaient de grandes dalles coulées et striées sur l'une de leurs faces; leur longueur variait de 1^m,90 à 2^m; leur largeur était uniformément de 506 millimètres, sauf dans la travée centrale où elle descendait à 486 millimètres.

Ces verres, essayés lors de leur réception, remplissaient les conditions imposées par le cahier des charges. Des échantillons de de 0^m,50 sur 0^m,50, serrés entre des bandes de caoutchouc sur deux côtés, furent soumis au choc de balles de plomb tombant de hauteurs variables. Sur vingt essais différents, toutes les feuilles résistèrent à la chute d'une balle de 5 grammes tombant d'une hauteur de 7 mètres; une balle de 7 grammes tombant de la même hauteur en brisa moins de la moitié.

Les fers à vitrage qui supportaient les feuilles de verre étaient constitués par de petits fers à simple T rivés à froid sur des pannes formées par l'assemblage d'un fer en U et d'une cornière. L'extrémité supérieure du fer portait sur la cornière; son extré-

mité inférieure sur l'aile du fer en **U**. Chaque lame était ainsi indépendante de la suivante et séparée d'elle par un ressaut de 8 centimètres de haut.

Les verres étaient posés sur un lit de mastic avec fort solin sur trois côtés; le quatrième côté de la feuille était coupé au diamant en arc de 5 centimètres de flèche, pour ramener les gouttes d'eau au centre de la lame. Trois goupilles en bois dur, noyées dans le solin de chaque côté des feuilles, empêchaient tout soulèvement; le jeu qui existait entre l'âme des fers et le bord des verres était de 4 millimètres. Le mastic, composé de blanc de Meudon et d'huile de lin cuite, était recouvert après la pose de deux couches de peinture.

Les extrémités des fers à vitrage étaient, de deux en deux, armées de petits supports en tôle sur lesquels étaient rivées des cornières formant lisse pour la pose des échelles lors des réparations (fig. 335). Les lames de verre, portant sur l'aile du fer **F**, laissaient entre leur face inférieure et l'aile de la panne **P** un petit espace augmenté encore par l'épaisseur du lit de mastic. Cet isolement, dont la largeur était au minimum de 15 millimètres, permettait aux gouttes d'eau de condensation qui pouvaient se déposer sur les faces inférieure des lames, de s'écouler au dehors en glissant par capillarité sur les stries du verre; il formait en outre une petite ouverture mince et allongée qui contribuait à l'évacuation de l'air de l'édifice. Cette ouverture, se répétant à chaque feuille, repré-

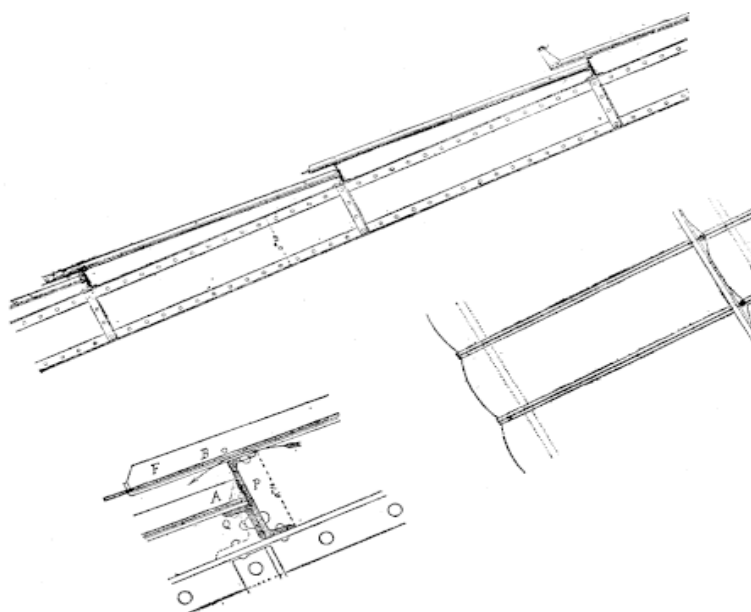


FIG. 335.

sentait pour tout le comble une section de 160 mètres carrés. Ces orifices, facilitant la ventilation permanente sur toute la surface du comble, étaient mis à l'abri de la pluie, même en cas de vent violent, par le débord de la feuille et la hauteur du ressaut. Le renouvellement de l'air était d'ailleurs assuré, d'autre part, par un système de châssis ouvrants, de trappes, d'œils-de-bœuf et de fenêtres.

La superficie du comble vitré de la grande nef était d'environ 34 500 mètres carrés. La pose d'une semblable quantité de verre, à une hauteur variant de 31 à 47 mètres, présentait de grandes difficultés. Des échafaudages prenant leurs points d'appui sur le sol eussent été trop dispendieux; il fallait établir sur l'ossature métallique une série d'échafaudages légers et mobiles. On adopta la disposition suivante : une série de doubles crochets, portant deux traverses horizontales en fer, venaient s'agrafer sur les pannes à vitrage en passant par-dessus l'aile supérieure du fer en U; la tige du crochet butait contre l'aile inférieure de ce fer, de sorte que le crochet ne pouvait osciller; des planches, portant des tasseaux à leurs extrémités, venaient s'appuyer alternativement sur la traverse haute et sur la traverse basse qui réunissaient les tiges verticales des crochets, de façon à ce que l'ensemble formât une série de gradins sur chacun desquels pouvait travailler un ouvrier. Les fers à vitrage, espacés de 0^m,50, constituaient deux solides garde-fous enserrant le corps de l'ouvrier; la sécurité était rendue complète par de grands filets tendus au-dessous des gradins (fig. 336).

Pour se transporter d'un point à un autre de cet échafaudage, on avait établi un chemin de service formé de planches à tasseaux posées sur les lisses et suivant le rampant du comble; un autre chemin L, transversal, formé aussi de planches posées et liées sur les fers à vitrage, réunissait ce chemin de service à la plate-forme de montage M.

Cette plate-forme était placée à peu près au centre de la travée à couvrir; elle portait une petite bigue à poulie sur laquelle passait une corde mue par un treuil placé sur le sol. L'extrémité libre de

la corde s'attachait à un double étrier en fer D, garni d'étoffe et de bois, avec lequel on pouvait enlever de six à huit feuilles de verre à la fois. Les baquets de mastic étaient montés par le même moyen. On opérait la pose par bandes de verre parallèles aux grandes fermes, en commençant chaque bande par le verre le plus bas. Quand une bande était terminée, goupillée et mastiquée, on déplaçait

