

ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

PUBLIÉE SOUS LA DIRECTION DU DR TOULOUSE

BIBLIOTHÈQUE

DIRECTEUR

DE MÉCANIQUE APPLIQUÉE ET GÉNIE

M. D'OCAGNE

Ponts en Maçonnerie

(Calculs et Construction)

PAR

M. A. AURIC

1020/0

ECOLE CENTRALE DE LILLE



D0000004507



DOIN ET FILS, ÉDITEURS, PARIS

IRIS - LILLIAD - Université Lille 1

Octave DOIN et FILS, éditeurs, 8, place de l'Odéon, Paris

ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

Publiée sous la direction du D^r TOULOUSE.

BIBLIOTHÈQUE

DE MÉCANIQUE APPLIQUÉE ET GÉNIE

Directeur : M. D'OCAGNE

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
Professeur à l'École des Ponts et Chaussées
Répétiteur à l'École Polytechnique

On oppose assez volontiers, dans le domaine de la mécanique appliquée, l'homme de la théorie à l'homme de la pratique. Le premier, enclin aux spéculations abstraites, est tenu pour préférer aux problèmes qu'offre la réalité ceux qui se prêtent plus aisément aux solutions élégantes et, par suite, pour être disposé à négliger, en dépit de leur importance intrinsèque, telles circonstances qui seraient de nature à entraver le jeu de l'instrument analytique ; le second, au contraire, uniquement soucieux des données de l'empirisme, pour regarder toute théorie scientifique comme un luxe superflu dont il vaut mieux se passer.

Ce sont là des tendances extrêmes contre lesquelles il convient de se mettre en garde. S'il est vrai que certains

esprits, séduits par l'imposante beauté de la science abstraite, ont quelque répugnance à se plier aux exigences de la réalité, généralement difficiles à concilier avec une aussi belle harmonie de forme, que d'autres, en revanche, par crainte des complications qu'entraîne à leurs yeux l'appareil analytique, — peut-être aussi, parfois, en raison de leur manque d'habitude à le manier, — tendent à méconnaître les éminents services qu'on en peut attendre, il n'en reste pas moins désirable, pour le plus grand bien des applications, de voir réaliser l'union la plus intime de la théorie et de la pratique, de la théorie qui coordonne, synthétise, réduit en formules simples et parlantes les faits révélés par l'expérience, et de la pratique qui doit, tout d'abord, les en dégager. La vérité est que l'une ne saurait se passer de l'autre, que toutes deux doivent progresser parallèlement. Ce n'est pas d'hier que Bacon l'a dit : « Si les expériences ne sont pas dirigées par la théorie, elles sont aveugles ; si la théorie n'est pas soutenue par l'expérience, elle devient incertaine et trompeuse. »

Développant cette pensée, un homme qui, dans un domaine important de la Mécanique appliquée, a su réaliser, de la façon la plus heureuse, cette union si désirable, s'est exprimé comme suit¹ : « ... La théorie n'a point la prétention de se substituer à l'expérience ni de se poser en face d'elle en adversaire dédaigneux. C'est l'union de ces deux opérations de l'esprit dans une règle générale pour la recherche de la vérité qui constitue l'essence de la méthode : la théorie est le guide qu'on prend au départ, qu'on interroge sans cesse le long de la route, qui instruit toujours par ses réponses, qui indique le chemin le plus sûr et qui découvre l'horizon le plus vaste. Elle saura réunir dans une

¹ Commandant P. CHARBONNIER : *Historique de la Balistique Extérieure à la commission de Gênes*, p. 6.

même explication générale les faits les plus divers, conduire à des formules d'un type rationnel et à des calculs d'une approximation sûre.

« La science aura plus d'audace parce qu'elle aura une base plus large et plus solidement établie. Les résultats expérimentaux, au lieu de faire nombre, viendront à chaque instant contribuer à asseoir la théorie, et ce n'est plus en eux-mêmes que les faits seront à considérer, mais suivant leur place rationnelle dans la science. La théorie saura mettre l'expérimentateur en garde contre les anomalies des expériences, et l'expérience, le théoricien contre les déductions trop audacieuses de la théorie. »

Ces quelques réflexions pourraient servir d'épigraphe à la première moitié de la présente Bibliothèque consacrée à la MÉCANIQUE APPLIQUÉE. Elles définissent l'esprit général dans lequel sont conçus ses volumes : *application rationnelle de la théorie, poussée aussi loin que le comporte l'état actuel de la science, aux problèmes tels qu'ils s'offrent effectivement dans la pratique, sans rien sacrifier des impérieuses nécessités de celle-ci à la plus grande facilité des déductions de celle-là.*

Il ne s'agit pas, dans l'application scientifique ainsi comprise, de torturer les faits pour les forcer à rentrer, vaille que vaille, dans le cadre de théories, plus ou moins séduisantes, conçues à *priori*, mais de plier la théorie à toutes les exigences du fait ; il ne s'agit pas de forger des exemples destinés à illustrer et à éclairer l'exposé de telle ou telle théorie (comme cela se rencontre dans les Traités de mécanique rationnelle où une telle manière de faire est, vu le but poursuivi, parfaitement légitime), mais de tirer de la théorie toutes les ressources qu'elle peut offrir pour surmonter les difficultés qui résultent de la nature même des choses.

Quand les problèmes sont ainsi posés, ils ne se prêtent généralement pas à des solutions aboutissant directement à

des formules simples et élégantes; ils forcent à suivre la voie plus pénible des approximations successives; mais définir par une première approximation l'allure générale d'un phénomène, puis, par un effort sans cesse renouvelé, arriver à le serrer de plus en plus près, en se rendant compte, à chaque instant, de l'écartement des limites entre lesquelles on est parvenu à le renfermer, c'est bel et bien faire œuvre de science; et c'est pourquoi, dans une Encyclopédie qui, comme son titre l'indique, est, avant tout *scientifique*, la Mécanique appliquée a sa place marquée au même titre que la Mécanique rationnelle.

La seconde moitié de la Bibliothèque est réservée aux divers arts techniques dont l'ensemble constitue ce qu'on est ordinairement convenu d'appeler le GÉNIE tant civil que militaire¹ et maritime.

Ici, de par la force même des choses, l'exposé des principes s'écarte davantage de la forme mathématique pour se rapprocher de celle qui est usitée dans le domaine des sciences descriptives. Cela n'empêche d'ailleurs qu'il n'y ait encore, dans la façon de classer logiquement les faits, d'en faire saillir les lignes principales, surtout d'en dégager des idées générales, possibilité d'avoir recours à une méthode vraiment scientifique.

Telle est l'impression qui se dégagera de l'ensemble de cette Bibliothèque dont les volumes ont été confiés à des spécialistes hautement autorisés, personnellement adonnés à des travaux rentrant dans leurs cadres respectifs et, par cela même, pour la plupart du moins, ordinairement détournés du labeur de l'écrivain dont ils ont occasionnellement accepté la charge en vue de l'œuvre de mise au point dont les conditions générales viennent d'être indiquées.

¹ Le mot étant pris dans sa plus large acception et s'étendant tout aussi bien à la technique de l'*Artillerie* qu'à l'ensemble de celles qui sont plus particulièrement du ressort de l'arme à laquelle on applique le nom de *Génie*.

Il convient d'ajouter que le programme de cette Bibliothèque, — dont la liste ci-dessous fait connaître une première ébauche, susceptible de revision et de compléments ultérieurs, — s'étendra à toutes les parties qui peuvent intéresser l'ingénieur mécanicien ou constructeur, à l'exception de celles qui ont trait soit aux applications de l'Électricité, soit à la pratique de la construction proprement dite, rattachées, dans cette Encyclopédie, à d'autres Bibliothèques (29 et 33).

Les volumes sont publiés dans le format in-18 Jésus cartonné; ils forment chacun 400 pages environ avec ou sans figures dans le texte. Le prix marqué de chacun d'eux, quel que soit le nombre de pages, est fixé à 5 francs. Chaque ouvrage se vend séparément.

Voir, à la fin du volume, la notice sur l'ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE, pour les conditions générales de publication.

TABLE DES VOLUMES ET LISTE DES COLLABORATEURS

*Les volumes publiés sont indiqués par un **

1. **Statique graphique.**
2. **Résistance des matériaux**, par A. MESSAGER, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Professeur à l'École des Ponts et Chaussées.
3. **Stabilité des constructions**. par A. AURIC et G. PIGEAUD, Ingénieurs en chef des Ponts et Chaussées.
4. **Cinématique appliquée. Théorie des mécanismes.**
- *5. **Dynamique appliquée**, par L. LECORNU, Membre de l'Institut, Inspecteur général des Mines, Professeur à l'École Polytechnique.
6. **Régularisation du mouvement.**
- *7. **Chronométrie** par J. ANDRADE, Professeur à la Faculté des Sciences de Besançon
- *8. **Hydraulique générale**, 2 vol., par A. BOULANGER, Professeur à la Faculté des Sciences de Lille, Répétiteur à l'École Polytechnique.
9. **Pneumatique générale.**
10. **Machines hydrauliques.**
11. **Pompes et ventilateurs.**
12. **Air comprimé.**
- *13. **Moteurs thermiques**, par E. JOUGUET, Ingénieur en chef des Mines, Répétiteur à l'École Polytechnique.
14. **Machines à vapeur**, par F. CORDIER, Chef d'escadron d'artillerie.
15. **Machines à combustion interne**, par A. WITZ, Professeur à la Faculté libre des Sciences de Lille, Correspondant de l'Institut.

- *16. Turbines à vapeur, par le Commandant F. CORDIER.
- *17. Chaudières et condenseurs, par le Commandant F. CORDIER.
- 18 a. Machines outils.
- 18 b. Machinerie de l'industrie du tabac et des matières similaires, par E. BELOT, Directeur des tabacs à la manufacture de Reuilly.
- 19. Appareils de levage, par G. ESPITALIER, Lieutenant colonel du génie territorial.
- 20. Câbles téléodynamiques et transporteurs aériens.
- 21. Mécanique des explosifs, par E. JOUQUET.
- *22 a. Balistique extérieure rationnelle. Problème principal, par P. CHARBONNIER, Lieutenant-colonel d'Artillerie coloniale.
- *22 b. Balistique extérieure rationnelle. Problèmes secondaires, par le Lieutenant-colonel CHARBONNIER.
- 22 c. Balistique extérieure expérimentale, par le Lieutenant-colonel CHARBONNIER.
- *22 d. Balistique intérieure, par le Lieutenant-colonel CHARBONNIER.
- 22 e. Tir des armes portatives, par H. BATAILLER, Capitaine d'artillerie.
- *23. Résistance et construction des bouches à feu, par L. JACOB, Ingénieur général d'artillerie navale, Directeur du Laboratoire central de la Marine.
- *24. Mécanique des affûts, par J. CHALLÉAT, Capitaine d'artillerie.
- 25. Armes automatiques, par L. CHAUCHAT, Chef d'escadron d'artillerie.
- *26. Artillerie de campagne, par J. PALOQUE, Lieutenant-Colonel d'artillerie, professeur à l'École supérieure de Guerre.
- *26 a. Artillerie navale. Canons, Projectiles, par l'Ingénieur général JACOB.
- *26 b. Artillerie navale. Affûts, Poudres, Tir, par l'Ingénieur général JACOB.
- 27. Théorie du navire, par M. BOURDELLE, Ingénieur principal de la Marine, Professeur à l'École du Génie maritime.

- 28 a. **Constructions navales. Coque**, par J. ROUGÉ, Ingénieur principal de la Marine.
- 28 b. **Constructions navales. Accessoires**, par M. EDMOND, Ingénieur de la Marine.
- *29. **Machines marines**, par P. DROSNE, Ingénieur de la Marine.
30. **Chaudières marines**, par P. DROSNE, Ingénieur de la Marine.
31. **Torpilles**.
32. **Navigation sous-marine**, C. RADIGUER, Ingénieur de la Marine.
- 33 a. **Technique des dirigeables**, par G. DO, capitaine du Génie.
- 33 b. **Technique des aéroplanes**, par J. RAIBAUD, capitaine d'Artillerie.
- *34. **Technique du Ballon**, par G. ESPITALIER.
- *35 a. **Ponts en maçonnerie. Calculs et construction**, par A. AURIC, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.
- *35 b. **Ponts métalliques. Calculs**, par G. PIGEAUD, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.
- 35 c. **Ponts métalliques. Construction**, par G. PIGEAUD.
- *35 d. **Ponts suspendus flexibles et semi-rigides**, par G. LEINEKUGEL LE COCQ, ancien Ingénieur Hydrographe de la Marine, Ingénieur en chef des établissements F. ARNODIN.
- *35 e. **Ponts suspendus rigides**, par G. LEINEKUGEL LE COCQ.
36. **Infrastructure des routes et chemins de fer**.
37. **Chemins de fer. Superstructure**.
- *38. **Locomotives à vapeur**, par J. NADAL, Ingénieur en chef des Mines, Adjoint à l'ingénieur en chef du matériel des chemins de fer de l'Etat.
- 39 a. **Chemins de fer. Matériel de transport. Voitures à voyageurs**, par E. BIARD, Ingénieur principal à la C^{ie} de l'Est.
- 39 b. **Wagons à marchandises**, par E. BIARD.
- 39 c. **Freinage du matériel de chemin de fer**, par P. GOSSEREZ, Ingénieur au service du matériel roulant à la C^{ie} de l'Est.
40. **Chemins de fer. Exploitation technique**.
41. **Chemins de fer d'intérêt local**.

42. Chemins de fer funiculaires et à crémaillère.
43. Tramways urbains.
44. Automobiles, par E. BORSCHNECK, Capitaine du Génie.
45. Bicyclettes et motocyclettes.
46. Navigation intérieure. Rivières et Canaux.
47. Fleuves à marées et estuaires, par L. L. GODARD, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.
48. Travaux maritimes, par A. GUIFFART, Ingénieur des Ponts et Chaussées.
- * 49. Phares et signaux maritimes, par RIBIÈRE, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.
50. Hydraulique urbaine et agricole.
- * 51 a. Mines. Méthodes d'exploitation, par L. CRUSSARD, Ingénieur au corps des Mines, Professeur à l'École des Mines de Saint-Étienne.
- 51 b. Mines. Grisoù, Explosions, Aérage, par L. CRUSSARD.
- 51 c. Mines. Travaux au rocher et Services généraux.
- * 52. Ponts improvisés, par G. ESPITALIER et F. DURAND, Capitaine du Génie.
- * 53 a. Fortification cuirassée, par L. PIARRON DE MONDESIR, Lieutenant-Colonel du Génie, Professeur à l'École supérieure de Guerre.
- 53 b. Technique des cuirassements et bétonnage des places fortes, par G. ESPITALIER.

NOTA. — La collaboration des auteurs appartenant aux armées de terre et de mer, ou à certaines administrations de l'État, ne sera définitivement acquise qu'à moyennant l'approbation émanant du ministère compétent.



ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

PUBLIÉE SOUS LA DIRECTION

du D^r TOULOUSE, Directeur de Laboratoire à l'École
des Hautes-Études.

Sécretaire général : H. PIÉRON, Agrégé de l'Université.

BIBLIOTHÈQUE DE MÉCANIQUE APPLIQUÉE ET GÉNIE

Directeur : M. D'OCAGNE

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. Professeur à l'École des Ponts et Chaussées
Répétiteur à l'École polytechnique.