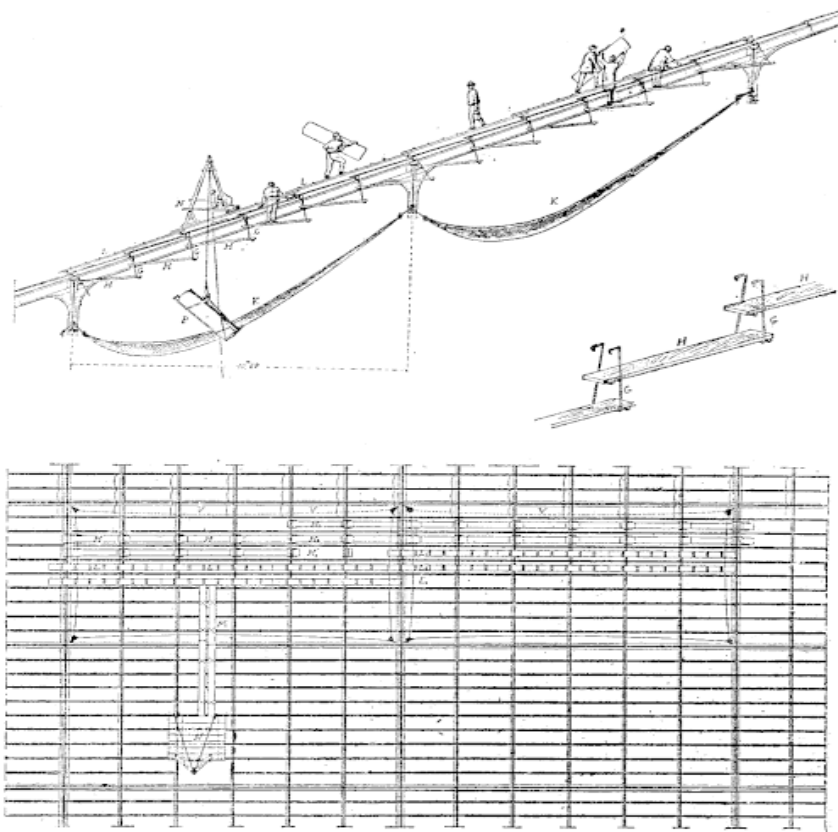


FIG. 336.

l'échafaudage pour passer à la bande suivante. Pour que cette manœuvre pût se faire facilement, les gradins et les planches du chemin de service étaient fournis en double, de sorte que les ouvriers, placés sur la deuxième série de gradins, pouvaient décrocher et transporter immédiatement derrière eux la première série, dont ils venaient de se servir. Ils déplaçaient d'une manière analogue les planches formant le chemin de service.

Lorsque la bande de verre V, par exemple (fig. 336), venait

d'être posée, un ouvrier, placé sur le gradin H_2 , prenait le gradin H_1 et le faisait passer en H_1' ; un autre ouvrier, placé sur la planche L_2 , prenait la planche L_1 et la faisait passer en L_1' , et ainsi de suite.

On obtint avec ce système une grande rapidité d'exécution.

Chaque travée de vitrage entre deux grandes fermes se composait de huit grands rectangles limités par les pannes à treillis. Le travail était divisé en quatre parties comprenant chacune deux entre-deux de pannes. Quatre équipes de dix hommes desservaient chacune de ces parties; chaque équipe comprenait sept vitriers travaillant sur le comble et trois manœuvres occupés sur le sol au treuil et au transport du verre et du mastic. Par un temps beau et calme, les équipes posaient jusqu'à 500 feuilles par jour. Le travail de pose fut souvent interrompu par la pluie ou par l'humidité; commencé au milieu de juillet 1888, il a été achevé, à l'exception de quelques bandes de raccord au droit des fermes et des chéneaux, vers la fin d'octobre de la même année. Les verres arrivaient par wagons sur le chantier et étaient mis en dépôt sur des chevalets-portoirs. Ils étaient de là transportés sur brancard jusqu'au treuil de montage.

La vitesse très grande de l'eau sur la couverture et le glissement des neiges produisirent quelques fuites. Pour obtenir une étanchéité parfaite, on recouvrit les mastics de bandes de calicot, collées à la céruse et recouvertes d'une couche de peinture contre lesquelles l'eau passe sans causer de détériorations.

Les verres des grandes baies des surfaces verticales du Palais étaient blancs, demi-doubles de 3^e choix, entourés d'une bande de verres teintés. Ils s'appliquaient dans les feuillures avec un jeu de 4 millimètres et étaient posés avec lit et solin de mastic. Leur rive basse reposait sur des cales en bois, et des goupilles en bois les maintenaient en place.

Le travail de pose de ces verres s'effectua au moyen d'échafaudages volants à moufles et ne présenta aucune particularité.

La surface totale des verrières verticales, y compris les deux

grands pignons, était d'environ 14 500 mètres carrés; les verres des pignons étaient entièrement teintés.

L'ossature métallique du pignon sur l'avenue de La Bourdonnais comportait une grande rosace en vitraux, formée des écussons des principales puissances. Le fond de la verrière était jaune très pâle, les bandes circulaires jaune plus foncé, les croissants et les lances bleu pâle, les petits cercles et les losanges rouges, les carrés des bandes circulaires bleu foncé. Les écussons étaient en verres colorés, sertis de plomb.

La grande baie médiane qui fait face à l'École Militaire était ornée par un vitrail représentant le Char du Soleil.

Les vitraux de la rosace du plafond du vestibule d'entrée représentaient les principaux végétaux du sol français. Des vitraux colorés, avec bordure jaune d'or, décoraient les fenêtres de cette salle.

La vitrerie des combles du Palais a donné lieu à deux opérations absolument distinctes, l'une de fourniture, l'autre de pose.

La Compagnie de Saint-Gobain s'était rendue adjudicataire, le 31 janvier 1887, de la fourniture des verres. Elle a livré 35 395^{m²}, 3382 de verres striés au prix de 2 fr. 50 le mètre carré.

L'entreprise de pose a été également mise en adjudication, le 30 janvier 1888, et confiée à M. Menu-Gallet.

Prix unitaires. — Le principal ouvrage et le prix unitaire net ont été : pose de 35 407^{m²}, 87 de verres striés pour couverture, y compris mastic, peinture, entretien et dépose, le mètre carré : 0 fr. 48. Il importe de remarquer que M. Menu-Gallet restait propriétaire des vitres fournies par la Compagnie de Saint-Gobain et payées par l'Administration. On peut donc dire que les travaux de vitrerie des combles exécutés en location représentent, pour une surface horizontale couverte de 35 408, une dépense au mètre carré de 2 fr. 98.

Il faut ajouter à ce chiffre le montant de l'entreprise Rondeau et C^{ie} pour le recouvrement des mastics par des bandes de toile, soit 1 fr. 06 par mètre superficiel.

Les principaux travaux et prix nets, sans rabais, ont été les suivants :

69 421 ^m , 48	linéaires de bandes de calicot fournies, collées à la céruse pure, et recouverts d'une couche de peinture à l'huile (les fers à vitrage préalablement lessivés et enduits à la céruse pure), le mètre.	0 fr. 325
18 726 ^m , 60	linéaires de bandes de calicot fournies et posées dans les mêmes conditions sur les traverses de fer à vitrage, le mètre.	0 fr. 65
6 152 ^m , 16	linéaires de bandes de plomb retroussées, relevées et remises en place, le mètre.	0 fr. 46

La vitrerie verticale a été divisée en plusieurs entreprises.

La vitrerie courante (travaux exécutés en location) a été concédée à MM. Maugas et Cornil suivant adjudication du 28 mai 1888.

Les prix unitaires ont été les suivants :

5 333 ^{m²} , 52	verre teinté uni, fourni et posé.	2 fr. 89
7 087 ^{m²} , 13	verre blanc 1/2 double, 3 ^e choix, fourni et posé en location.	2 fr. 69
567 ^{m²} , 25	verre blanc 1/2 double, 4 ^e choix, fourni et posé en location avec rachat.	2 fr. 49
325 ^{m²} , 86	verre simple 4 ^e choix.	2 fr. 09
24 772 ^{m²} , 66	linéaire de solins supplémentaire de chauffage.	0 fr. 05
746 ^{m²} , 08	verre de couleur uni.	5 fr. 27
681 ^{m²} , 25	verre de couleur vert uni.	5 fr. 57

Les vitraux qui ont figuré dans le Palais, notamment ceux de M. Lorin, représentant « le Char du Soleil », qui décoraient l'escalier de l'École Militaire, ceux de M. Champigneulle, représentant la bataille de Bouvines, qui décoraient le pignon sur l'avenue de Suffren et ceux du même artiste placés dans le vestibule d'entrée, ont été prêtés à titre d'objets exposés; mais une indemnité a été accordée à leurs propriétaires pour la pose de ces vitraux et la fourniture des bordures.

Travaux principaux et prix nets :

41 ^m , 76	Bordure encadrant les signes du Zodiaque, le mètre.	20 fr. »
58 ^m , 68	Parties représentant les signes du Zodiaque, le mètre.	30 fr. »

91 ^m , 04	Vitraux de la coupole représentant les différents produits de l'agriculture, le mètre.	65 fr. 50
194 ^m , 83	Vitraux des bordures et plafonds horizontaux, le mètre	28 fr. »

Les vitraux du pignon sur l'avenue de La Bourdonnais ont été commandés par l'Administration à M. Néret, d'après soumission du 8 novembre 1888.

Fourniture, travaux et prix unitaire (sans rabais) :

188 ^m , 37	Vitraux artistiques en verre de couleur, dits cathédrale, mis en plomb et posés, pour écussons, le mètre.	38 fr. »
-----------------------	---	----------

VIII. — Parquetage et dallage. — Le parquetage qui, au rez-de-chaussée, couvrait le sol de la galerie proprement dite, était très simple. Les frises, de 27 millimètres, étaient posées sur des lambourdes de 0^m,08 sur 0^m,08 à trois par mètre, reposant directement sur le sol et consolidées en certaines parties par un quinconce de piquets de chêne enfoncés à la masse.

Les voies ferrées, qu'on avait dû laisser libres jusqu'au dernier moment pour l'installation des exposants, étaient recouvertes de panneaux mobiles.

Au premier étage, le parquetage des bas-côtés présentait une disposition spéciale : grâce à l'emploi de panneaux de staff qui forment le plafond du rez-de-chaussée, il a été possible d'éviter le scellement au plâtre toujours coûteux des lambourdes ; celles-ci sont posées simplement sur les solives en fer et maintenues au moyen de cales clouées alternativement à droite et à gauche de la lambourde. Ces cales sont des bouts de planches qui portent deux encoches à leurs extrémités, lesquelles s'engagent sous les ailes des fers à T. Tout soulèvement du parquet est ainsi rendu impossible. Les frises, de 27 millimètres, sont clouées sur les lambourdes, dont elles maintiennent l'écartement.

Cette disposition, qui supprime le hourdis, a permis d'effectuer

la pose des parquets dans un très court délai et de réserver toute la résistance des solives, pour les charges que les exposants devaient leur imposer.

Prix unitaires — Les parquets du rez-de-chaussée ont été exécutés en location. L'entreprise en a été adjugée, le 13 octobre 1888, à M. Jeânselme.

Les surfaces recouvertes étaient :

Parquets à l'anglaise	18 933 ^{m²} , 38
Parties mobiles recouvrant les voies ferrées du chemin de fer	6 287 ^{m²} , 68

avec les prix unitaires nets suivants :

Parquets à l'anglaise, le mètre carré	2 fr. 13
Plus-value pour parties mobiles recouvrant les voies ferrées, à poser à la dernière heure, le mètre carré . .	0 73

Il convient d'ajouter que, pour être en mesure de mettre en place les panneaux destinés à recouvrir les voies ferrées, l'Administration dut prescrire longtemps à l'avance l'exécution de ces panneaux et les faire remiser dans un terrain voisin de l'Exposition. Ce remisage, le chargement et le transport qui en furent la conséquence, coûtèrent 3 725 francs qui viennent s'ajouter à la dépense ci-dessus indiquée.

Les parquets du premier étage ont été également exécutés en location. L'entreprise en a été mise en adjudication, le 27 février 1888, et confiée à M. Collet.

Les ouvrages les plus importants avec les prix unitaires étaient les suivants :

46 265 ^{m²}	Parquets à l'anglaise.	4 fr. 55
79 ^{m³}	Lambourdes en chêne.	61 04
425 ^{m³}	— en sapin.	44 94
59 425	Entretoises en sapin de 0,02 d'épaisseur sur 0,17 de hauteur et 0,72 à 0,74 de longueur. . .	0 42

Le prix moyen par mètre carré ressort à 5 fr. 05.

Il y a lieu d'observer que, par suite de la part contributive des exposants dans la construction de ces parquets, la dépense à l'en-

treprise laissée à la charge de l'État a été réduite de près des 3/4.

Indépendamment des travaux de parquetage dont il vient d'être question, on a eu à exécuter sous le vestibule d'entrée des travaux de dallage en asphalte coulé.

Ce dallage se compose d'une couche de béton de chaux hydraulique de 4 centimètres et d'une couche superposée de 15 millimètres d'asphalte coulé.

Ces travaux ont été exécutés par la maison Roux, déclarée adjudicataire, le 13 octobre 1888, de tous les travaux analogues dans l'Exposition. Leur exécution n'a donné lieu à aucun incident particulier. Le prix unitaire était de 1 fr. 85 le mètre carré.

IX. — Maçonnerie en élévation. — En raison de l'importance de la construction métallique, les maçonneries en élévation n'ont pas fait l'objet, pour le Palais des Machines, d'une grosse entreprise.

Elles ont simplement formé remplissage, au rez-de-chaussée des façades latérales, entre la fondation et l'ossature en fer des baies vitrées et, au premier étage des mêmes façades, entre le plancher et l'ossature analogue.

Ces remplissages étaient constitués par une mosaïque de briques rouges et blanches, ces dernières très remarquables par leur qualité et leur résistance. Ces briques sont obtenues par la compression et la cuisson à haute température des sables usés des fabriques de glaces, agglomérés par la poudre impalpable de verre provenant du polissage et qui subit au four un commencement de fusion. (Briques J. Hignette.)

Le dessin du soubassement se détache en blanc sur fond rouge; celui du premier étage en rouge sur fond blanc. Au premier étage, la bande de briques est coupée, de deux en deux travées, par des groupes de fenêtres surmontées d'un petit auvent en fer.

Cette même mosaïque de briques remplissait les deux façades du vestibule d'entrée sur le jardin d'isolement, sans autre intervalle que l'espace nécessaire aux ouvertures destinées à compléter l'éclairage de ce vestibule.

Prix unitaires. — L'entreprise de la maçonnerie en élévation a été confiée de gré à gré à M. Manoury.