PONTS EN MAÇONNERIE



PONTS EN MAÇONNERIE

(CALCULS ET CONSTRUCTION)

PAR

M. A. AURIC

INGÉNIEUR EN CHEF DES PONTS ET CHAUSSÉES

INGÉNIEUR EN CHEF DE LA VILLE DE CONSTANTINOPLE

Préface de

M. J. RÉSAL

INSPECTEUR GÉNÉRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES

PROFESSEUR A L'ÉCOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES



Avec 109 figures dans le texte

PARIS

OCTAVE DOIN ET FILS, ÉDITEURS

8, PLACE DE L'ODÉON, 8

1911

Tous droits réservés

PRÉFACE

La construction des ponts en maçonnerie ne relève pas exclusivement de la technique de l'ingénieur. La question d'esthétique y joue presque toujours un rôle important, et parfois même prépondérant. Abstraction faite de la décoration proprement dite, qui est du ressort de l'architecture, il appartient à l'ingénieur de déterminer les dimensions et les dispositions des divers éléments de l'ouvrage, de façon à obtenir un ensemble bien proportionné et harmonieux, qui donne aux spectateurs non initiés aux lois de la stabilité l'impression que le pont, robuste et bien équilibré, répond parfaitement à toutes les conditions qu'il doit remplir. A cet égard, une étude historique et descriptive des ponts construits dans le passé est le préambule indispensable de tout traité didactique sur la construction de ces ouvrages. C'est le sujet du premier chapitre du livre de M. AURIC, où la question est traitée de façon très complète. L'auteur s'est attaché spécialement à développer les considérations d'esthétique, et il a été conduit à énoncer à ce propos des vues personnelles intéressantes, notamment sur l'origine de l'ogive et de l'anse de panier.

Au point de vue purement technique, M. AURIC s'est

livré à des considérations générales sur les divers types de voûtes, sur leur rôle et sur leur stabilité, qui fait échapper sa rédaction au reproche d'aridité que l'on adresse souvent non sans motif aux livres écrits spécialement pour les ingénieurs.

En ce qui touche les problèmes de stabilité et les procédés d'exécution, on trouve une étude très complète des courbes d'intrados et d'extrados des voûtes, et des profils de raccordement des chaussées; des recherches personnelles sur la stabilité des voûtes, avec applications à la cycloïde et à la chaînette, sur le calcul des épaisseurs, etc. La question des arcs à triple articulation, qui ont aujourd'hui de nombreux partisans, y est traitée de façon approfondie.

Enfin il a énoncé une formule nouvelle pour le battage des pieux.

L'ouvrage de M. AURIC sera lu avec intérêt et avec profit par tous les ingénieurs. Il constituera pour ceux qui débutent un guide très sûr et très complet. Les personnes déjà familiarisées avec la construction des ponts en maçonnerie y trouveront des renseignements utiles et des aperçus nouveaux, qui leur en rendront la lecture facile et attrayante.

J. RÉVAL.

INTRODUCTION

Ce volume n'est ni un *Traité* didactique, ni un *Cours* technique, ni un *Manuel* professionnel à l'usage des Aspirants-Ingénieurs. Les spécialistes y apprendront sans doute bien peu de chose et ceux qui ignorent complètement les premières notions de l'art de bâtir un pont ne doivent pas s'attendre à les trouver ici.

Il nous a semblé qu'un volume appartenant à une *Encyclopédie scientifique* devait être surtout une revue sommaire de l'état actuel du sujet annoncé par le titre, un coup d'œil circulaire jeté sur les questions qui lui sont connexes, un aperçu rapide des idées directrices et des principes généraux qui ont présidé à son développement; mais, à côté du point de vue philosophique, toujours instructif, les applications pratiques, fruits de la science pure, ne devaient cependant pas être oubliées.

Nous avons divisé cet ouvrage en trois parties.

La première partie est surtout historique. C'est en effet en examinant les diverses solutions adoptées successivement pour la construction des arches de pont que l'on peut se rendre compte de l'évolution de leurs formes et des procédés d'exécution. « L'histoire est la moitié de la science » a dit avec raison Laboulaye; aussi nous a-t-il

paru indispensable de commencer par cet exposé qui est en somme une introduction naturelle et nécessaire à une étude plus approfondie de la question.

La seconde partie est surtout analytique et descriptive. Si l'on considère un pont en maçonnerie il faut tout d'abord en décrire les dispositions générales en essayant de les expliquer et de les justifier ; il faut ensuite examiner successivement chacune des parties de l'ouvrage, en indiquer la destination, les dispositions à imiter ou à éviter, les dimensions habituellement employées, etc. ; il faut enfin dire un mot des types spéciaux, des avantages qu'ils possèdent, des sujétions qu'ils entraînent, etc.

La troisième partie est surtout synthétique et constructive. Mais l'édification d'un ouvrage comporte deux périodes bien distinctes ; l'étude du projet ou sa réalisation idéale et l'exécution des travaux ou sa réalisation effective. A l'occasion des méthodes générales de calcul qui peuvent être utilisées dans l'étude d'un projet, nous avons pensé qu'il serait intéressant de donner un historique sommaire des théories successivement admises depuis que l'art de la construction des voûtes s'est dégagé d'un empirisme grossier et primitif. Enfin, en ce qui concerne l'exécution des travaux, nous avons dû nous appesantir sur la question des fondations qui est essentielle dans les ponts en maçonnerie ; mais, pour tout le reste, nous nous sommes borné à un aperçu rapide, afin de ne pas faire de double emploi avec un autre volume de l'Encyclopédie.

Nous avons déjà dit que cet ouvrage n'a nullement la prétention de remplacer les traités classiques de Moran-

dière, de Croizette-Desnoyers, de Degrand et Resal ; notre but, plus modeste, sera atteint si nous avons incité le lecteur à se reporter soit à ces ouvrages, que l'on consultera toujours avec fruit, soit aux mémoires originaux, parmi lesquels nous devons citer en particulier ceux de MM. Séjourné et Tourtay, pour approfondir une question de détail se rattachant à la construction des ponts en maçonnerie.

Nous remercions spécialement M. Oudot, conducteur des ponts et chaussées, du concours qu'il a bien voulu nous prêter pour le dessin des figures et la correction des épreuves.



PONTS EN MAÇONNERIE

(Calculs et Construction)

PARTIE HISTORIQUE

CHAPITRE PREMIER

ÉVOLUTION DES FORMES ET DES PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION

1. **Période antérieure à l'invention de l'appareil étrusque**¹. — L'art de la construction des voûtes en maçonnerie — qu'il s'agisse de voûtes en dôme (surface de révolution à axe vertical) ou en berceau (surface cylindrique à génératrices horizontales) — paraît remonter à une très haute antiquité, mais les procédés d'exécution alors en usage n'avaient pour ainsi dire rien de commun avec ceux d'aujourd'hui.

Il semble, en effet, bien établi que, jusqu'à une époque relativement récente, l'emploi de cintres en charpente servant de moule provisoire pour la confection des voûtes

¹ Voir *Revue du mois*, 1906, tome I, p. 720.

projetées était soit inconnu, soit évité par suite du manque de bois de construction, soit proscrit de propos délibéré parce qu'on entendait réaliser un ouvrage stable par lui-même à tous les moments de son exécution.

Nous laissons bien entendu de côté, dans le cas des ouvertures de faible importance, l'emploi de la pierre à l'instar d'une pièce de bois ou de linteau reposant sur deux appuis ou piliers : les Grecs, au maximum de leur développement esthétique, n'ont jamais, sinon connu, du moins employé d'autre succédané de la voûte, ce qui a permis de dire, selon l'heureuse expression de M. Dieulafoy, que « leurs constructions étaient de véritables maçonneries de bois ».

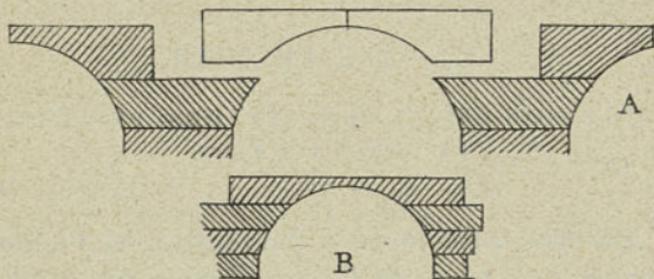


Fig. 1.

- A. Abydos.
B. Deïr-el-Bahri.

Pour les ouvertures un peu importantes le procédé de construction le plus habituellement usité consistait à superposer les matériaux — briques, pierres taillées — par assises horizontales en leur donnant des encorbellements successifs ; c'est ce qui résulte nettement des constatations faites : en Egypte, à Abydos (fig. 1), à Thèbes ; en Assyrie, à Mougheïr ; en Asie Mineure, à Ephèse ; en Grèce, à Mycènes, à Tirynthe, à Samothrace, au mont Ocha ;

en Italie, à Arpino, à Tusculum ; au Mexique ; aux Indes¹ ; etc., etc.

Un autre procédé employé principalement pour la construction des longues voûtes en berceau² consistait à utiliser l'adhérence des nouvelles dalles à poser avec celles déjà en place, grâce à l'interposition d'un lit d'argile délayée ou de mortier. L'ouvrage n'était plus construit par assises horizontales, mais bien par tranches verticales juxtaposées, ou même par tranches inclinées, afin d'augmenter

¹ Voir G. LE BON, *Les civilisations de l'Inde*, p. 490.

« Il est un principe fondamental que nous devons mentionner « ici parce qu'il a été adopté dans la construction de tous les temples « de l'Inde à peu près sans exception au moins jusqu'à l'époque mu- « sulmane et même souvent après, et dont l'application a sauvé les « anciens temples de la destruction : je veux parler de la règle ab- « solue de ne jamais faire usage de voûtes proprement dites, c'est-à- « dire de voûtes à joints convergents. Ces voûtes, qui permettent de « couvrir de grands espaces avec peu de matériaux et qui sont, pour « cette raison, exclusivement employées en Occident, portent en elles « leur germe de mort. « Elles ne dorment jamais », disent avec rai- « son les Hindous. Dans un pays sujet aux tremblements de terre et « à toutes sortes d'accidents atmosphériques, les monuments cons- « truits suivant nos règles européennes ne durent guère.... Qu'il « s'agisse de soutenir le tablier d'un pont ou le plafond d'un édifice, « les Hindous font toujours usage de voûtes à assises horizontales, « c'est-à-dire de pierres disposées par assises superposées de façon « que chacune d'elles fasse saillie sur celle placée en dessous ».

Nous avons tenu à donner textuellement la citation de l'ouvrage de M. Le Bon, mais, n'en déplaise à cet auteur dont l'opinion sur la résistance des voûtes est manifestement surannée, l'invention de la voûte appareillée à joints convergents a été un progrès énorme et indéni-able, car on peut la rendre aussi stable que la voûte à assises horizontales et c'est bien au contraire cette dernière qui, au point de vue de son développement ultérieur, portait en elle « un germe de mort ».

² Voir Auguste Choisy, *Histoire de l'Architecture*, t. I, p. 20, 89.

la stabilité de l'ouvrage pendant la période d'exécution. Le rapport du poids d'une dalle à son pouvoir d'adhérence suivant sa face latérale étant évidemment proportionnel à

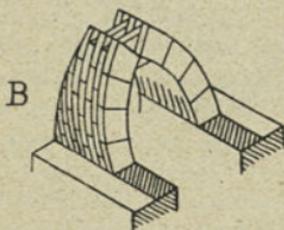
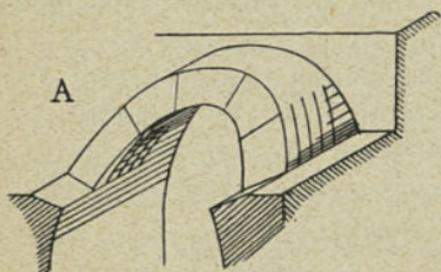


Fig. 2.

A. Ramesseum.

B. Khorsabad.

son épaisseur, on était ainsi conduit à procéder par tranches minces soit en briques, soit en pierres d'appareil d'épaisseur réduite (Firouz-Abad); l'ouvrage ainsi obtenu était en général renforcé par la confection d'une seconde voûte — ou rouleau — établie sur la première comme cintre; de cette manière seul le commencement de la première voûte nécessitait un appui provisoire.

Ce mode de construction a été constaté: en Egypte, au Ramesseum (fig. 2); en Perse, à Firouz-Abad; en As-

syrie, à Khorsabad; dans les deux premiers cas le profil de la voûte paraît être une courbe surhaussée de forme elliptique; dans le dernier cas, il est franchement ogival.

Enfin on a rencontré également des voûtes en berceau à l'état rudimentaire et composées seulement de deux ou trois voussoirs qui s'arc-boutent entre eux: à la grande

pyramide, dans les hypogées de Chypre, au temple de Délos (fig. 3), etc. ; mais ce sont les Etrusques qui paraissent être les véritables inventeurs de la voûte en berceau à profil circulaire, appareillée à joints convergents et construite à l'aide de cintres.

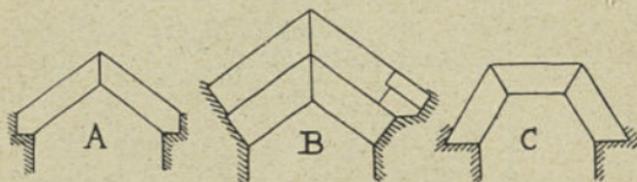


Fig. 3.

A. Deïr-el-Bahri. — B. Grande Pyramide — C. Tombe de Campbell à Gizeh.

Revenons au procédé de construction par assises horizontales et encorbellements successifs qui était à peu près exclusivement employé avant l'invention des Etrusques ; il semble possible d'exposer en quelques lignes une théorie purement statique¹ des voûtes en berceau basée sur ce mode de construction.

Considérons un nombre quelconque de parallélépipèdes égaux entre eux que nous supposons empilés par leur grande base ; le problème consiste à déterminer le porteur-à-faux maximum que l'on pourra donner à cette sorte de pile sans en provoquer la chute (fig. 4).

Il est clair que l'on pourra avancer le moellon supérieur de la moitié de sa longueur ; l'ensemble des deux moellons supérieurs, ainsi fixés l'un par rapport à l'autre, pourra être avancé d'une quantité qu'on reconnaît facile-

¹ Nous voulons dire par là que nous ne tenons pas compte de la résistance des matériaux et que nous considérons ceux-ci comme incompressibles et indéformables.

ment égale au quart de cette même longueur : on pourra de même faire avancer l'ensemble des trois moellons supérieurs et ainsi de suite¹.

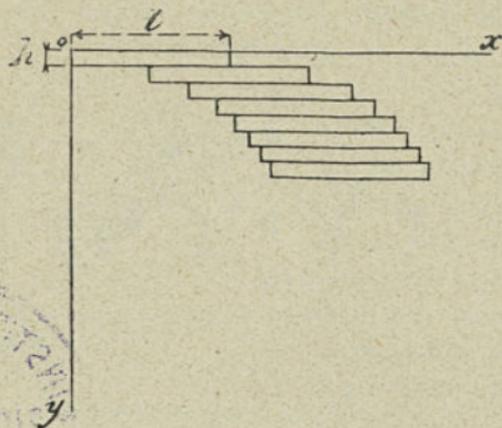


Fig. 4. — Construction par encorbellements successifs.

Un calcul élémentaire permet de démontrer que les avancements successifs seront la moitié, le quart, le sixième, le huitième, etc. de la longueur uniforme des moellons et, si le nombre de ceux-ci est suffisamment grand, le porte-à-faux total sera sensiblement égal au produit de la moitié de cette longueur par le logarithme naturel du nombre de moellons.

On a en effet la formule :

$$1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots + \frac{1}{n} = \text{Log. nat.}^n n + C + \varepsilon_n$$

¹ On pourrait améliorer la stabilité et par suite augmenter le porte-à-faux de cette pile de moellons en admettant la pose simultanée d'un ou plusieurs moellons en arrière de ceux que nous considérons ; mais les conclusions générales de cette étude théorique resteraient les mêmes.

C étant la constante d'Euler = 0,5772 et ε_n une quantité qui tend vers zéro lorsque n devient de plus en plus grand.

En appelant l , h , les dimensions de chaque moellon (en élévation) et en prenant pour origine des axes le sommet de l'angle supérieur du premier d'entre eux, on voit aisément que les coordonnées du sommet de l'angle supérieur du $(n + 1)$ ^{ième} moellon seront :

$$y = nh \quad x = \frac{l}{2} [Ln + C + \varepsilon_n]$$

ce qui donne comme équation de la courbe passant par les sommets successifs :

$$L \frac{y}{h} = \frac{2x}{l} - C - \varepsilon_n \quad \text{ou} \quad y = he^{\frac{2x}{l} - C - \varepsilon_n}$$

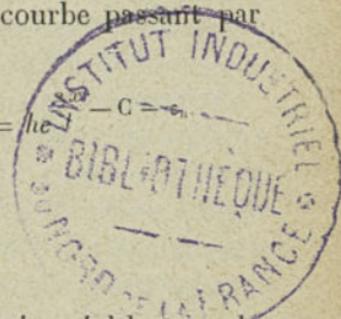
et à la limite pour n très grand =

$$y = he^{\frac{2x}{l} - C}$$

Il résulte immédiatement de ce qui précède que le mode de construction indiqué permettra — au moins théoriquement et abstraction faite de la résistance des matériaux — de réaliser un porte-à-faux aussi important qu'on le voudra et par conséquent d'édifier, sans le secours d'aucun cintre, une voûte en berceau d'ouverture quelconque à la condition, bien entendu, de lui donner une hauteur — ou montée — convenable¹.

Nous arrivons également à cette conclusion que, abs-

¹ A plus forte raison en serait-il de même si l'on tenait compte du frottement des voussoirs sur leur lit de pose, avec ou sans mortier, ce qui permettrait l'emploi de lits inclinés sur l'horizontale.



traction faite des redans, l'intrados de la voûte affectera l'allure d'une courbe continue, laquelle se rapprochera d'autant plus d'une logarithmique — ou exponentielle — que le nombre de moellons superposés sera plus grand ; cet intrados sera en conséquence formé par deux portions de courbes symétriques qui se rencontreront à la clef suivant un angle d'autant moins aigu que la hauteur h sera plus faible, que la longueur l sera plus grande et que la charge à la clef sera moins forte ; on obtiendra ainsi une variété de profils déjà signalée depuis la forme elliptique surhaussée jusqu'à la forme franchement ogivale qui peut aussi être considérée comme la juxtaposition de deux demi-voûtes incomplètes.

Nous avons vu que les Grecs — postérieurement à l'époque mycénienne et jusqu'à la domination romaine — n'ont jamais employé ni la voûte à encorbellements successifs, ni la voûte d'origine étrusque ; ils paraissent avoir dédaigné la première et méconnu la deuxième ; grâce à leur habileté, à leur intelligence et à leur goût, ils avaient réalisé la perfection — ou presque — dans beaucoup de leurs constructions, mais ils ne surent pas — ou ne voulurent pas — s'assimiler une conception, sans doute contraire à leur génie, et donner droit de cité à l'arcade étrusque destinée à provoquer entre les mains des Romains une véritable révolution dans l'art de bâtir.

C'est que pour les Grecs, l'architecture était surtout un culte désintéressé rendu à la beauté et non, comme le pensèrent plus tard les Romains, un art essentiellement utilitaire ; d'autre part la civilisation grecque « née, comme Aphrodite, de l'écume des flots¹ » considéra la

¹ Voir RECLUS, *L'homme et la terre*, t. II, p. 92.

mer moins comme un obstacle que comme un chemin naturel et elle n'éprouva pas la nécessité de réaliser une centralisation effective par un réseau de routes — avec ponts — aboutissant à la métropole; remarquons, en effet, que les mots *pontos*, *pontus*, « mer, » ont le sens primitif de « grand' route » et proviennent du même radical que le vocable latin *pons* indiquant un passage artificiel pratiqué au-dessus des eaux.

2. **Période de la domination romaine.** — On sait aujourd'hui que les Étrusques, dont la culture intellectuelle fut de beaucoup supérieure à celle de leurs contemporains, ont été les premiers à construire d'une manière systématique et rationnelle les voûtes en plein cintre appareillées de leurs aqueducs, de leurs égouts et de leurs ponts.

Ce petit peuple, qui était vraisemblablement une ancienne colonie des mystérieux Héthéens ou Hittites de l'Asie Mineure, aurait ainsi hérité et profité du degré exceptionnellement avancé de civilisation auquel était parvenue sa mère-patrie avant son écrasement par les Égyptiens et par les Assyriens; grâce à ses relations fréquentes avec la Sicile il aurait également subi l'heureuse influence des Phéniciens et des Grecs comme en témoignent de nombreuses constructions pélasgiques ainsi que d'anciens motifs de décoration visiblement empruntés à l'architecture pré-hellénique.

Quoi qu'il en soit, les Étrusques, réunis en une puissante confédération de douze villes, s'efforcèrent tout d'abord d'améliorer le sol sur lequel ils vivaient par la régularisation des cours d'eau, la fertilisation du terrain, le dessèchement des marais, la construction de routes, etc., et ils surent imprimer à leurs ouvrages un caractère d'utilité

matérielle où la simplicité s'alliait à la solidité; ils apprirent ensuite à mettre dans leurs œuvres cette harmonie des proportions qui est un élément indispensable de la beauté et, du fruit de leur expérience, naquit l'ordre toscan qu'on peut considérer comme voisin, mais distinct, de l'ordre dorique grec; ils inventèrent enfin, et ce sera sans doute leur plus beau titre de gloire, la voûte appareillée à joints normaux à l'intrados.

Les arcades très anciennes de Volterra, de Faléries, d'Alatrium, etc., sont des preuves manifestes de l'intelligence et du goût des constructions étrusques; les voûtes appareillées en plate-bande qui ont été édifiées à la prison mamertine et à l'émissaire d'Albano montrent en outre le degré de hardiesse et d'habileté auquel ils étaient parvenus (fig. 5, 6, 7).

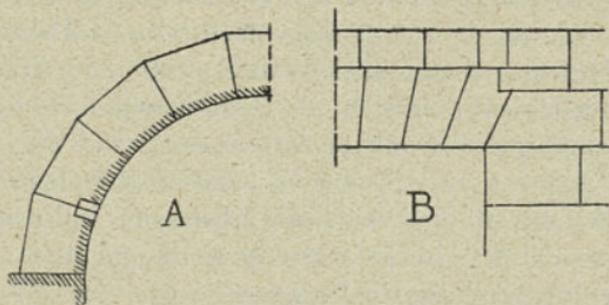


Fig. 5.

A. Cloaca maxima. — B. Emissaire d'Albano.

Mais un peuple aussi prospère, et chez lequel des germes de faiblesse et de décadence s'étaient développés du fait même de cette exceptionnelle prospérité, ne pouvait subsister sans porter ombrage aux ambitions immodérées de Rome, sa voisine si fortement organisée; des rivalités

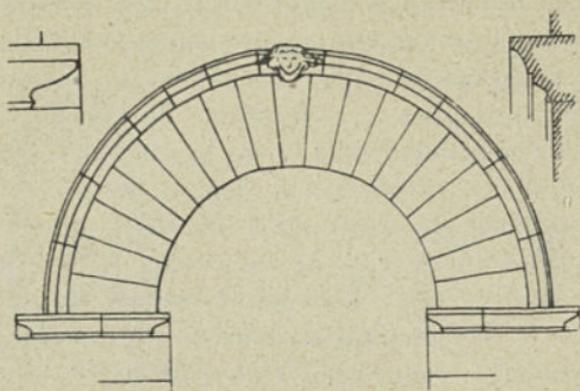


Fig. 6. — Porte de Faléries.

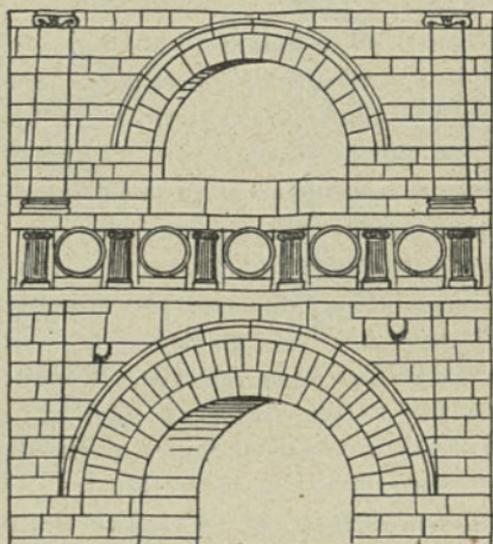


Fig. 7. — Porte de Pérouse.

naquirent, des luttes se déclarèrent souvent interrompues par le tumulte des Gaulois et autres envahisseurs ; une fois de plus le barbare triompha, mais il eut du moins la sagesse de s'approprier, avec les trésors du vaincu, le meilleur de ses connaissances et de ses institutions.

Les Romains empruntèrent donc à leurs voisins cet ingénieux mode de construction des voûtes qui fit rapidement entre leurs mains de surprenants progrès, grâce à l'immense développement donné par eux aux travaux publics et à leur prodigieuse habileté de constructeurs ; c'est qu'en effet, pour assouvir ses instincts d'extension et de domination mondiale, Rome, qui fut, surtout au début, une puissance continentale, avait besoin d'un vaste réseau de routes bien entretenues, franchissant les vallées sur des ouvrages solides et durables, et l'invention des Étrusques pouvait seule lui en fournir le moyen.

Aussi voyons-nous de nombreux ouvrages, même parmi les plus anciens, atteindre bien près de la perfection sous le double rapport de l'harmonie de leurs formes et de l'excellence de leur exécution.

Nous citerons comme ouvrages construits par les Romains et remarquables à titres divers :

A) à Rome : les ponts du Palatin (— 181 ou — 127) et Fabricius (— 62) : arcs très peu surbaissés de 24 à 25 mètres d'ouverture avec, au-dessus de la pile, une arcade transversale fort bien décorée ; le pont *Ælius* ou *Saint-Ange* (138) : trois arches en plein cintre d'environ 18 mètres d'ouverture avec de belles archivoltes et de robustes pilastres au-dessus de la saillie des piles (fig. 8) ; le pont du Janicule (260) qui se rapproche du précédent sauf l'absence de pilastres ; les arcades des nombreux aqueducs qui amenaient à Rome l'eau d'alimentation : aque-

duc de Marcia (— 145) avec les ponts Saint-Pierre et Saint-Antoine, l'aqueduc de Claude (50) et les imposantes

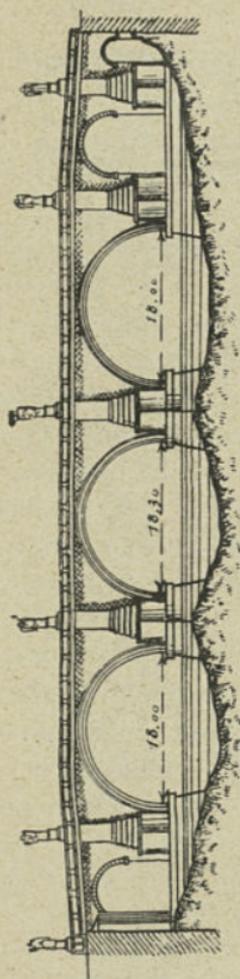


Fig. 8. — Pont Saint-Auge.

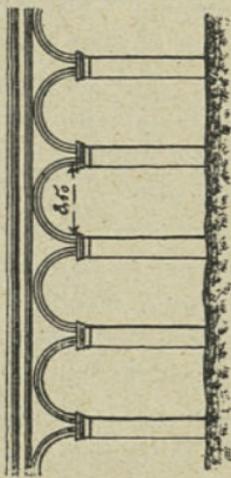
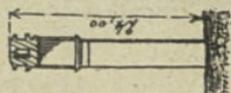


Fig. 9. — Arcs néroniens.

ruines de la Vallée des Arcades ; les élégants et classiques arcs néroniens (70) (fig. 9), les doubles arcades de l'aqueduc Hadriana à Civita-Vecchia et de l'aqueduc

d'Alexandrina (226) dont la lourdeur est déjà un signe de décadence¹.

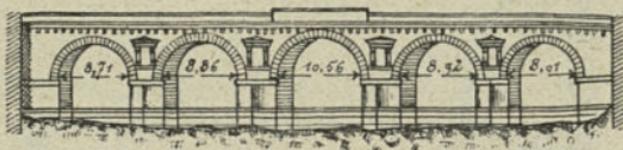


Fig. 10. — Pont d'Auguste, à Rimini.

B) *En Italie* : le pont biais d'Auguste à Rimini (fig. 10) (— 20) dont le couronnement et la décoration sont d'un très bel effet; le pont Felice sur le Tibre, près de Borghetto, qui semble avoir été imité dans la construction des ponts Aelius et du Janicule; le pont sur le Bachiglione, près de Vicence, qui rappelle le pont de Rimini et enfin les belles ruines du pont de Narni qui comprenait une arche de 34 mètres d'ouverture, la plus grande qui paraît avoir été construite par les Romains.

C) *En Gaule* : les aqueducs de Metz aux piédroits massifs, ceux de Lyon (50), ceux de Fréjus aux contreforts prononcés; les ponts de Saintes sur la Charente, de Sommières sur la Vidourle, de Saint-Chamas sur la Touloubre; le pont Julien sur le Coulon, près d'Apt; enfin le célèbre pont-aqueduc du Gard (fig. 11) qui est certainement le spécimen le plus parfait des constructions de ce genre et de cette époque.

D) *En Espagne* : l'aqueduc de Mérida un peu alourdi

¹ Rappelons que sous l'empereur Claude la longueur totale des adductions d'eau dépassait 436 kilomètres dont 55 kilomètres supportés par des arcades.

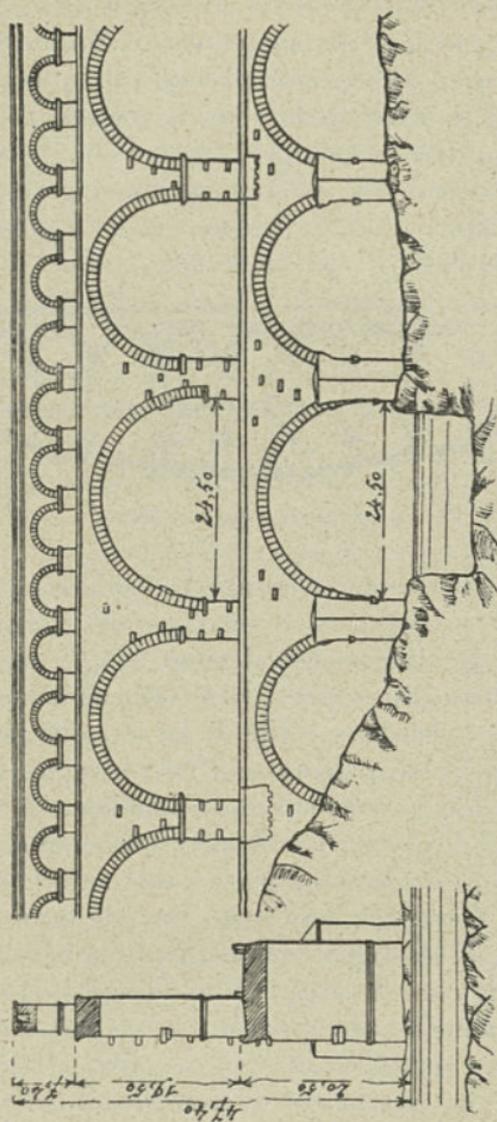


Fig. 11. — Pont-aqueduc du Gard.

par ses contreforts; celui de Tarragone (fig. 12), de Ségovie; le pont de Salamanque sur le Tornès et le remarquable pont d'Alcantara sur le Tage (98) qui comprend six arches en plein-cintre de 28 à 30 mètres d'ouverture et dont la hauteur du parapet au-dessus du lit du fleuve atteint 60 mètres; c'est assurément l'ouvrage, datant de l'époque romaine, dont la construction a dû présenter le plus de difficultés.

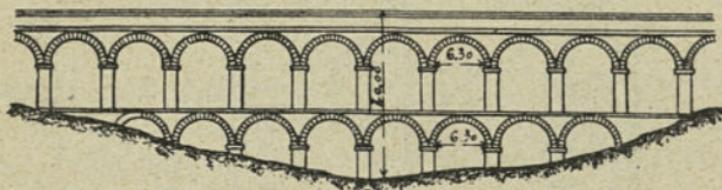


Fig. 12. — Aqueduc de Tarragone.