Les principaux ouvrages et les prix nets, sans rabais, ont été les suivants :

105 ^{m3}	187	Meulière neuve et chaux de Beffes, le mètre cube	19 fr.15
21	444	Brique pleine et chaux.	51 45
234	52	Cloisons en briques rouges de 0,34 avec emploi de briques blanches.	22 15
1	434	89 Cloisons en briques rouges de 0,22 avec emploi de briques blanches.	16 20
510	51	Brique blanche de 0,22 et 1/7 de brique rouge.	19 90
1	815	19 Brique blanche de 0,11 avec emploi de brique rouge.	14 50

Dans le même ordre de travaux, il convient de faire rentrer :

1° L'exécution du grand panneau de faïence placé au-dessus de la porte d'entrée principale et portant le nom du monument; un rinceau forme encadrement et une branche de laurier traverse l'inscription; ce panneau a été exécuté par M. Mortreux, moyennant un prix à forfait pour l'ensemble.

2° La fourniture et la pose des premières marches d'escaliers. Ces marches, exposées par M. Javelle, lui ont été payées à un prix sensiblement inférieur à leur valeur. Elles étaient données en location et à titre d'objets exposés et ont fait l'objet d'un marché de gré à gré, suivant soumission du 25 mai 1888.

Ouvrages et prix unitaires nets :

26 ^{m3} ,104	Pierre neuve de Belvoye, le mètre.	97 fr. 00
357 ^{m2} ,60	Taille de pierre de Belvoye.	5 75
0 ^{m3} ,686	Brique façon Bourgogne 1 ^{re} qualité et chaux de Beffes.	0 45

X. — Emploi décoratif du fer. — Dans le Palais des Machines, où le fer a été employé en grandes masses apparentes, partout les formes du métal ont été étudiées de façon à ce qu'il

trouvât en lui-même sa propre décoration, avec le moins possible d'éléments décoratifs auxiliaires.

Ce mode d'architecture a été appliqué aussi bien dans les parties où le calcul des résistances avait une grande importance que dans celles où il se réduisait à peu de chose.

La grande ferme a un profil hardi et grandiose. La subdivision en treillis alternativement larges et étroits a été une conséquence de l'assemblage des pannes dans la hauteur de l'arc métallique. Cet assemblage était nécessaire, il avait pour but d'empêcher le déversement de la ferme ; mais, pour avoir toute son utilité, il devait se faire dans un plan vertical ; il déterminait ainsi, à cause de la courbure de l'arc et parce qu'il constituait la diagonale du treillis, un panneau très étroit. Afin de corriger l'effet monotone que la répétition de treillis égaux aurait produit, l'architecte fut amené à encadrer ces panneaux étroits par des panneaux plus larges. Cette division alternée a été prolongée au delà des pannes dans la partie courbe de la ferme, pour donner à celle-ci à la fois un certain caractère d'unité et un aspect décoratif nouveau.

La panne, au lieu de consister en une poutre droite à treillis terminée par deux goussets en tôle pleine, ainsi que cela a lieu ordinairement, présente une forme élégante avec des amortissements arrondis. Les deux membrures sont réunies par des diagonales simples, au lieu de treillis qui auraient pu faire confusion avec ceux de la ferme. La poutre sablière qui porte le plancher du premier étage est moitié pleine, moitié ajourée.

Les arceaux en fer qui constituent l'ossature des bas-côtés forment, par leur ajustement sur les pieds-droits des grandes fermes, un motif architectural remarquable.

Les façades latérales où l'on trouve de larges nus en tôle rehaussés de nervures en fer, offrent deux spécimens très différents de consoles : les unes, qui doivent soutenir le chéneau de la grande nef, sont formées par des tôles bordées d'une double cornière ; les autres, destinées à maintenir l'auvent des bas-côtés, sont découpées dans une lame de tôle suivant un profil très souple.

Les verrières, appuyées au premier étage et au rez-de-chaussée sur un mur de remplissage en briques rouges et blanches, accusent des lignes simples, mais élégantes. Il en est de même des groupes de fenêtres surmontées d'un petit auvent en fer qui, de deux en deux travées, coupent la bande de briques au premier étage.

Le grand pignon sur l'avenue de La Bourdonnais avec ses contre-forts à treillis, son porche accompagné de deux groupes de figures symbolisant la Vapeur et l'Électricité et ses verrières, forme une entrée magistrale. (Série H, Pl. 11.)

Les piliers des tribunes d'extrémités qui relient les galeries latérales (Série H, Pl. 20) sont constitués par des lames de tôle en croix d'équerre réunies par quatre cornières. La partie supérieure s'évase en consoles formées par des cornières de joint qui se superposent aux cornières d'angle. Des renforts obliques en fer plat, avec rivets à rondelles, raidissent les âmes saillantes et offrent à l'œil des arrêts coupant les lignes verticales; les profils des tranches de la tôle suivent les courbures des cornières, tout en accusant les saillies des attaches. Ces tôles s'élargissent dans la partie inférieure où elles sont renforcées d'un fer plat fixé avec des rivets apparents; une double ligne de cornières ajoute les horizontales nécessaires pour contre-balancer les verticales. La tôle, la cornière et le rivet seuls constituent ainsi la décoration. Les colonnes qui portent les paliers de l'escalier en fer, avec marches en bois, du vestibule d'entrée, sont étudiées de la même façon.

Dans les candélabres électriques qui éclairent le bas des escaliers (Série H, Pl. 20), le fer est contourné en branches isolées qui reçoivent les lampes à incandescence. Des rameaux plus fins se séparent des branches principales et servent à masquer les fils conducteurs.

Les montants qui supportent la main-courante des rampes d'escaliers sont des fers à simple **T** sur lesquels s'assemblent de petites ogives en fer à **U**. Un rinceau en fer cornière et fer plat complète la rampe, et, de distance en distance, des attaches en tôle, roulées en volute, réunissent la rampe au limon.

La tôle ajourée avec renfort en cornière et fer à simple **T** con-

stitue l'élément décoratif dans la balustrade de la plate-forme supérieure des deux pylônes de la façade.

Enfin, les contreforts des pignons, avec leurs amortissements de tôle cernés par des cornières, et la base des pylônes de la façade principale (fig. 337) sont encore des motifs qui, comme ceux qui précèdent, puisent leurs éléments décoratifs simplement dans la mise en œuvre des matériaux.

Ces derniers ont été uniquement des fers fournis couramment par les usines.