Nous venons de montrer le superbe épanouissement du plein-cintre étrusque dans les ouvrages des constructeurs romains; ceux-ci avaient également adopté des arcs de cercle dont le surbaissement, très faible au début, s'était accentué avec la hardiesse, fille de la nécessité; malheureusement, pour eux comme pour les Etrusques, les éléments de décadence étaient venus en même temps que la richesse et la prospérité et vers la fin de l'empire, si l'on construit des ouvrages plus hardis, on ne sait plus leur donner cette correction des formes et cette harmonie des lignes qui sont les signes distinctifs de la belle époque.

On ne peut citer d'exemple plus typique à l'appui de cette opinion que le pont construit sur le Sangarius, près de Brousse, au VI^e siècle (fig. 13); cet ouvrage se compose de 7 arches de 22 mètres d'ouverture et de 7 mètres de montée, ce qui, pour l'époque, représente un sur-

baissement très hardi ; mais l'absence de tout couronnement et la continuation pure et simple des avant et arrière-becs jusqu'à la partie supérieure du pont — dispositions qui seront presque toujours imitées pendant la période du Moyen-Age — sont des indices certains de décadence.

Les principaux caractères des ponts romains, dit M. Croizette-Desnoyers, consistent dans l'emploi de pleins-cintres ou exceptionnellement d'arcs de cercle très peu surbaissés, reposant sur des piles épaisses, au-dessus desquelles les tympans sont fréquemment évidés pour diminuer les pressions sur le sol de fondation et augmenter le débouché en temps de crue, tout en fournissant des motifs heureux de décoration.

L'emploi de la circonférence comme courbe d'intrados était tout indiqué dans les voûtes appareillées, car les voussoirs étaient ainsi tous taillés sur le même panneau ; la forte épaisseur des piles avait le grave inconvénient de gêner l'écoulement des eaux, mais, comme les Romains ne possédaient pas les moyens d'atteindre le sol résistant à de grandes profondeurs sous l'eau, ils étaient obligés d'asseoir leurs piles sur des massifs formés de gros blocs enchevêtrés et tassés avec le plus grand soin ; d'où résultait la nécessité de donner à ces piles de larges empattements pour éviter des pressions

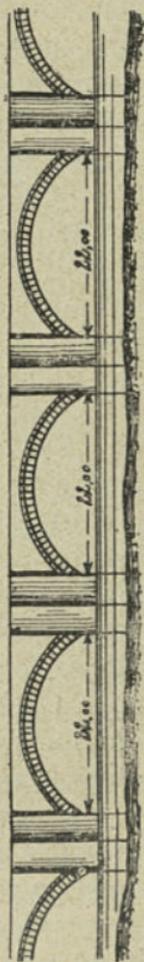


Fig. 13. Pont sur le Sangarius

222

trop considérables que ces massifs n'auraient pu supporter; sans doute aussi cet excès d'épaisseur leur permettait-il de construire les arches indépendamment les unes des autres, selon les ressources et les circonstances, car chaque pile était une véritable culée.

Au début les Romains paraissent avoir adopté la règle de donner aux piles une épaisseur égale à la moitié de l'ouverture de l'arche adjacente (Milvius, Firmini, aqueducs de Marcia, de Lyon, etc.); plus tard, à mesure qu'ils affrontaient de plus grandes ouvertures, ils ont diminué ce rapport sans cependant le faire descendre sensiblement au-dessous du tiers (Palatin, Narni, Alcantara); le pont-aqueduc du Gard dans lequel une arche de 24^m,50 se trouve comprise entre deux piles de 4^m,80 (rapport $\frac{1}{5}$) semble être, à ce point de vue, l'ouvrage le plus hardi qu'ils aient exécuté.

Dans les ponts romains les bandeaux d'épaisseur uniforme, presque toujours en saillie sur les tympans et souvent rehaussés par une archivolte, accusent franchement le mode de construction de la voûte; les piles, munies de robustes avant et arrière-becs, sont surmontées soit de portiques très décoratifs, soit de pilastres en saillie, soit de petites arcades d'évidement; les plinthes et les parapets, toujours traités avec goût, présentent généralement des moulures très heureuses; en un mot ces ouvrages montrent comment on peut obtenir de grands effets avec des moyens très simples et un bel aspect avec une ornementation sobre et sévère; sauf en ce qui concerne l'épaisseur exagérée des piles que nos méthodes actuelles de fondations permettent de réduire, beaucoup de ces ponts pourraient assurément servir encore de modèle aux constructeurs modernes.

En ce qui concerne l'exécution des voûtes, les Romains réalisèrent la plupart des procédés actuellement connus dans la limite des moyens dont ils disposaient : construction de la voûte sur toute sa largeur et son épaisseur ; construction par anneaux indépendants juxtaposés afin d'utiliser successivement le même cintre pour chaque anneau ; construction par anneaux espacés supportant soit des dalles de couverture, soit une véritable maçonnerie confectionnée sur des couchis reposant sur les anneaux, soit enfin des tympan arasés horizontalement sur lesquels on disposait des dalles formant terrasse ; construction par rouleaux superposés ou solidaires les uns des autres afin de réduire le poids du cintre qui n'avait plus à supporter que le premier rouleau ; construction par nervures ou exécution d'une ossature légère en briques découpant, sur la douelle, des caissons que l'on remplissait avec une sorte de béton (couches alternatives de mortier et de menus matériaux que l'on pilonnait soigneusement) ; construction par voussoirs alternés de béton et de briques ; on voit par cette simple énumération qu'il n'est nullement excessif d'affirmer que les Romains furent des maîtres dans l'art de la construction des ponts en maçonnerie.

3. Introduction de l'appareil étrusque en Orient.

— A la suite des conquêtes romaines en Orient et de l'importation du plein-cintre étrusque, celui-ci fut parfois employé tel quel dans certains ouvrages ; nous citerons en exemple la porte de la citadelle perse de Chouster (v^e siècle) dont les piédroits et la voûte sont en pierre de taille régulièrement appareillée à la façon romaine ; mais d'une manière générale il se produisit un mélange, une fusion entre les anciens et le nouveau procédé de construction.

Dans les pays comme la Syrie et l'Arménie où ni le bois, ni la pierre de taille ne manquaient et où l'on pouvait en conséquence édifier de solides cintres provisoires, on conserva par tradition le surhaussement des anciennes voûtes construites par assises horizontales et encorbellements successifs; mais pour profiter de l'invention étrusque, sans créer une trop grande complication dans la taille des voussoirs, on fut tout naturellement conduit à adopter une courbe ogivale formée par deux arcs de cercle de même rayon; de cette manière tous les voussoirs — sauf la clef quand il y en avait une — pouvaient être taillés d'après un panneau unique¹.

Telle est, sans aucun doute, l'origine de l'emploi de l'ogive à deux centres dans les voûtes en maçonnerie ;

¹ L'aqueduc de Pyrgos (fig. 14) construit au VI^e siècle près de Constantinople, semble se rattacher à cette école. Cet ouvrage possède dans sa partie centrale un double étage de voûtes ogivales ayant res-

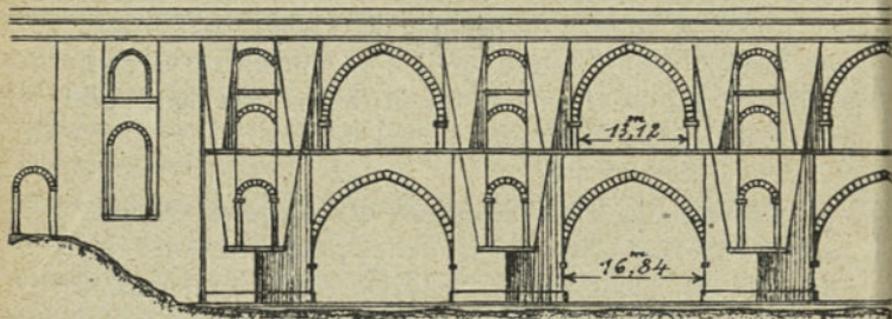


Fig. 14. — Aqueduc de Pyrgos.

pectivement 17 et 13 mètres d'ouverture. Les piles très massives (13 mètres à la base) sont élégués par des arcades en plein-cintre comprises entre des contreforts à formes robustes et compliquées. Le mélange du plein-cintre et de l'ogive indique évidemment une période de transition et d'hésitation.

surhaussée au début pour respecter les anciens errements, elle a subi — pour les mêmes raisons — le sort du plein-cintre étrusque qui s'est progressivement transformé en arc surbaissé ; le rayon des deux arcs d'intrados qui à l'origine était supérieur à l'ouverture de la voûte est devenu successivement égal à cette ouverture (ogive équilatérale) puis aux deux tiers (tiers-point) puis aux trois cinquièmes (quinte-point), enfin à la moitié pour dégénérer finalement dans le plein-cintre qui avait été le ferment de son développement.

Il semble au contraire que l'utilisation de l'ogive dans l'architecture gothique ait suivi une marche inverse et que les constructeurs aient débuté par l'ogive mousse ou obtuse, à peine différente du plein-cintre, pour finir par les ogives très élancées et très surhaussées qui font à la fois notre admiration et notre étonnement.

Poursuivons les conséquences de l'introduction du plein-cintre étrusque en Orient. En Perse, où le bois était très rare et la brique à peu près exclusivement employée dans les constructions,¹ une modification aussi profonde ne s'imposait nullement ; il eût été difficile, en effet, de se procurer les cintres nécessaires et, d'autre part la brique se prêtait très aisément à toutes les formes d'intrados ; aussi nous voyons une sorte de compromis s'établir entre les deux procédés de construction ; dans la partie inférieure de la voûte, des naissances au joint de rupture, on conserve en principe l'ancien procédé par assises horizontales et encorbellements successifs ; pour achever la voûte,

¹ Les carrières de pierre de taille étaient assez nombreuses dans la Haute-Perse, mais les difficultés énormes que présentaient les transports ne permettaient pas de les utiliser, sauf dans des cas exceptionnellement favorables.

on se résigne à employer des cintres, mais on s'efforce de les rendre aussi légers que possible et, dans ce but on construit la voûte par rouleaux superposés, en employant au besoin des enfants pour maçonner le premier rouleau destiné à former cintre à son tour; ce premier rouleau est constitué par des briques posées parallèlement aux plans de tête comme à l'ancienne époque où l'on utilisait l'adhérence de ces matériaux pour éviter l'édification des cintres provisoires; dans les autres rouleaux les briques sont disposées à la façon ordinaire des voussoirs du plein-cintre étrusque.

La voûte se trouve ainsi divisée en quatre parties distinctes et lorsque plus tard — dans des régions où la pierre de taille ne manque pas — les appareilleurs essaieront d'imiter en pierre la voûte d'origine persane, ils seront naturellement conduits, pour n'avoir que deux types de voussoirs, à adopter comme courbe d'intrados une ogive à quatre centres (ogive persane) ou à trois centres (anse de panier) qui est évidemment une dégénérescence de la précédente.

Il convient de rappeler ici que, du III^e au VII^e siècle, (226-652) lors de la domination des princes sassanides et sous l'influence des civilisations de l'Occident, la Perse a été le centre d'une véritable renaissance dans les arts. Déjà pendant la période achéménide (VI^e au III^e siècle av. J.-C.), on avait élevé de nombreuses coupoles sur pendentifs dont cinq subsistent encore dans le Fars; ces dômes atteignent, d'après les renseignements fournis par la mission Dieulafoy, 15 mètres de diamètre sur 30 mètres de montée et ont été construits entièrement à la manière ancienne par assises horizontales et encorbellements successifs. Ce sont à peu près les seuls monuments encore

debout de la Perse antique ; cependant au temps de sa splendeur on avait dû certainement en édifier de très nombreux complètement détruits aujourd'hui, soit à cause des guerres et des dévastations qui se sont succédé dans ces régions pendant plusieurs siècles, soit à cause des tremblements de terre, soit surtout à cause de la nature des matériaux employés.

A la renaissance sassanide appartient, entre autres monuments, la voûte en berceau du palais de Kesroès à Ctésiphon qui est vraiment remarquable tant par ses dimensions que par son mode d'exécution. Cette voûte a 25^m,80 d'ouverture, 35 mètres de longueur et 31 mètres de hauteur sous clé ; l'intrados affecte la forme d'une ellipse surhaussée dont le grand axe serait une fois et demie le petit axe ; l'ouvrage est entièrement construit en briques de fortes dimensions d'après le procédé mixte décrit plus haut et qui se trouvait déjà en germe dans les antiques galeries du Ramesseum, de Mougheir et de Khorsabad.

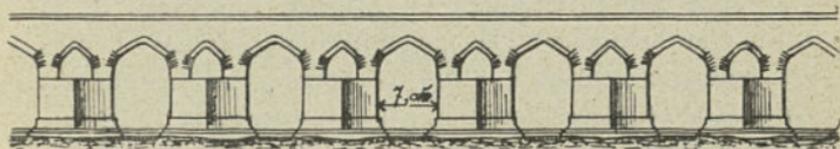


Fig. 15. — Pont de Disfoul.

Les ponts les plus anciens existant encore en Perse sont ceux de Disfoul (iv^e siècle) (fig. 15) et de Chouster (v^e siècle) ; mais, des ouvrages primitifs, les piles seules subsistent ; elles sont très épaisses (9 mètres environ) et construites sous l'influence des traditions romaines ; les arches, de faible ouverture (7 mètres à 8 mètres) en

forme d'ogive persane, sont de construction relativement récente ; ces ouvrages étaient également utilisés pour la dérivation des eaux du fleuve et c'est cette considération qui pourrait justifier la lourdeur et le rapprochement des piles ; le tracé, très sinueux en plan, du pont de Chouster semble trahir des préoccupations d'ordre stratégique, à moins qu'il ne réponde à la recherche du meilleur sol de fondation.

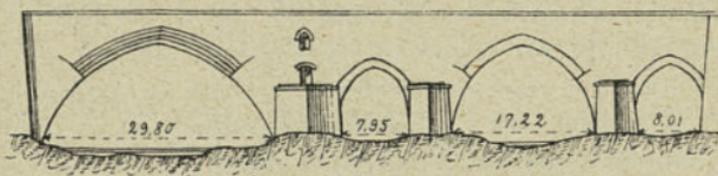


Fig. 16. — Pont-Rouge.

Le Pont Rouge (fig. 16) dont la construction paraît remonter au commencement du XI^e siècle comprend quatre arches ogivales dont la plus grande a près de 30 mètres d'ouverture ; sauf les avant-becs qui sont en pierre, l'ouvrage est entièrement en briques. L'appareil de la grande arche présente les particularités suivantes : depuis les naissances jusqu'à 7 ou 8 mètres de hauteur les briques sont posées par assises qui, horizontales au début, s'incurvent progressivement de manière à devenir presque normales à l'intrados ; au-dessus la voûte se compose de quatre rouleaux superposés de briques dont les joints convergent approximativement vers le centre de courbure de la portion de l'intrados considérée ; cette disposition ne règne d'ailleurs que sur les têtes et sur une certaine épaisseur à partir de celles-ci ; à l'intérieur de la voûte les deux rouleaux inférieurs sont constitués par des briques posées parallèlement aux plans de tête, au-dessus elles

sont placées normalement à l'imitation du procédé mixte employé dans l'arc de Kesroès ; ajoutons que les tympans au-dessus des piles sont évidés par trois petites voûtes longitudinales dont les briques sont disposées d'une manière analogue.

Le pont d'Eridan paraît dater du commencement du XII^e siècle ; il devait se trouver dans une plaine fertile où l'on a pu trouver sans peine du bois pour les cintres et de la pierre de taille pour les piles et les voûtes ; aussi, bien que la forme ogivale à deux centres ait été adoptée pour la courbe d'intrados, le mode de construction se rattache directement aux traditions romaines ou syriennes.