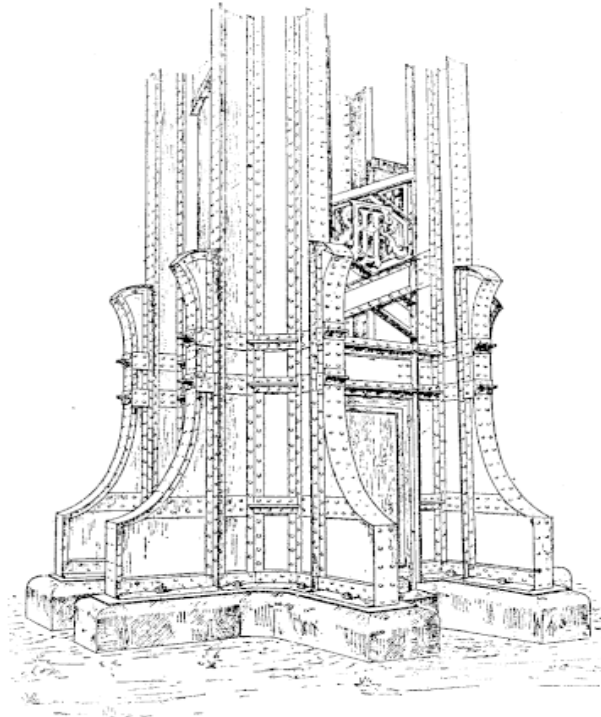


FIG. 337.

XI. — Peinture des fers de l'ossature. — Les fers ont été peints à trois couches. Le dosage qui a servi à établir les étalons de peinture est le suivant :

Céruse.	2 kilogr.
Ocre rouge.	45 grammes.
Ocre jaune.	155 —
Huile	800 —
Essence.	400 —

Les pièces arrivaient des ateliers recouvertes d'une couche de minium de plomb; on faisait au fur et à mesure, sur les échafaudages, les raccords de tête de rivet. Les deux autres couches furent données facilement aux grandes fermes, assez larges pour permettre le passage des ouvriers; mais des précautions spéciales durent être prises pour la troisième couche des petites pannes et des chevrons qui devait être donnée après la pose du vitrage. Cette partie du travail a été exécutée à l'aide d'échafaudages funiculaires.

Ces échafaudages se composaient de plateaux ayant la longueur

des chevrons compris entre deux grandes pannes. Ils étaient inclinés suivant l'angle du comble et se mouvaient parallèlement aux grandes fermes au moyen de poulies roulant sur trois câbles d'acier, tendus parallèlement aux pannes. Chaque plateau était soutenu, à ses deux extrémités et en son milieu, par trois étriers en fer venant s'accrocher aux chapes des poulies. Les câbles d'acier, rendus rigides au moyen de tendeurs à vis, s'accrochaient aux membrures supérieures des fermes. Les ouvriers donnaient eux-mêmes le mouvement de va-et-vient au moyen d'un jeu de câbles; il y avait six plateaux par travée.

Les mêmes échafaudages servirent à opérer le dépolissage des verres de la couverture de la grande nef.

Ce dépolissage, destiné à éviter l'installation de velums qui auraient masqué les lignes de l'ossature métallique, se fit à l'aide d'une composition, formée de lait pur et de blanc de Meudon, qu'on obtenait en faisant détremper d'abord les pains de blanc de Meudon pendant trois heures dans une petite partie d'un liquide composé par moitié d'eau et de lait; une fois le blanc bien détrempe, on y ajoutait un peu de bleu en poudre et on mélangeait le tout en pâte; on additionnait ensuite cette préparation de lait très pur, en quantité suffisante pour produire l'opacité désirée. On passait la couche au pinceau comme une peinture ordinaire. Cet enduit, lorsqu'il est bien sec, résiste parfaitement à l'humidité et à l'eau de condensation, sans cependant supporter le frottement; la teinte obtenue se conserve très longtemps sans jaunir.

La peinture des fers à vitrage et le dépolissage des verres de la couverture se fit rapidement; par un temps favorable, deux jours suffisaient pour achever totalement une travée.

XII. — Décoration. — Les parties pleines des plafonds de la grande nef ont été décorées à l'aide de toiles peintes à la colle.

Les grands chevrons en fer divisaient en quatre panneaux chaque travée courante de plafond comprise entre deux fermes. La

décoration de ces panneaux consista en grands cartouches encadrant les écussons des principales villes de France ou des États étrangers. Un motif composé des produits principaux de ces villes ou de ces États était placé au-dessous du cartouche. Dans les travées d'extrémités et dans les 3 travées du centre, de grands écussons en relief, entourés d'ornements en staff, complétaient la décoration. (Série H, Pl. 17.) Les panneaux qui accompagnaient les grands écussons étaient analogues à ceux des travées courantes.

La superficie totale des toiles et peintures décoratives de la grande nef était de 17 000 mètres carrés, en chiffres ronds.

Le broquettage des toiles, dans chaque travée, suivait immédiatement le parquetage et demandait d'un à deux jours. Il s'effectuait au moyen des mêmes échafaudages que les plafonds. Pour la pose des staffs des écussons en relief, qui exigeait une huitaine de jours, on se servit d'échafaudages fixes.

Les grands pignons étaient ornés de staffs peints au vernis.

Le porche du pignon sur l'avenue de La Bourdonnais était accompagné de deux groupes de figures de grandes dimensions, l'un, personnifiant la Vapeur, sculpté par M. Chapu, l'autre, personnifiant l'Électricité, sculpté par M. Barrias.

La fonte n'a été employée comme ornement que dans le coussinet des pieds de fermes et dans les petits panneaux des pylônes de la façade principale.

La décoration du vestibule d'entrée a été effectuée au moyen de toiles peintes à la détrempe, broquettées sur les lames de parquet formant la surface de la coupole et des pendentifs.

Les voussures, qui présentaient une double courbure très accentuée, furent décorées à l'aide de cartouches et de trophées en staff, fixés sur un enduit léger en plâtre, et peints directement à la détrempe, après application d'une double couche d'enduit hydrofuge. Les intrados des arcs-doubleaux furent également décorés de panneaux de staff découpés à jour. (Série H, Pl. 15.)

Dans la coupole, une série de cartouches accompagnés d'enfants, portaient le nom des grandes industries de la France. Les 4 pen-

dentifs étaient décorés par des groupes de figures s'enlevant sur un fond de tapisserie et représentant les Sciences, les Arts, le Commerce et l'Industrie. Les motifs en relief qui divisaient les voussures symbolisaient l'Agriculture, la Marine, l'Armée, les Travaux publics, etc. Enfin, à la naissance des arcs-doubleaux, 4 grands panneaux, avec encadrement à console, portaient, en or sur fond bleu, les dates des 4 Expositions françaises universelles.

La tonalité générale de la décoration de cette partie du Palais était claire, avec rehauts de brun, de bleu et d'ocre.

La rampe de l'escalier à double révolution qui conduit du vestibule au premier étage (Série H, Pl. 18), ornée de fleurons et de cartouches en bronze, était en fer forgé; les bronzes étaient ciselés à la main. Elle était accompagnée à son départ de deux figures portant chacune un bouquet de lampes électriques.

Prix unitaires. — La peinture des fers a été imposée aux constructeurs de la charpente métallique par le cahier des charges de l'entreprise et n'a pas été payée à part.

La peinture des plafonds en bois du premier étage a été confiée à MM. Rondeau et C^{ie}, suivant soumission du 17 janvier 1889.

Le prix unitaire a été : rebouchage des nœuds de sapin au mastic mou, au vernis, impression huile 2 couches, galons et motifs sertis, le mètre : 1 fr. 50.

La peinture des menuiseries et plâtres à l'intérieur a été confiée également à MM. Rondeau et C^{ie}, suivant soumission du 7 mars 1889.

Les prix unitaires ont été :

	fr.
10983 ^{m²} ,66 — Peinture à l'huile une couche, le mètre.	0 35
4220 80 — Peinture sur menuiseries ou sur bois, le mètre	1 15
365 71 — Peinture unie sur plâtre, le mètre . . .	1 42
1964 80 — Peinture unie sur plâtre, avec plus-value de deux tons, le mètre	1 50
2047 06 — Peinture à l'huile deux couches, le mètre	0 60
11236 73 — Lessivage à l'eau seconde, le mètre . . .	0 098

Les mêmes entrepreneurs ont exécuté les travaux extérieurs de

peinture qui ont fait l'objet d'un marché de gré à gré, suivant soumission du 11 avril 1889.

Les principaux prix unitaires ont été les suivants :

	fr.
1 482 ^{m²} , 78 — Époussetage, 2 couches de vernis gomme laque, huile une couche et récham-pissage des fers, le mètre.	3 00
1 120 00 — Peinture à la plombagine, le mètre.	0 50
9 463 63 — Nettoyage de verres.	0 20
1 614 96 — Enduit Candelot 2 couches.	0 72
407 51 — Peinture à l'huile une couche en raccords.	0 33
1 691 74 — Peinture à l'huile 2 couches en raccords	0 546
6 52 — Dorure à l'or jaune.	20 58

La peinture de la sous-face des verres de la couverture a été confiée de gré à gré à la maison Delfosse et Defais et à la maison Rondeau et C^{ie}, suivant soumissions du 31 janvier 1889.

Le prix du mètre superficiel de peinture (une couche) à base de lait, en réserve des fers, a été de 0 fr. 60.

La décoration des plafonds de la grande nef a fait l'objet d'un traité de gré à gré et à forfait avec MM. Rubé, Chaperon et Jam-bon, suivant soumission du 16 août 1888.

Les principaux ouvrages et les prix nets ont été les suivants :

16 612 ^{m²} , 86 Peintures décoratives sur toiles, compris toutes fournitures, main-d'œuvre, mon-tage et mise en place, le mètre.	5 fr. »
474 ^{m²} , 92 Fourniture de toile	2 10
1 248 ^{m²} , 59 Peintures décoratives d'après modèles sur toile, staff ou plâtre	7 »
32 Peintures décoratives d'enfants, l'une.	50 »
4 Groupes de figures, l'un.	1500 »

La peinture, en imitation de faïences, des staffs qui ornent l'arc encadrant la grande porte sur l'avenue de La Bourdonnais et les poutres à treillis des deux pignons du Palais, a fait l'objet d'un marché à forfait avec MM. Bertin, Fouché et C^{ie}, suivant soumission du 23 janvier 1891; l'ouvrage principal a consisté dans l'exécution de 320^{m²}, 49 de peinture en imitation de faïences, au prix net de 6 francs le mètre.

La sculpture proprement dite a fait l'objet d'un traité à forfait approuvé par arrêté du 25 janvier 1888, dans les limites de :

Groupe de M. Barrias.	25 000 fr. »
Groupe de M. Chapu.	25 000 fr. »
TOTAL.	50 000 fr. »

Le remplissage en panneaux de staff des planchers des galeries a été confié, de gré à gré, à MM. Chave et Paugoy, suivant soumission du 7 mai 1888.

Les travaux et prix unitaires nets ont été les suivants :

16 460 ^{m²} , 82 Surfaces de remplissage de planchers, fourniture et pose, le mètre.	2 fr. 50
1 073 ^{m²} , 62 Surfaces de remplissage de planchers, fourniture seulement.	1 fr. 70

L'ornementation en staff du plafond de la grande nef a été exécutée par M. J. Martin, à forfait, suivant soumission du 13 septembre 1888, dans les limites d'une dépense de 19 700 francs, comprenant : modèle des cartouches au 1/4 d'exécution; modèle grandeur d'exécution en 28 morceaux, moulage à bons creux; épreuves en staff montées, posées et réparées.

L'ornementation en staff des poutres à treillis des deux pignons a été confiée à M. Thiébault, suivant soumission du 12 novembre 1888.

Les travaux et prix unitaires nets ont été les suivants :

1 Arc et pieds-droits.	11 000 fr. »
399 losanges pour remplissage des poutres, l'un.	4 fr. 50
282 triangles de rives pour rempliss. des poutres, l'un.	4 fr. »
72 triangles d'angles pour rempliss. des poutres, l'un.	3 fr. 50

L'ornementation en staff du vestibule d'entrée a été confiée à M. J. Martin, suivant soumission du 17 novembre 1888; elle a donné lieu aux travaux et prix nets suivants :

Modèle et épreuve de la rosace.	400 fr. »
Motifs à la base des voussures	4 514 fr. »
Motifs dans la voussure.	7 140 fr. »
Motifs dans les doubleaux.	4 490 fr. »

A ces dépenses il convient d'ajouter un crédit en régie de 15 000 francs pour installation d'ateliers et de baraquements.

Il convient également d'y ajouter la dépense entraînée par l'exécution de la charpente en bois qui a servi à la mise en place des grands cartouches en staff (marché de gré à gré et à forfait avec la Société des ouvriers charpentiers de la Villette), moyennant 9 700 fr.

La rampe artistique de l'escalier du vestibule d'entrée a été fournie par M. Maison à titre d'objet exposé d'après les dessins de l'architecte. L'administration n'a payé que les frais de mise en place et quelques petits travaux accessoires. La dépense, à forfait, a été de 5 000 francs.

XIII. Travaux divers. — En dehors des travaux énumérés aux différents chapitres qui précèdent, la construction du Palais des Machines a nécessité l'exécution d'un certain nombre de travaux complémentaires.

Pour orner de drapeaux le faîtage du Palais, on a dû installer sur cette partie de l'édifice des mâts en X, solidement fixés à l'ossature métallique ; ces mâts étaient reliés les uns aux autres par un câble auquel étaient attachés des bannières, drapeaux. La ligne se terminait à ses deux extrémités par deux mâts métalliques verticaux de 10 mètres de hauteur.

L'opération a entraîné des travaux de différentes natures, savoir :

1° Travaux de construction métallique :

Mâts sur les fermes de tête. Marché de gré à gré avec MM. Baudet, Donon et C^{ie}, suivant soumission du 6 avril 1889.

Ces deux mâts métalliques avec chevêtres, tendeurs à vis, haubans et chapes sur les fermes de tête de la grande nef ont comporté 4 999 kilog. à 0 fr. 90.

2° Travaux de charpente en bois :

Mâts en charpente sur le faîtage de la grande nef. Marché de gré à gré avec la Société des ouvriers charpentiers de la Villette, suivant soumission du 29 mars 1889 s'élevant à 9 500 francs.

3° Fourniture de drapeaux sur le faîtage de la grande nef :

Marché de gré à gré avec MM. Belloir et Vazelle, suivant soumission du 13 avril 1889.