Le Pont de la Jeune Fille (fig. 17) qui date de la même époque et qui, d'après M. Dieulafoy, a été exécuté avec un soin et une régularité vraiment remarquables, se rattache au contraire entièrement aux traditions persanes. Cet ouvrage comprend une arche centrale de 23 mètres d'ouverture entre deux arches de 17 mètres ; la première, un peu plus surhaussée, possède une courbe d'intrados qui se rapproche des ogives du Pont Rouge, tandis que pour les deux autres on a adopté l'ogive persane

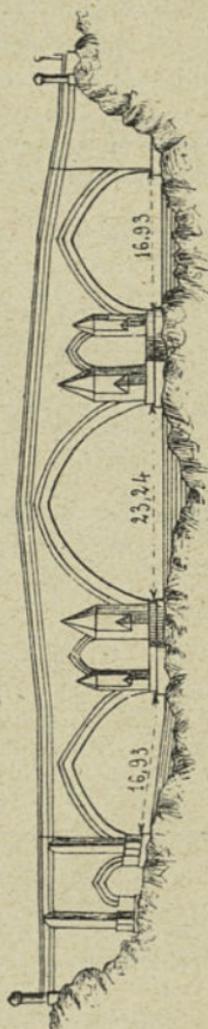


Figure 17. — Pont de la Jeune Fille.

normale dont la montée est égale à la moitié de l'ouverture et dont l'emploi est devenu à peu près exclusif en Perse à dater du XIII^e siècle¹. Les piles, dont l'épaisseur atteint 11^m,50, sont évidées par des arcades ogivales flanquées de

¹ D'après M. Dieulafoy le tracé de l'ogive persane normale s'effectuait de la manière suivante (fig. 18) :

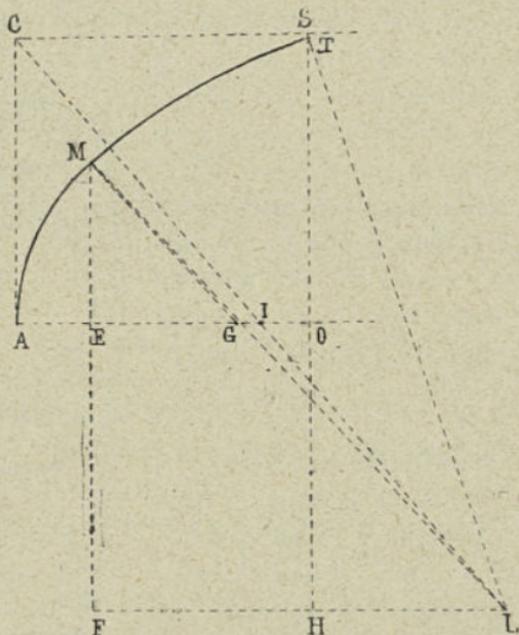


Fig 18. — Tracé de l'ogive persane normale.

Soit $AO = a$ la demi-ouverture de l'arche : construisons la carré AOSC et prenons :

$$AE = OG = \frac{a}{4} \quad , \quad OI = \frac{a}{6}$$

joignons CI que nous prolongeons d'une longueur égale $IL = CI$; G et L sont les centres de la demi-ogive.

De G nous décrivons avec AG comme rayon un arc de cercle qui

tourelles saillantes et de clochetons à pans coupés. Le mode de construction est sensiblement le même que pour le Pont Rouge; toutefois les assises inférieures sont tracées

s'arrête en M à la verticale de E et nous complétons la courbe suivant MT par un autre arc de centre L qui donne un léger jarret en M.

Il est facile de vérifier que l'on a :

$$ME = \frac{\sqrt{5}}{4} a, \quad EF = a, \quad FL = \frac{17}{12} a, \quad HL = \frac{2}{3} a$$

d'où :

$$\overline{ML}^2 = a^2 \left[\left(1 + \frac{\sqrt{5}}{4} \right)^2 + \left(\frac{17}{12} \right)^2 \right] = \overline{LT}^2 = \left(\frac{2a}{3} \right)^2 + \overline{TH}^2$$

c'est-à-dire :

$$\overline{TH}^2 = \left(\frac{23}{8} + \frac{\sqrt{5}}{2} \right) a^2$$

et :

$$TH = 1,9983 a.$$

L'écart $ST = 0,0017 a$ est tout à fait insignifiant et le surbaissement $\frac{OT}{2.OA}$ est très voisin de $\frac{1}{2}$.

On peut calculer l'angle :

$$\widehat{GML} = \widehat{MGE} - \widehat{MLF}$$

on a :

$$\text{tang } \widehat{GML} = \frac{\frac{\sqrt{5}}{2} - \frac{3(4 + \sqrt{5})}{17}}{1 + \frac{3\sqrt{5}(4 + \sqrt{5})}{34}} = 0,0078$$

d'où l'on voit que \widehat{GML} est légèrement inférieur à un demi-degré.

On trouvera de même :

$$\text{tg } \widehat{LTH} = \frac{2}{3 \times 1,9983}$$

d'où :

$$\widehat{LTH} = 18^{\circ}30' \text{ environ.}$$

Enfin on voit que le rayon LT est approximativement égal à :

$$\frac{2}{3} \sqrt{10} a = 2,1082 a$$

c'est-à-dire qu'il est un peu plus grand que l'ouverture de l'arche.

normalement à l'intrados et l'on a donné plus d'importance aux premiers rouleaux construits sur cintres; enfin les piédroits des voûtes d'élégissement reposent sur de véritables nervures formées par une surépaisseur du dernier rouleau.

Le pont de Mianeh, construit en 1580, se compose de 23 arches en ogive persane de 6^m,30 d'ouverture séparées par des piles de 4^m,75 d'épaisseur; au-dessus des piles et entre les murs pleins des tympans, il est élégi par des arcades transversales.

Les ponts d'Ispahan datent de la même époque et l'on y retrouve l'emploi de l'ogive persane et l'établissement de piles massives et rapprochées; certains d'entre eux ont été fondés sur un radier général qui permet d'utiliser l'ouvrage comme un barrage de retenue; d'autres ont été surmontés de pavillons et de galeries dans le style persan qui donnent à l'ensemble de l'ouvrage un caractère tout à fait original et monumental.

De même que pour le plein-cintre étrusque nous venons de marquer l'évolution de la forme ogivale dans les constructions persanes puisque le surhaussement — rapport de la montée à l'ouverture — d'abord égal à 2 dans les coupoles achéménides, s'abaisse à $\frac{3}{4}$ dans l'arc sassanide de Kesroès et à $\frac{1}{2}$, comme pour le plein-cintre, dans l'ogive persane normale. En ce qui concerne les procédés d'exécution, ce qu'il convient surtout de retenir de l'exposé qui précède c'est la confection des voûtes par rouleaux superposés. Ce mode de construction, déjà en usage chez les Romains, permet l'adoption de cintres d'autant plus légers et économiques que les arches à édifier

sont plus grandes ; la parfaite conservation des anciens ponts construits de cette manière démontre clairement l'excellence du procédé ; des considérations théoriques sans valeur l'avaient fait proscrire par les ingénieurs de l'école de Perronet, mais on es revenu aujourd'hui à l'ancienne tradition qui, en fait, n'avait jamais été complètement abandonnée¹.

4. Traditions romaines et influences orientales en Europe. — Durant le Moyen-Age les invasions des barbares, les guerres continuelles, l'insécurité des voyages et des transactions, l'émiettement du pouvoir central entre les mains des seigneurs féodaux qui établissaient de véritables barrières douanières à la limite de leurs états furent autant d'obstacles, non seulement pour la continuation de l'œuvre entreprise par les Romains, mais encore pour le rétablissement des ponts détruits ou le simple entretien de ceux existants. Il faut attendre jusqu'au XII^e siècle pour constater, sinon une renaissance, du moins une reprise des travaux et pour voir édifier de nouveaux ouvrages que les transactions, devenant chaque jour plus nombreuses, rendaient indispensables.

Les ponts construits à cette époque procèdent de deux types bien distincts suivant qu'ils se rattachent à la tradition romaine (plein-cintre ou arc de cercle peu surbaissé) ou à la tradition orientale (ogive) sous l'influence des relations commerciales, des pèlerinages ou des croisades.

¹ Dans son article de 1886 M. Séjourné cite, parmi les arches ayant plus de 32 mètres d'ouverture, 5 arches construites par rouleaux indépendants et 18 par rouleaux solidaires ; au-dessous de 32 mètres les exemples, dit-il, sont innombrables.

A) Parmi les premiers on peut citer :

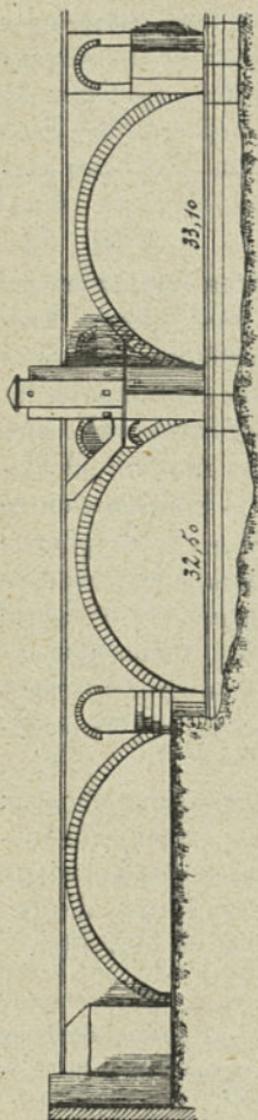


Fig. 19. — Pont d'Avignon.

1) *En France* : le pont de Carcassonne (1180) composé de onze arches très peu surbaissées de 11^m,40 à 14 mètres d'ouverture ; le pont d'Avignon (fig. 19) (1177-1187) et celui du Saint-Esprit (1245) qui, par leur grande longueur, l'ouverture de leurs arches (24 à 33 mètres), leur surbaissement un peu plus accentué, leurs piles robustes et massives, leur mode de construction par anneaux juxtaposés, leur proximité sur un fleuve impétueux, ont un air évident de parenté ; on peut également rattacher à ces deux ouvrages le pont de la Guillotière à Lyon (1265-1307) lequel n'aurait pu, dit-on, être solidement et définitivement reconstruit que grâce au radier formé par ses chutes antérieures ; le pont de Romans sur l'Isère (xiv^e siècle) édifié par les mêmes « pontifes » que le précédent ; le pont de Saint-Affrique sur la Sorgues qui possède une arche en plein-cintre de 21^m,50 d'ouverture avec une épaisseur à la clef de 0^m,50 seulement ; le pont d'Olargues (Hérault), encore plus hardi que

le précédent, puisque pour un plein cintre de $31^m,70$ l'épaisseur à la clef n'est que de $0^m,55$; l'arche en plein-cintre de Céret (1356) de 45 mètres d'ouverture dont les culées sont élégués par des évidements transversaux; l'arche de Castellane (1404) de 28 mètres d'ouverture et surbaissée au quart; celle du pont de Nyons-sur-l'Eygues (1361-1409) 43 mètres d'ouverture et 17 mètres de montée; enfin l'arche de Vieille-Brioude (fig. 20) (construite en 1454, détruite en 1822) dont la

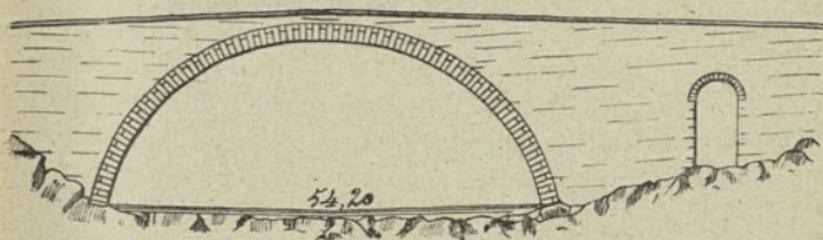


Fig. 20. — Pont de Vieille Brioude.

courbe d'intrados était un arc de cercle de 28 mètres de rayon et de $54^m,20$ d'ouverture; les dimensions en étaient vraiment exceptionnelles surtout pour l'époque, et cependant elles avaient déjà été dépassées par l'arche de Trezzo sur l'Adda (construite en 1370-1377, détruite en 1416) qui avait un rayon de 42 mètres et une ouverture de $72^m,25$; il faut attendre au xx^e siècle l'exécution des ponts de Luxembourg et de Plauen pour enlever à cette arche le record qu'elle a détenu pendant si longtemps.

2) *En Espagne* : le pont de Tolède sur le Tage (997) qui comprend une arche en plein-cintre de $28^m,30$ d'ouverture décorée d'une belle archivolté; *en Allemagne* : le pont de Ratisbonne (1135) composé de 15 arches en plein-cintre de 10 mètres à 14 mètres d'ouverture séparées par

de robustes piles ; *en Italie* : le pont de Lucques sur le Serchio (1000), arche en plein cintre de 36^m,80 d'ouverture; les ponts couverts de Pavie (xiii^e siècle), d'Alexandrie sur le Tanaro (fig. 21) (xiv^e siècle) et de Florence sur l'Arno

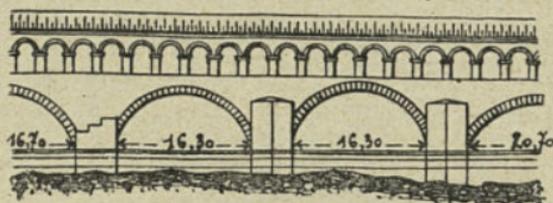


Fig. 21. — Pont d'Alexandrie.

(fig. 22) (xiv^e siècle); ce dernier mérite une mention spéciale pour le surbaissement considérable ($\frac{1}{6}$ à $\frac{1}{7}$) de ses trois arches de 30 mètres d'ouverture séparées par des piles de 7 mètres d'épaisseur et aussi pour la disposition

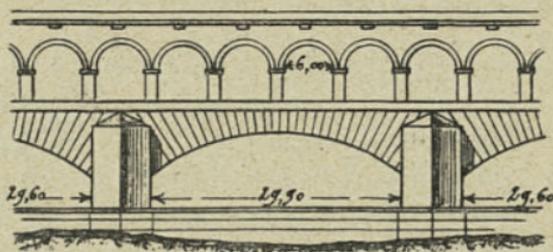


Fig. 22. — Pont de Florence *

harmonieuse de la galerie supérieure formée par des arcades en plein-cintre de 6 mètres de diamètre; mais l'absence de tout bandeau apparent donne aux tympans un aspect de mur nu évidé et nous relevons dans cet ouvrage l'indication des tendances esthétiques qui régneront parmi les ingénieurs de l'école de Perronet.

De même, il convient de citer ici certains ponts du Poitou dans lesquels, comme pour plusieurs voûtes romaines, les arches se composaient d'anneaux parallèles, non plus juxtaposés, mais séparés par des vides que l'on recouvrait au moyen de fortes dalles. Il y avait là une idée très intéressante déjà signalée par M. Debauve¹, par M. Degrand², mise à profit par M. Cadot pour la reconstruction sur place d'un ouvrage sans interruption de la circulation et qui par l'adoption d'un plancher en béton armé — innovation due à M. Séjourné³ — a produit une véritable révolution dans l'art de la construction des ponts en maçonnerie (Pont Adolphe à Luxembourg, pont des Amidonniers à Toulouse).

Les ouvrages que nous venons de citer se rattachent directement à la tradition romaine ; mêmes piles massives, mêmes bandeaux apparents, sinon accusés, mêmes évi-

¹ *Manuel de l'ingénieur*, 10^e fascicule, « Ponts en maçonnerie », p. 195 et 230. M. Debauve cite dans ce système : un pont biais construit à Chartres en 1847 (anneaux de 0,80 séparés par des vides de 0,70), un pont analogue sur un bras de la Garonne à Toulouse et un pont droit sur la Seine formé par deux anneaux de 2^m,25 séparés par un vide de 1,75 et composé de deux arches de 33 mètres d'ouverture.

² *Ponts en maçonnerie. Construction*, tome II, p. 68.

³ Il faut, dit cet éminent ingénieur, traiter un pont comme une maison. Pour une maison on construit d'abord les gros murs, on les fonde avec soin, on y met les matériaux chers ; on y ménage les fenêtres, les portes : ce sont les deux ponts jumeaux avec leur grandes voûtes et leurs voûtes d'évidement. Puis on les couvre d'un plancher léger calculé pour les surcharges qu'il peut avoir à supporter et qu'on peut remplacer par parties ; c'est le plancher en béton armé, en poutrelles avec briques, etc. (*Revue générale des chemins de fer*, N° d'octobre 1904 : Construction économique de larges ponts en pierre).

dements transversaux au-dessus des piles ; on remarque toutefois une évolution dont nous avons indiqué les tendances ; les arches ont assurément plus de hardiesse soit comme ouverture, soit comme surbaissement, soit comme épaisseur à la clef, mais elles présentent par contre des dispositions plus défectueuses en plan et en élévation, une exécution plus grossière, moins de soin et de goût dans la décoration qui, dans beaucoup de cas, est absolument nulle.

La filiation devient manifeste si l'on compare le pont d'Avignon à son voisin le pont-aqueduc du Gard : on trouve dans ces deux ouvrages un véritable air de famille, surtout en ce qui concerne le mode de construction des voûtes par anneaux parallèles juxtaposés ; mais si la vue du premier frappe d'étonnement par l'audace et la hardiesse des constructeurs « *pontifes* » qui n'ont pas craint d'engager la lutte avec un fleuve aussi impétueux, elle ne donne pas cette impression de beauté calme et d'harmonie sereine que le second produit par ses simples lignes et aussi, il faut le reconnaître, par le charme sauvage et grandiose du cadre qui l'entoure.

B) C'est surtout dans les régions qui ont subi l'influence de Byzance ou de la Perse musulmane que l'on rencontre les ponts à voûtes ogivales. Comme l'a montré M. Choisy¹ dans ses belles études sur l'architecture romane, la première de ces influences s'est exercée par l'intermédiaire des Vénitiens et s'est manifestée par une traînée de monuments byzantins (églises à coupôles sur pendentifs en triangle sphérique) allant de la Méditerranée à l'Océan en suivant une voie située au nord de la vallée de la Garonne

¹ *Histoire de l'architecture*, t. II.

pour aboutir soit à la Rochelle par l'Angoumois, soit à Nantes par le Limousin et de là passer par mer en Normandie et en Grande-Bretagne ; c'est sur ce chemin que nous rencontrerons presque tous les ponts ogivaux de France.

La pénétration de l'influence persane semble avoir été l'œuvre des armateurs génois et s'être effectuée par les vallées du Rhône et de la Loire ; elle a été jalonnée par de nombreuses églises voûtées en berceau avec — à la croisée des nefs — une coupole sur pendentifs en trompe ; cette région était restée dans la tradition romaine au point de vue de l'exécution des travaux publics et c'est sans doute pourquoi nous n'y relevons presque aucun pont ogival ; mais il est intéressant de remarquer que cette voie de pénétration aboutissait également aux Iles Britanniques où l'on allait chercher l'étain nécessaire à la fabrication des bronzes et des émaux et que l'on trouve dans le vieux pont de Londres un rare exemple de l'emploi en Occident de l'ogive à quatre centres comme courbe d'intrados.

Quoi qu'il en soit, nous citerons comme ponts ogivaux : le pont d'Espalion sur le Lot (780 ?) qui paraît être en France le plus ancien spécimen de cette forme architecturale ; le pont d'Albi sur le Tarn (1035 ?) composé de sept arches de 10 à 15 mètres d'ouverture ; le pont de l'Amiral près de Palerme (1113) dont le profil en long forme un dos d'âne très prononcé, mais dont les proportions sont excellentes et l'exécution très soignée ; le vieux pont de Londres (1176, démoli en 1822) avec ses arches en forme d'ogive persane (?) de près de 20 mètres d'ouverture ; le pittoresque pont d'Orthez ; le pont Saint-Martin de Tolède sur le Tage (1203) avec sa grande arche de 40 mètres ; en Catalogne le pont de Mar-

torell sur la Noya (arche de 38 mètres), celui de San Juan près de Gironne (arche de 34 mètres) et celui d'Orense sur le Mino (arche de 39 mètres); les ponts sur la Vienne à Limoges et à Noblat (xiii^e siècle) avec leurs rampes d'accès submersibles en cas de forte crue; l'aqueduc de Spolète (1277) dont la hauteur au-dessus du fond de la vallée atteint 76^m,85¹; le pont de Valentré à Cahors (1231) (fig. 22), composé de six arches de 16^m,50; les ponts d'Entraigues sur le Lot et sur la Trueyre (1269); le pont d'Ouilly sur l'Orne (1300) qui, par ses dispositions générales, se rapproche des ponts du Limousin; le pont de Montauban sur le Tarn (1144-1335) composé de sept arches de 21 mètres d'ouverture; l'aqueduc de Ficarazi en Sicile (1400). Il convient enfin, conformément à nos explications antérieures, de rattacher à la tradition orientale le vieux pont de Vérone (fig. 23) construit sur l'Adige en 1354 — un peu avant l'incorporation de cette ville dans la république de Venise — et qui comprend une grande arche de 48^m,70 d'ouverture dont l'intrados est une anse de panier à trois centres, surbaissée au $\frac{1}{3}$; l'emploi de cette courbe que nous rencontrons ici pour la première fois deviendra très fréquent pendant les xvii^e et xviii^e siècles.

La plupart des ponts ogivaux que nous venons de citer présentent un caractère pittoresque, mais, comme le fait remarquer justement M. Degrand, ils offrent beaucoup plus d'intérêt au point de vue de l'étude des fortifications du Moyen Age qu'au point de vue de l'art de l'ingénieur.

¹ Il faut attendre la construction du pont aqueduc de Roquefavour (1847) (quinze arches de 15 mètres d'ouverture: hauteur 83 mètres) pour avoir un ouvrage plus élevé.

On n'y trouve guère de disposition heureuse à citer comme exemple : piles massives, absence de plinthes et de cou-

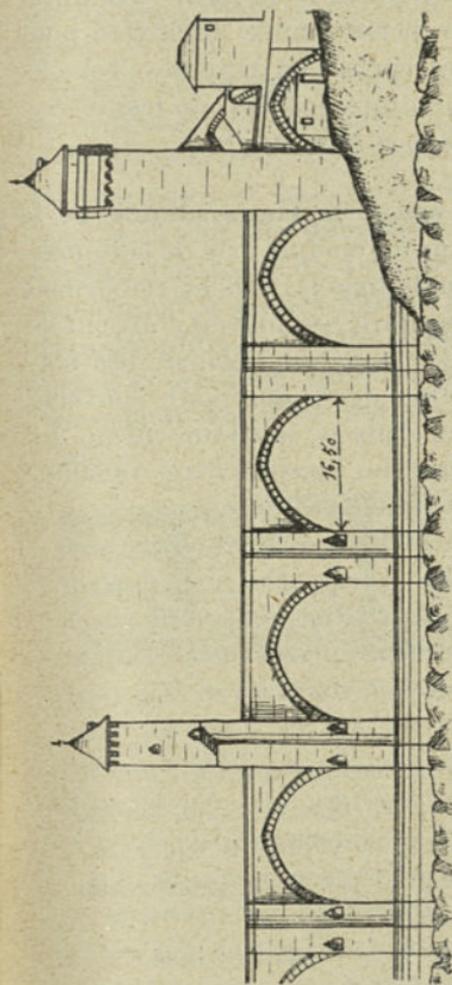


Fig. 23. — Pont de Valentré, à Cahors.

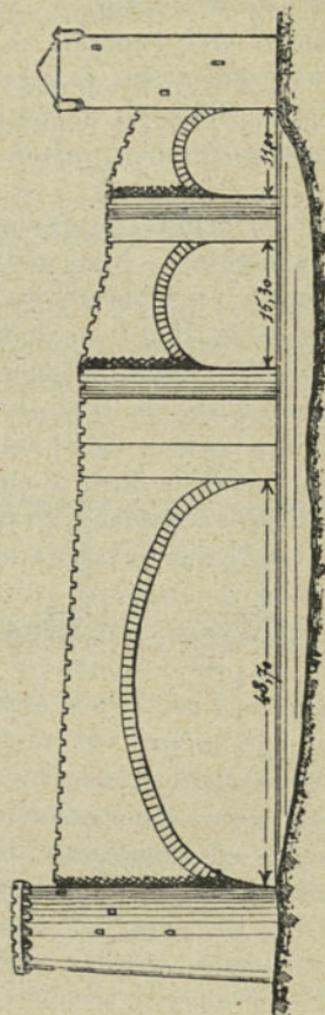


Fig. 24. — Pont de Vérone.

ronnement, arches inégales et irrégulières, exécution très défectueuse, rampes d'accès trop fortes, faible largeur,

tracé en plan sinueux ; tels sont les graves défauts que possèdent presque tous les ponts construits durant cette période de transition ; par contre, il convient d'admirer sans réserve l'énergie et la persévérance déployées pour l'achèvement des œuvres entreprises en dépit des obstacles et des difficultés de toutes natures (défaut de ressources, guerres, troubles, insuffisance d'engins, etc.).

5. Période comprise entre la Renaissance et le XIX^e siècle. — Nous arrivons à l'époque dite de la Renaissance — véritable rénovation de tous les arts en retournant aux saines traditions de l'antiquité — mais il convient de rappeler que des tendances de rénovation s'étaient déjà manifestées lors de la construction des beaux ponts couverts d'Alexandrie et de Florence, dans le territoire même de cette ancienne Etrurie où l'art des constructeurs romains avait pris naissance.

Le premier ouvrage vraiment digne d'attention que nous rencontrons ensuite est, dans l'ordre chronologique, le Ponte-Corvo (pont courbe) construit en 1502-1505 sur la Melza, près d'Aquino ; il mérite assurément une mention spéciale à cause, non seulement de son tracé en plan (arc de 176 mètres de rayon tournant sa convexité vers l'amont) d'une efficacité douteuse, mais aussi du soin avec lequel il a été étudié et exécuté ; il comprend sept arches en plein-cintre dont les ouvertures de 22^m,70 à 28^m,60 vont en augmentant des rives au milieu de la rivière ; les piles ont une épaisseur un peu inférieure à 4 mètres ce qui était très hardi pour l'époque ; les avant et arrière-becs à section triangulaire sont surmontés d'un chaperon en forme de pyramide ; de même qu'au pont de Florence aucune saillie, aucun bandeau n'accuse la

constitution intime de la voûte; les têtes se raccordent directement avec des tympans nus rehaussés seulement par un cordon saillant qui sert de soubassement à un parapet plein.

Après avoir terminé cet ouvrage dont l'exécution lui avait donné une brillante réputation, le frère Joconde¹ vint à Paris achever la construction de l'ancien pont Notre-Dame²; celui-ci était moins hardi que le précédent puisque l'épaisseur des piles était de 5 mètres pour une ouverture maximum de 17^m,25 en plein-cintre; mais on y remarquait la section ogivale en plan des avant et arrière-becs des piles, la plinthe à modillons supportant le parapet et la première application d'une sorte de voussure ou évasement des têtes destinée à faciliter l'écoulement des crues.

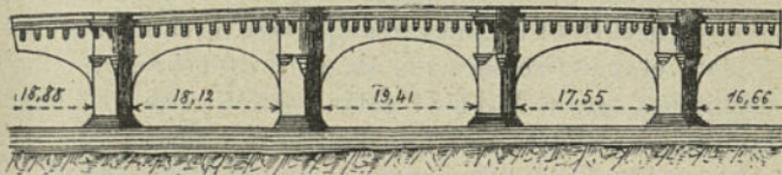


Fig. 25. — Pont-Neuf, à Paris.

Nous citerons ensuite comme ouvrages intéressants à divers titres : le pont de Châtellerault (1560-1609) dont la facture se rapproche de celle du pont Notre-Dame; le pont Neuf (1578-1604) (fig. 25) dont l'exécution compor-

¹ FRA GIOVANNI GIOCONDO, né à Vérone en 1445, mort à Venise en 1525; moine dominicain, épigraphiste, littérateur et architecte; maître de Scaliger.

² Pose de la première pierre le 28 mars 1500; inauguration le 10 juillet 1507.

tait de nombreuses et sérieuses difficultés de détail qui ont été très heureusement résolues; le pont de Toulouse (1542-1632) qui comprend sept arches en anse de panier dont la plus grande atteint $34^m,40$; le pont de la Trinité à Florence (1570) aux arches très surbaissées en forme d'ogive à 4 centres; l'ornementation en est tout à fait remarquable, mais les piles sont trop épaisses (8 mètres environ) pour des ouvertures atteignant à peine 30 mètres; le pont couvert du Rialto à Venise (1590, $28^m,50$ d'ouverture et 22 mètres de largeur); les arches surbaissées de Vicence (1599, $30^m,90$ d'ouverture) et de Nuremberg ($29^m,60$); les arches de Tournon (1376-1583, $49^m,20$ d'ouverture), de Claix (1611, $45^m,65$ d'ouverture) qui, par leurs formes, se rattachent directement aux constructions du Moyen-Age; on peut en dire autant du pont de Zwettau (Saxe) (douze arches en plein-cintre de $10^m,70$ à 15 mètres d'ouverture) dont les piles très épaisses ne sont pourvues d'avant et d'arrière-becs que de deux en deux et du pont de Prague sur la Moldau (1660, seize arches en plein-cintre de 21 mètres à $23^m,40$ d'ouverture séparées par des piles de 8 mètres d'épaisseur; longueur totale de l'ouvrage : 520 mètres).

En poursuivant notre énumération forcément monotone nous trouvons: le pont Marie à Paris (1635) qui est une imitation du pont romain de Vicence, sur le Bachiglione; le pont de marbre de Pise (1660, trois arches de $20^m,70$, $23^m,60$ et $20^m,70$ d'ouverture surbaissées au $\frac{1}{6}$, piles de 6 mètres); le pont de Maëstricht sur la Meuse (1683, huit arches en plein-cintre de 12 mètres à $13^m,50$ d'ouverture) et celui des Tuileries à Paris (1689, cinq arches en plein-cintre de 20^m50 à

23^m,50) (fig. 26), tous deux construits sous la direction du frère Romain¹.

Ici se place l'organisation en France du corps des Ponts et Chaussées² (arrêt du roi du 1^{er} février 1716) qui eut pour conséquence d'imprimer une sorte d'uniformité dans les dispositions générales des ouvrages, mais aussi

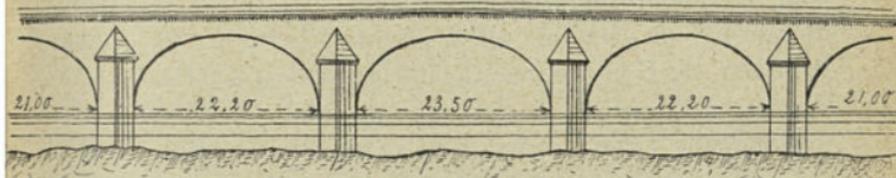


Fig. 26. — Pont des Tuileries, à Paris.

d'écarter les solutions défectueuses et injustifiées. A la tête de ce service nous voyons d'abord le frère Romain jusqu'en 1732, puis Gabriel (1667-1742), fils du collaborateur du frère Romain lors de la construction du Pont des Tuileries et père de l'architecte bien connu qui a édifié les palais de la place de la Concorde. A Gabriel succédèrent d'abord Boffrand (1667-1754) puis Hupeau (1697-1753) et enfin Perronet (25 octobre 1708 — 28 février 1794)

¹ Moine dominicain né à Gand en 1646, mort à Paris le 7 janvier 1735 et inhumé dans l'église de Saint-Thomas d'Aquin.