Travaux principaux et prix unitaires nets :

4 Pavillons tricolores de 6 mètres de haut sur 9 mètres de long,	fr.	c.
y compris poulies et cordages, chaque.. . . .	140	00
45 Bannières de 3 mètres sur 1 mètre aux couleurs des nations. .	7	75
160 Bannières de 2 mètres sur 1 mètre.. . . .	6	10
141 Drapeaux de 1 ^m ,50 sur 1 mètre.	4	75
18 Cordelières de 0 ^m ,045 sur 8 mètres avec glands.. . . .	47	00

L'éclairage électrique du Palais, bien que mis tout entier, en principe, à la charge des électriciens exposants, a entraîné aussi certaines dépenses.

Pour avoir en certains endroits des appareils d'éclairage en rapport avec la décoration générale, on fut obligé de les commander spécialement.

Pour l'escalier du vestibule d'entrée, les piédestaux des statues furent commandés à M. Maison, constructeur de l'escalier, suivant marché à forfait du 22 mars 1889, applicable à l'exécution de quatre modèles en fonte et à la pose des piédestaux au prix de 350 francs l'un.

Les modèles des figures surmontant les piédestaux des lampadaires furent confiés à MM. Cordonnier et Barthélemy par arrêté du 12 octobre 1888, au prix à forfait de 3 000 francs l'une.

La reproduction en bronze de ces modèles (4 épreuves) entraîna une dépense de 5 200 francs. (Marché à forfait avec M. Gruet, suivant soumission du 19 janvier 1889.)

L'exécution des lampadaires placés au pied des escaliers a été confiée à M. Maison, suivant soumission du 9 janvier 1889 applicable à l'exécution de 10 lampadaires au prix de 800 francs l'un, fourniture et pose.

Enfin les bouquets de lumière placés sur ces lampadaires ont été exécutés par la maison Beau et Bertrand-Taillet, suivant soumission du 20 février 1889 applicable à l'exécution de 4 bouquets au prix unitaire de 320 francs.

XIV. — Conclusion. — Cet exposé terminé, il importe de se rendre compte des prix de revient du Palais des Machines à la fois au mètre carré couvert, au mètre carré horizontal utilisable (c'est-à-dire en tenant compte de la surface du 1^{er} étage) et au mètre cube d'air occupé.

Ces différents éléments sont résumés dans le tableau suivant :

PALAIS DES MACHINES

Tableau des dépenses au mètre horizontal couvert, au mètre horizontal utilisé, et au mètre cube occupé.

NATURE DES TRAVAUX.	DÉPENSES AU MÈTRE HORIZONTAL couvert. $S = 63,252\text{m}^2,07.$	DÉPENSES AU MÈTRE HORIZONTAL utilisé. $S = 77,932\text{m}^2,41.$	DÉPENSES AU MÈTRE OCCUPÉ par les constructions. $V = 1,946,757\text{m}^3,600.$
	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Fondations.	6 382	5 167	0 207
Constructions métalliques . . .	87 323	70 874	2 839
Charpente en bois et menuiserie.	4 039	3 276	0 131
Couverture et plomberie. . . .	4 055	3 291	0 132
Vitrerie	3 473	2 819	0 112
Parquetage et dallage	2 121	1 721	0 068
Maçonnerie en élévation. . . .	2 036	1 652	0 066
Décoration	6 670	5 414	0 216
Divers	1 042	0 846	0 033
Frais d'agence	3 073	2 494	0 099
TOTAUX.	120 21	97 55	3 90

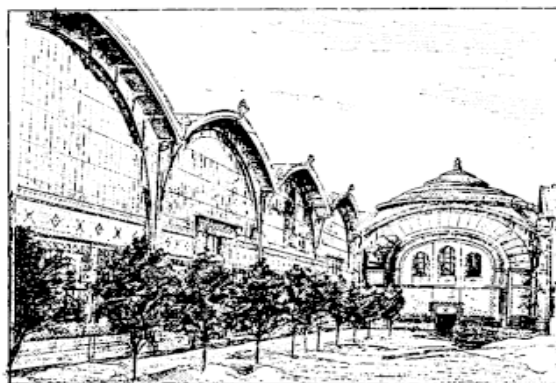
En fait, les prix de revient ont été un peu inférieurs aux chiffres ci-dessus; les exposants ont, en effet, contribué pour une part assez importante à l'exécution des parquets (63 037 fr. 67), ce qui réduit les prix totaux par mètre carré couvert, par mètre carré utili-

sable et par mètre cube occupé respectivement à 119 fr. 22, 96 fr. 74 et 3 fr. 87.

C'est là un résultat remarquable si on le compare à la dépense qu'entraîne la construction du moindre monument, dépense qui varie entre 500 francs et 1 000 francs le mètre carré couvert pour une hauteur bien moindre que celle du Palais des Machines.

Le développement des dépenses par nature d'ouvrage se trouve dans le chapitre II de la troisième partie.

FIN DU TOME PREMIER



MINISTÈRE DU COMMERCE ET DE L'INDUSTRIE

EXPOSITION UNIVERSELLE INTERNATIONALE DE 1889
A PARIS

MONOGRAPHIE

DES

PALAIS, JARDINS, CONSTRUCTIONS DIVERSES
ET INSTALLATIONS GÉNÉRALES

Les manœuvres pour la conduite des wagons jusqu'au point le plus rapproché où les matériaux doivent être déchargés seront assurées par les destinataires, sous la direction et la surveillance des agents de la Compagnie, qui fixeront les heures auxquelles ces manœuvres pourront avoir lieu.

Les wagons après leur déchargement seront ramenés dans les mêmes conditions par les soins des destinataires sur la voie C D, où ils seront repris par les machines de la Compagnie.

Un délai de 24 heures (non compris les dimanches et fêtes) est accordé pour les opérations de déchargement : passé ce délai, la Compagnie percevra les frais de stationnement prévus par les arrêtés ministériels en vigueur.

Toutes les avaries au matériel où à ses agrès, de même que tous les accidents qui seraient du fait du personnel des destinataires, resteront à la charge de ces derniers.

ART. 3. — Pour la conduite des wagons et toutes les opérations effectuées à l'intérieur du palais, la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest percevra une taxe de un franc (1 franc) par tonne de marchandise.

ART. 4. — Le service des travaux de l'Exposition devra, au préalable, faire accepter par les destinataires toutes les dispositions prévues par la présente convention.

ART. 5. — Lorsque l'arrivée des matériaux sera terminée, une nouvelle convention interviendra pour régler les dispositions à appliquer pendant la période d'arrivée des produits destinés à l'Exposition.

Fait double à Paris, le quinze novembre mil huit cent quatre-vingt-sept.

Accepté sous la réserve mentionnée dans ma lettre du 21 octobre 1887

Le Directeur des Travaux de l'Exposition universelle,

Signé : ALPHAND.

Le Directeur de la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest,

Signé : MARIN.

Enregistré à Paris, bureau des actes administratifs, le vingt-six novembre 1887, fol. 29 v° 2; reçu trois francs 75, 2 décimes compris.

Par Duplicata :

Signé : GOURMAUX.