² La création d'un corps spécial pour les ponts et chaussées paraît devoir être attribuée à l'accident survenu au pont de Moulins en construction sous la direction de Hardouin Mansard, premier architecte du roi, et qui fut emporté par une crue subite le 8 novembre 1710. Ce pont fut réédifié en 1758-1763 par Louis de Régemortes qui adopta un système de fondation par radier général déjà appliqué au pont Elius et au Ponte-Corvo. Il eut en outre la prudence de donner à l'ouvrage un débouché linéaire de 253 mètres tandis que celui de Mansard n'était que de 115 mètres.

qui devait laisser dans ses nombreux travaux une empreinte durable de son esprit original et de son goût éclairé.

Au début, les ouvrages construits par ce service dérivent directement du pont des Tuileries sauf le remplacement du plein-cintre par des anses de panier à plusieurs centres plus ou moins surbaissées ; seuls les procédés employés pour les fondations diffèrent parfois¹, mais les ouvrages conservent un véritable air de famille ; tels sont les ponts de Blois, de Compiègne, de Port-de-Piles, d'Orléans, de Mantes, de Moulins, de Saumur, de Sens, de Tours, etc. construits de 1720 à 1780 ; nous avons donc à exposer brièvement en quoi consista surtout l'œuvre réformatrice de Perronet².

Avant cet ingénieur on adoptait pour déterminer l'épaisseur des piles la règle dite du cinquième qui consistait à donner à celles-ci le $\frac{1}{5}$ de l'ouverture de l'arche adjacente ; cette règle empirique ne reposait sur aucune raison valable³ et Perronet qui se préoccupait avant tout

¹ Il convient de citer ici le procédé de fondation par caissons étanches immergés sur des pieux recépés au-dessous de l'eau au moyen d'une scie très ingénieuse : procédé qui fut appliqué pour la première fois au pont de Saumur en 1757 par les ingénieurs de Voglie et de Cessart, et qui était en partie une imitation de ce qui avait été réalisé en 1738 par Labélye pour la fondation du pont de Westminster.

² DE DARTEIN. — *La vie et les travaux de Perronet* (A. P. C. 1906 4^e trim.) extrait de l'ouvrage : *Etudes sur les ponts en pierre antérieurs au XIX^e siècle et remarquables par leur décoration*. (Librairie Béranger).

³ Perronet modifia de même l'ancienne règle qui consistait à donner comme épaisseur à la clof d'une arche de pont le quinzième de l'ouverture A , et il proposa la formule suivante basée sur l'observation et la classification des ouvrages existants :

$$e = 0,325 + 0,035 A.$$

d'obtenir le plus grand débouché possible pour faciliter l'écoulement des crues eut la hardiesse d'en démontrer l'inanité en faisant approuver — non sans résistance — et en construisant avec succès des ouvrages dans lesquels le rapport consacré du $\frac{1}{5}$ était successivement réduit à $\frac{1}{9,23}$ (Neuilly, 1768-1774), à $\frac{1}{10,67}$ (Concorde, 1787-1791) et à $\frac{1}{12,44}$ (Pont Sainte-Maxence, 1772-1786).

Poursuivant son idée relative à l'augmentation du débouché, Perronet fut naturellement conduit à relever les naissances de ses arches et, pour ne pas accroître la déclivité des rampes d'accès qu'il désirait au contraire réduire au minimum, il fut contraint d'accepter comme courbe d'intrados des arcs de cercle de plus en plus sur-

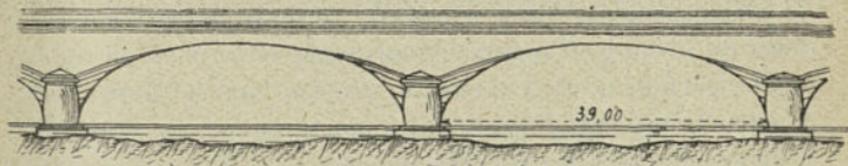


Fig. 27. — Pont de Neuilly.

baissés; la possibilité de réaliser des surbaissements si hardis lui fut suggérée sans doute par la construction du pont de Neuilly (fig. 27) dans lequel les courbes de tête sont des arcs de grand rayon raccordés par d'élégantes cornes de vache avec les courbes d'intrados : c'est ainsi que nous voyons le surbaissement du $\frac{1}{4}$ du Pont de Neuilly passer à $\frac{1}{8,7}$ (Concorde), à $\frac{1}{11,2}$ (Pont Sainte-Maxence) à

$\frac{1}{15.4}$ (Nemours 1795-1804) à $\frac{1}{17}$ (Saint Dié). Dans ce dernier ouvrage les disciples de Perronet poussent à l'extrême limite l'idée du maître en appareillant la courbe de tête en plate-bande. Ce n'est plus de la maçonnerie ou plutôt c'est, comme on l'a dit des temples grecs, de la maçonnerie de bois avec cette différence cependant que le matériau ne travaille plus ici comme une pièce simplement posée sur deux appuis, mais comprimée par bout; or, cette compression, cette poussée, qui seule empêche l'ouvrage de s'effondrer, se trouve cachée, dissimulée en quelque sorte dans les ouvrages des disciples de Perronet et cette seule considération devrait leur interdire de se réclamer des principes de l'architecture grecque où tout était vérité et simplicité; on peut dire en somme que si la construction d'un pont en maçonnerie exigeait l'adoption de surbaissements aussi excessifs, ce serait la preuve évidente qu'il vaudrait mieux le construire en bois ou en métal et c'est sans doute l'extension prise au XIX^e siècle par les constructions métalliques qui a porté le dernier coup à cette exagération des surbaissements.

En dernier lieu, Perronet, dans le pont de Sainte-Maxence et dans le projet primitif de celui de la Concorde a eu l'idée de remplacer les piles pleines par deux massifs indépendants, maçonnés en forme de colonnes et reliés entre eux à leur partie supérieure par une arcade de contreventement; cette disposition qu'il trouvait très heureuse n'a été ni appréciée, ni suivie par ses disciples immédiats, mais on peut, dans une certaine mesure la rattacher au système de construction au moyen de deux ponts jumeaux réalisé par M. Séjourné à Luxembourg (1899-1902) et à Toulouse (en cours d'exécution).

Parmi les autres ouvrages exécutés en France au XVIII^e siècle nous citerons : le pont des Têtes construit près de Briançon au-dessus d'une gorge profonde de la Durance (1732, plein-cintre de 38 mètres d'ouverture), celui de Rumilly en Savoie (1760, plein-cintre de 39 mètres) ; l'arche du pont de Vizille (1760, 41^m,90 d'ouverture surbaissée au $\frac{1}{4}$) ; l'aqueduc de Montpellier dont le raccordement avec la promenade du Peyrou a été traité avec beaucoup

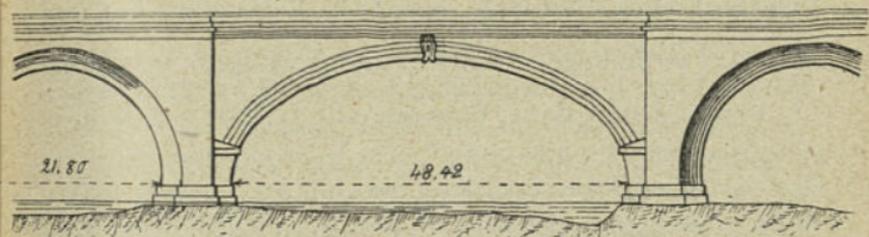


Fig. 28. — Pont de Gignac.

d'élégance et de goût ; enfin les deux ponts de Lavour (1774-1782, 48^m,70 d'ouverture) et de Gignac (fig. 28) (1777-1793, 48^m,42 d'ouverture), tous deux en forme d'anse de panier peu surbaissée et dont les bandeaux et le couronnement ont été décorés par de belles moulures qui donnent à chacun de ces ouvrages un aspect très satisfaisant. Ces deux ponts doivent rappeler les noms des ingénieurs du Languedoc Garipuy, de Saget et Ducros, qui en ont dirigé la construction et qui ont fait preuve de beaucoup de ténacité et d'originalité non seulement au point de vue de l'ornementation, mais aussi en ce qui concerne le procédé d'exécution des voûtes, car au lieu des cintres retroussés presque exclusivement employés à

cette époque ils ont fait usage dans les deux cas d'un cintre fixe en maçonnerie¹.

Parmi les ouvrages construits à l'étranger citons encore : le pont de Dresde, réédifié en 1727-1731 sur l'emplacement d'un ancien pont du Moyen-Age, ce qui explique, sans les justifier, la faible ouverture des arches (12 à 19 mètres) et la forte épaisseur des piles (11 mètres); le pont de Madrid sur le Mançanarès avec ses piles massives en forme de tours dont l'épaisseur atteint les $\frac{2}{3}$ de l'ouverture des arches adjacentes; le pont de Valence sur la Guadalaviar (10 arches de 13 mètres surbaissées au $\frac{1}{10}$); l'arche de Pont-y-Pridd dans le comté de Galles² (ouverture 42^m,70; épaisseur à la clef 0^m,76); le majestueux aqueduc de Caserte en Italie (longueur 500 mètres, hauteur maximum 55 mètres); le viaduc de Ronda en Andalousie, à la décoration si originale, construit au-dessus d'une gorge étroite, profonde de 140 mètres; enfin l'imposant aqueduc d'Alcantara (1731-1746) composé de 35 arches dont 21 en plein-cintre et 14 en ogive avec une arche centrale ogivale de 30 mètres d'ouverture et 70 mètres de hauteur au-dessus de la vallée.

De la longue liste d'ouvrages que nous venons d'énumérer résulte la démonstration manifeste des nombreux et

¹ Voir DE DARTEIN. — *Le pont de Gignac sur l'Hérault*, Notice descriptive et historique (A. P. G. 4^e trim. 1902).

² D'après M. Croizette Desnoyers cette arche datant de 1751 était tombée deux fois aussitôt après le décintrement, mais avant la troisième épreuve le constructeur, ayant reconnu qu'il fallait diminuer la poussée de la voûte, y était parvenu en pratiquant dans les tympans trois évidements circulaires.

importants progrès réalisés durant cette période dans l'art de la construction des ponts en maçonnerie. On n'a pas exécuté, il est vrai d'arche aussi grande que celle de Trezzo ou de Vieille-Brioude, mais au point de vue du surbaissement des voûtes et de l'épaisseur des piles¹ on a, avec Peronet, poussé la hardiesse jusqu'à la limite extrême; on a trouvé pour les courbes d'intrados des tracés très harmonieux grâce à l'introduction des anses de panier à plusieurs centres; on a employé, dans la décoration, des voussures en forme de corne de vache qui donnent aux arches un caractère spécial d'élégance; on s'est efforcé d'obtenir dans l'ensemble une simplicité des formes et une coordination des masses qui sont des facteurs indispensables de la beauté des ouvrages; les rampes d'accès ont été très atténuées et les abords traités avec beaucoup d'ampleur; la décoration a été étudiée avec goût et discernement; enfin on a soigné tout particulièrement les ouvrages par un choix judicieux des carrières et par une taille aussi parfaite que possible des matériaux.

6. Perfectionnements réalisés au cours du XIX^e siècle dans la construction des ponts en maçonnerie.

— Si nous voulions poursuivre notre revue, la liste serait trop longue des ouvrages construits depuis un siècle et remarquables à des titres divers; il faut donc arrêter notre énumération pour ne pas en rendre la lecture fastidieuse; c'est qu'en effet le développement extraordinaire donné à la construction des routes et surtout des chemins de fer, a provoqué l'exécution d'un nombre considérable d'ouvrages: les perfectionnements apportés

¹ Même observation en ce qui concerne l'épaisseur à la clef adoptée pour l'arche de Pont-y-Pridd.

dans la fabrication des chaux et des ciments¹ ont donné le moyen d'accroître dans une proportion très notable le coefficient de résistance usuel des maçonneries ; les progrès réalisés dans les procédés de fondations notamment dans les fonçages à l'air comprimé² ont permis d'atteindre le sol résistant même à de grandes profondeurs et d'obtenir la stabilité et la solidité voulues tout en diminuant l'épaisseur des piles, non seulement au-dessus du niveau normal des eaux, mais aussi au-dessous, ce

¹ C'est à l'occasion des fondations du pont de Souillac sur la Dordogne dont il dirigeait la construction que l'illustre ingénieur Vicat (31 mars 1786-10 avril 1861) fut conduit à sa découverte de la fabrication artificielle des chaux faisant prise sous l'eau. Il a exposé ses résultats en 1818 dans un grand mémoire intitulé : *Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons et les mortiers ordinaires*. Ces idées furent accueillies d'abord avec défiance et ce n'est qu'à la suite d'un examen scrupuleux qu'elles furent approuvées en 1819 par l'Académie des Sciences et le Conseil général des Ponts et Chaussées.

La fabrication des ciments naturels anglais et boulonnais semble dater du commencement du XIX^e siècle, celle du ciment naturel de Pouilly de 1825, celle de la chaux du Teil de 1832.

² La possibilité de faire travailler sous l'eau en insufflant de l'air comprimé dans une enceinte où se trouveraient les ouvriers avait été indiquée dès 1690 par Denis Papin, puis en 1716 par Halley, en 1770 par Coulomb, en 1788 par Smeaton ; mais la première réalisation de cette idée est due à l'ingénieur Triger qui l'a appliquée pour le fonçage de deux puits de mine à Chalonnnes (1839-1845) ; on peut également citer le bateau à air de M. de la Gournerie construit en 1844 en vue de l'amélioration de la passe du Croisic. Les premières fondations de ponts à l'air comprimé ont été obtenues au moyen de tubes de gros diamètre, d'où le nom de fondations tubulaires : ponts de Rochester (1851), de Saltash (1854-1858), de Szegedin en Hongrie (1857-1858) ; les premiers caissons proprement dits paraissent avoir été employés aux ponts de Kehl sur le Rhin (1859-1861), et de la Voultte sur le Rhône (1860).

qui est très important au point de vue de l'écoulement des crues ; les améliorations apportées dans les engins de levage et de manutention ont diminué considérablement la durée d'exécution et le prix de revient rendant ainsi pratiquement possible la construction de grands ouvrages qui ne l'était pas auparavant ¹ ; enfin la science de l'Ingénieur, fondée sur des expériences et sur des données de plus en plus nombreuses, s'est développée logiquement et a édicté une série de règles pratiques dont l'application est assurément plus facile que l'invention.

Les plus importantes de ces règles sont les suivantes : en premier lieu recherche d'un bon sol de fondation ; bonne orientation de l'ouvrage par rapport au courant principal de la rivière ; emploi pour la voûte de petits matériaux d'un prix moins élevé que la pierre de taille, d'une préparation et d'une manutention plus faciles et donnant en outre une construction plus homogène ; emploi de liants à grande résistance en réduisant autant que possible l'épaisseur des joints ; exécution de la voûte par rouleaux successifs permettant, en outre d'un clavage plus rapide, l'emploi de cintres relativement légers, quoique peu déformables ; sectionnement de la voûte au droit des points d'appui plus résistants du cintre afin d'éviter la formation de fissures pendant la période d'exécution et au moment du décentrement ² ; enfin et surtout confection d'une maçonnerie aussi soignée et aussi serrée que possible.

¹ On lira avec intérêt et profit les observations judicieuses de M. Resal au sujet de la comparaison des ponts en maçonnerie et des ponts métalliques (p 75-88 de son cours à l'Ecole des Ponts et Chaussées).