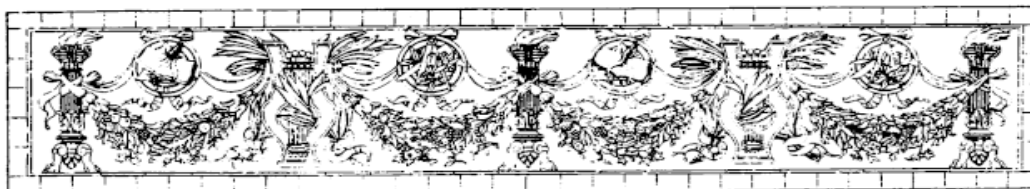


TABLE DES MATIÈRES

TOME PREMIER

PREMIÈRE PARTIE

PÉRIODE D'ORGANISATION

	Pages
CHAPITRE PREMIER. — PRÉLIMINAIRES DE L'EXPOSITION.	1
I. Considérations générales.	1
II. Choix d'un emplacement.	3
III. Comparaison des surfaces occupées par les Expositions de 1867, 1878 et 1889.	5
IV. Conditions auxquelles le Champ de Mars a été mis à la disposition de l'Exposition.	7
V. Dispositions proposées par la Commission d'études.	8
VI. Concours.	11
VII. Plan général définitif. Dispositions adoptées.	21
CHAPITRE II. — BUDGET ET PRÉPARATION DES TRAVAUX.	26
I. Évaluation des dépenses.	26
II. Organisation de la Direction générale des travaux.	31
1. Décrets et arrêtés, p. 31. — 2. Ordres de service du Directeur général des tra- vaux, p. 34.	
III. Préparation des projets d'exécution.	42
1. Principes généraux adoptés pour la construction, p. 42. — 2. Principes généraux adoptés pour la décoration intérieure et extérieure, p. 52. — 3. Principes généraux pour l'exécution des parcs et jardins, p. 58.	
IV. Établissement des devis généraux. Répartition des crédits.	59
V. Modes de concession des travaux.	64
1. Cahiers de charges générales, spéciales et particulières, p. 64. — 2. Adjudications et marchés de gré à gré, p. 67. — 3. Division limitée des travaux, p. 68. — 4. Nature des marchés : marchés de location et marchés de fourniture définitive, p. 69.	

DEUXIÈME PARTIE

PÉRIODE D'EXÉCUTION

	Pages.
CHAPITRE PREMIER. — TRAVAUX PRÉPARATOIRES. APERÇU SUR LA	
MARCHE DES TRAVAUX.	73
I. Prise de possession des terrains et fermeture de l'enceinte.	73
II. Travaux de recherches et sondages.	76
III. Nivellement et réseau d'égouts.	80
IV. Viabilité.	87
V. Passerelles et escaliers.	89
1. <i>Calculs de résistance</i> , p. 92.	
VI. Voies ferrées.	102
1. Voies destinées au transport des matériaux de construction et des produits exposés, p. 102. — 2. Voies destinées au transport des visiteurs, p. 108.	
VII. Aperçu chronologique sur la marche des travaux.	114
CHAPITRE II. — PALAIS DES BEAUX-ARTS ET DES ARTS LIBÉRAUX.	
GALERIES RAPP ET DESAIX.	116
I. Plan et description générale.	116
II. Fondations.	120
III. Ossature métallique.	123
a. Fermes de 52 mètres : <i>Description</i> , p. 124; <i>Calculs</i> , p. 128; <i>Montage</i> , p. 128.	
— b. Fermes de 14 mètres : <i>Description</i> , p. 129; <i>Planchers</i> , p. 130; <i>Montage</i> , p. 130;	
<i>Poids et prix unitaires</i> , p. 131. — c. Fermes de 30 mètres des galeries Rapp et Des-	
saix : <i>Description</i> , p. 132; <i>Calculs</i> , p. 134; <i>Montage</i> , p. 163; <i>Poids et prix unitaires</i> ,	
p. 163. — d. Dômes : <i>Description</i> , p. 166; <i>Calculs</i> , p. 169; <i>Montage</i> , p. 244; <i>Poids</i>	
<i>et prix unitaires</i> , p. 245. — e. Annexes des dômes : <i>Description</i> , p. 246; <i>Calculs</i> , p. 247.	
— f. Porches des galeries Rapp et Desaix et travaux divers de constructions métal-	
liques, p. 262; <i>Poids et prix unitaires</i> , p. 262.	
IV. Charpente en bois. Menuiserie	263
V. Couverture et plomberie.	266
VI. Vitrerie.	269
VII. Parquetage et dallage.	271
VIII. Maçonnerie en élévation.	272
IX. Décoration.	273
X. Travaux divers.	279
XI. Protection contre la foudre.	280
XII. Conclusion.	282

Tableau des dépenses au mètre superficiel et au mètre cube. p. 282.

	Pages.
CHAPITRE III. — PALAIS DES INDUSTRIES DIVERSES ET DÔME CENTRAL.	284
I. Plan et description générale.. . . .	284
II. Fondations	287
III. Construction métallique.. . . .	291
<i>a. Galeries de 25 mètres : Description, p. 292; Calculs, p. 293; Montage, p. 309. —</i> <i>b. Galeries de 15 mètres sur les avenues, p. 318. — c. Galeries de 15 mètres sur les</i> <i>jardins, p. 318. — d. Galeries surélevées de 15 mètres, p. 319. — e. Pavillons de rac-</i> <i>cordement, p. 321. — f. Galerie de 30 mètres, p. 322. — g. Dôme central et pavil-</i> <i>lons adossés, p. 327 : Description, p. 327; Calculs, p. 329; Montage, p. 360; Poids</i> <i>et prix unitaires, p. 363; Comparaison avec les constructions similaires de 1878, p. 367.</i>	
IV. Charpente en bois. Menuiserie.. . . .	369
V. Couverture en zinc.	370
VI. Canalisation souterraine.. . . .	373
VII. Vitrerie.	374
VIII. Parquetage et dallage.. . . .	376
IX. Maçonnerie en élévation	378
X. Travaux de décoration.	380
XI. Travaux divers.	395
XII. Résumé. Conclusion.	395
Tableau des dépenses au mètre superficiel et au mètre cube, p. 394.	

CHAPITRE IV. — PALAIS DES MACHINES	396
I. Plan et description générale	396
II. Fondations.. . . .	399
III. Ossature métallique	406
<i>a. Grande nef : Description, p. 406; Calculs, p. 409; Montage, p. 480; Poids et</i> <i>prix unitaires, p. 492. — b. Pignons et tribunes, p. 492; Poids et prix unitaires,</i> <i>p. 493. — c. Bas-côtés, p. 493. — d. Vestibule, p. 494; Poids et prix unitaires, p. 494.</i> <i>— e. Travaux accessoires, p. 494; Dépenses et poids. Comparaison avec les construc-</i> <i>tions similaires de 1878, p. 495.</i>	
IV. Charpente en bois. Grosse menuiserie.. . . .	497
V. Menuiserie.. . . .	502
VI. Couverture.. . . .	503
VII. Vitrerie.	510
VIII. Parquetage et dallage.. . . .	517
IX. Maçonnerie en élévation.. . . .	519
X. Emploi décoratif du fer.. . . .	520
XI. Peinture des fers de l'ossature.. . . .	523
XII. Décoration.. . . .	524
XIII. Travaux divers.. . . .	529
XIV. Conclusion	531
Tableau des dépenses au mètre superficiel et au mètre cube, 531.	