² Cette disposition des clavages multiples semble avoir été appliquée pour la première fois en 1788 au pont de Maligny (arche peu surbaissée, de 26 mètres d'ouverture) qui, d'après Gauthey (1732-

Nous renverrons donc soit au tableau statistique des grands ouvrages, soit aux chapitres suivants où seront mentionnés à leur place les ponts présentant un intérêt particulier au point de vue de leurs dispositions générales,

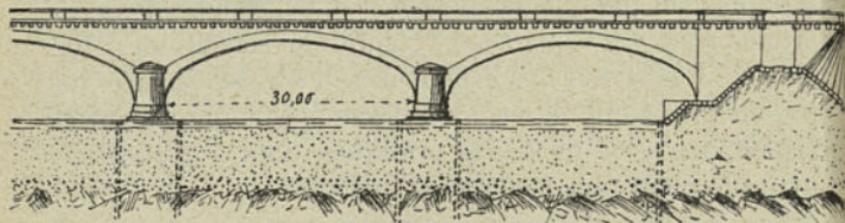


Fig. 29. — Pont de Chalennes.

de leurs procédés d'exécution ou de leur ornementation. Il convient cependant de citer expressément le sévère pont d'Iéna (1812), le pont de Bordeaux (1822) dont les fondations présentèrent tant de difficultés; les classiques ponts de Montlouis (1848) et de Chalennes (fig. 29) (1865)

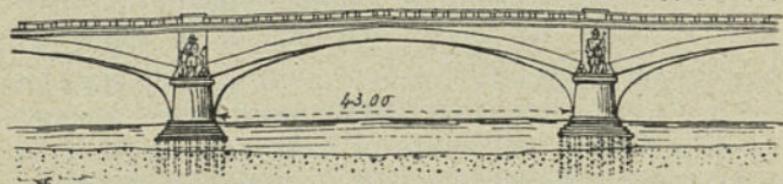


Fig. 30. — Pont de l'Alma.

auxquels restent attachés les noms de MM. Morandière et Croizette-Desnoyers; le hardi pont de l'Alma (1856) (fig. 30) et le monumental viaduc du Point du Jour (1806), fut clavée en trois endroits; puis au pont au Double (1847) et au Petit Pont (1853) (arches de 31 mètres, surbaissées au $\frac{1}{10}$; cinq clavages); en 1862 au pont de Tilsitt sur la Saône etc.

M. Séjourné a érigé en principe ce système qui est aujourd'hui à peu près exclusivement appliqué.

(1865) (fig. 31); rappelons enfin les beaux ouvrages construits par M. Séjourné (Castelet, Antoinette. Luxem-

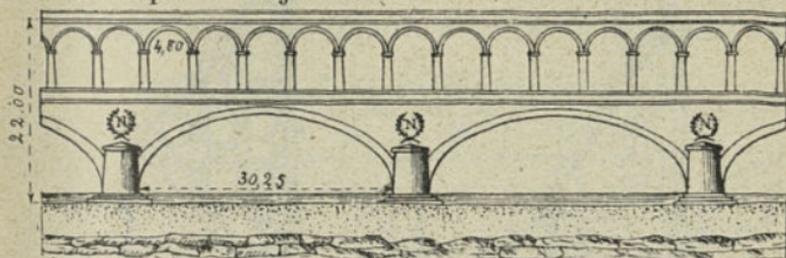


Fig. 31. — Viaduc du Point du Jour.

bourg (fig. 32), Lavaur (fig. 33), Toulouse) où la beauté des formes s'allie à la perfection de l'exécution. A l'étranger il y a lieu de citer : en Angleterre les grandes arches si luxueusement traitées de Ballochmyle (54^m,90

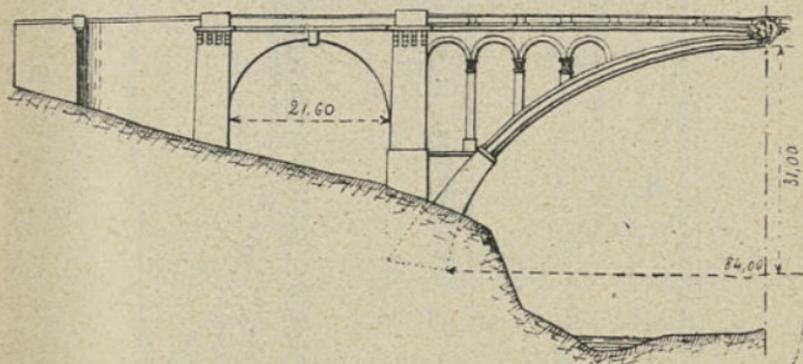


Fig. 32. — Pont du Luxembourg.

d'ouverture) et de Chester (61 mètres); en Italie les trois arches si hardies et si surbaissées de Lucques (47^m,80) de Pœstum (55 mètres) et de Capoue (55 mètres) de même que le superbe pont de Solférino à Pise; aux Etats Unis la grande arche de l'aqueduc de Cabin-John (67 mètres); enfin en Saxe (fig. 34) le pont de

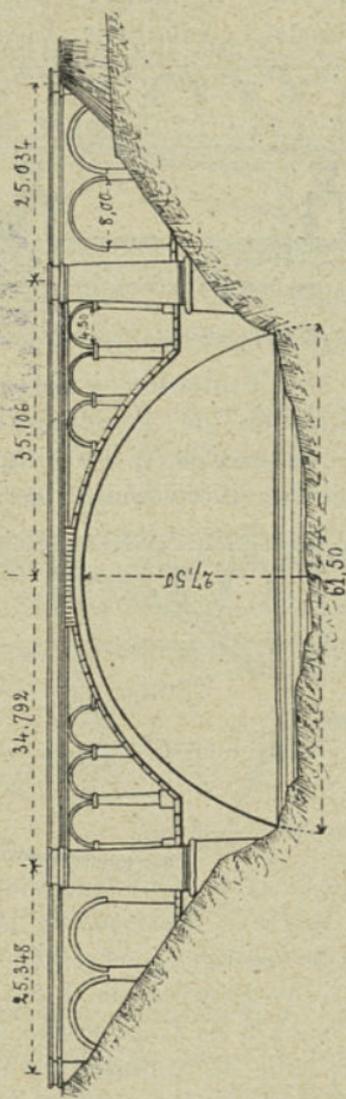


Fig. 33. — Nouveau pont de Lavaur.

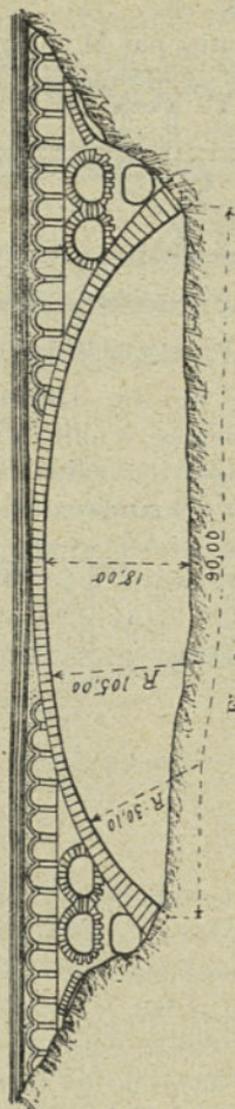


Fig. 34. — Pont de Platen.

Plauen (90 mètres) qui est de beaucoup l'ouvrage le plus hardi existant à l'heure actuelle.

Comme viaducs ou aqueducs élevés il convient de

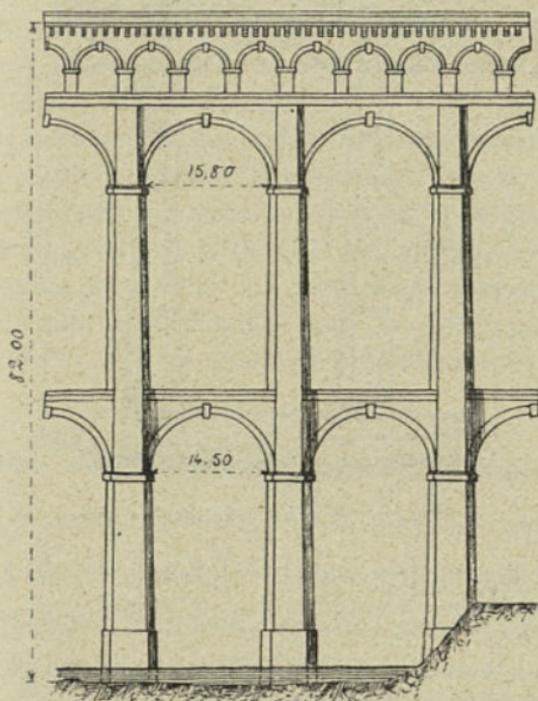


Fig. 35. — Aqueduc de Roquefavour.

mentionner spécialement ceux de Roquefavour (fig. 35) du Goltzcherthal et de l'Elsterthal en Saxe, de l'Altier, de l'Aulne (fig. 36), de Pompadour, de la Cruetze et de Fontpedrouze.

Citons enfin la construction relativement récente de nombreux ouvrages en maçonnerie ou en béton, articulés ou semi-articulés à la clef et aux naissances, dispo-

sition qui permet un calcul plus rapide et plus sûr des dimensions de la voûte ¹.

Avant de terminer cette introduction historique il y a lieu

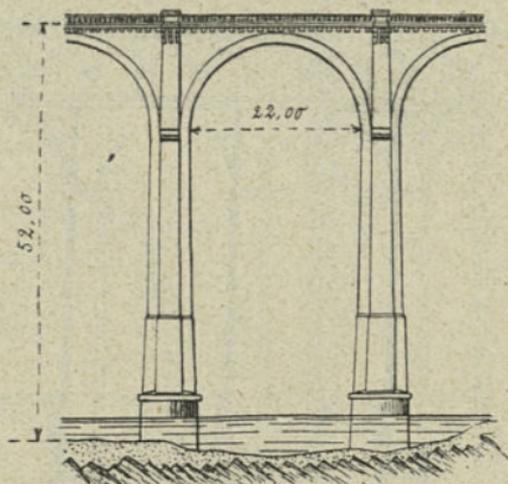


Fig. 36. — Viaduc de l'Aulne.

de définir en quelques mots l'évolution des formes au cours du dernier siècle. Nous avons vu précédemment se généra-

¹ Ainsi que le faisait remarquer dès 1878 M. Brosselin à l'occasion de la construction du pont de Tolbiac, l'adoption de la triple articulation permet d'établir un tracé rationnel pour les courbes d'intrados et d'extrados, et d'attribuer avec sécurité à la maçonnerie le coefficient de résistance qui lui convient

De 1885 à 1889 M. le Président Leibbrand, dont le nom s'attache à la propagation de ce procédé d'exécution, a construit dans le Wurtemberg sept ponts très surbaissés dont l'ouverture varie de 15^m,60 à 33 mètres, et dont les joints de rupture et de clef sont constitués par des lames de plomb de 0^m,02 d'épaisseur, n'occupant que le tiers central au plus de la largeur du joint, et formant ainsi une semi-articulation.

Citons également comme ouvrages à triple articulation le pont

liser l'emploi comme courbe d'intrados des anses de panier à plusieurs centres; cette courbe devait fatalement dégénérer en une ellipse qui, si elle a l'inconvénient d'exiger un panneau différent pour chaque voussoir et de posséder un rayon de courbure un peu trop faible aux naissances, présente par contre le grand avantage d'être une courbe de définition simple, de tracé facile et sans variation brusque de courbure. Cette transformation de l'anse en ellipse s'effectua lentement au fur et à mesure de la substitution des moellons de petit appareil aux gros voussoirs en pierre de taille et il est curieux de constater que l'abandon progressif des anciennes courbes coïncida à peu près avec la publication dans les *Annales des Ponts et Chaussées*¹ (1831 et 1839) de mémoires très complets

biais en béton, construit sur le Danube près de Munderkingen (1893, 50 mètres d'ouverture surbaissé au $\frac{1}{10}$); le pont d'Inzighofen également sur le Danube (1893, 43 mètres au $\frac{1}{10}$); le pont en maçonnerie de Morbegno sur l'Adda (70 mètres, surbaissé au $\frac{1}{7}$); le pont en béton de Genève sur le bras de Coulevrenière (2 arches de 40 mètres, flèche 5^m50); les ponts en béton sur l'Iller en Bavière; un à Lautrach (portée 57^m,16, flèche 9^m,82); deux à Kempten (portée 64^m50, flèche 26^m,43); le pont de la gare d'eau Branla près de Lyon (25 mètres, surbaissé au $\frac{1}{10}$, arcs en pierre de taille avec joints en zinc coulé supportant un tablier en béton armé); citons enfin les ponts en construction (?) de Mannheim sur le Neckar (113 mètres d'ouverture surbaissé au $\frac{1}{12}$), et le pont sur le Harlem (216 mètres d'ouverture et 54 mètres de flèche). (Voir journal « *le Ciment* » numéro de septembre 1908).

¹ Articles de MM. Michal et Lerouge.

sur le tracé général et systématique des anses de panier ; malheureusement ces considérations subtiles ne répondaient plus à un besoin réel et devenaient dès lors, comme le dit M. Degrand, de simples problèmes de géométrie amusante.

A la suite des mémoires publiés par Yvon Villarceau (*Revue d'Architecture*, 1844) Carvallo (*A. P. C.* 1853), de Saint-Guilhem (*A. P. C.* 1859) sur la possibilité de déterminer théoriquement les formes de l'intrados et de l'extrados des voûtes de telle sorte que l'effort se répartisse uniformément sur tous les joints des voussoirs, divers ouvrages ont été exécutés conformément aux conclusions de ces études théoriques ; nous citerons le pont sur la Garganta Aucha en Espagne (trois arches de 14 mètres) et en France les ponts sur la Gimone (33 mètres) et sur la Pique, près de Luchon (40 mètres) ; bien que l'application de ces théories soit très contestable, nous trouvons cependant dans ces ouvrages le premier exemple de formes étudiées en vue de faire travailler dans les meilleures conditions les matériaux de la voûte en tenant compte des charges et surcharges qu'elle est appelée à supporter. Plus récemment, nous citerons encore l'emploi de la chaînette au pont Boucicaut sur la Saône par M. Tourtay et de la caténoïde ¹ au pont d'Orléans sur la Loire par M. Legay, les courbes paraboliques proposées par M. Lebert (*A. P. C.*, 1900) et, d'une manière générale, le rajeunissement de l'anse de panier par l'adoption d'une ou plusieurs portions de courbes algè-

¹ Il s'agit d'une projection de chaînette : cette dénomination peut prêter à confusion avec la surface minima de révolution étudiée par Ribaucour.

briques ayant entre elles des raccordements osculateurs ; rappelons enfin que l'emploi d'articulations permet d'obtenir une définition précise et rationnelle pour les courbes d'intrados et d'extrados¹.

Nous avons donc la filiation suivante dont l'énoncé sera la conclusion de cette première partie : ogive formée de deux portions de logarithmique répondant au mode de construction par assises horizontales et encorbellements successifs ; plein cintre étrusque formé de voussoirs égaux posés sur cintre ; transformation progressive de ce plein cintre en arc de cercle de plus en plus surbaissé ; adoption de l'ogive à deux centres par la fusion de l'ancien profil surhaussé des voûtes égyptiennes et assyriennes avec la nécessité d'obtenir des voussoirs à taille facile ; adoption de l'ogive à quatre centres pour les voûtes à voussoirs en imitation des anciennes arches persanes dans lesquelles la partie inférieure était construite par encorbellements successifs, la partie supérieure étant exécutée

¹ Voici, à titre de simple renseignement, une statistique sommaire des grandes arches en maçonnerie.

O : ouverture en mètres.

S : sans articulations.

A : avec articulations.

O = 90 ^m	1 (S)
80 < O < 90 ^m	3 (S)
70 < O < 80 ^m	3 (A)
60 < O < 70 ^m	6 (S) + 7 (A)
50 < O < 60 ^m	13 (S) + 8 (A)
40 < O < 50 ^m	84 (S) + 5 (A)

Parmi les ouvrages renfermant plusieurs arches d'une ouverture supérieure à 40 mètres nous citerons le viaduc de Nogent-sur-Marne. Les ponts de Valence-sur-Rhône, d'Orléans et de Toulouse.

sur cintre ; transformation de l'ogive à quatre centres en ogive à trois centres ou anse de panier ; augmentation progressive du nombre des centres de cette dernière courbe et sa dégénérescence finale en ellipse ; adoption de courbes algébriques ou de portions de courbes algébriques ayant entre elles des raccords osculateurs ; adoption de courbes continues donnant pour les charges à supporter la meilleure répartition du travail entre tous les matériaux de la voûte.

PARTIE ANALYTIQUE

CHAPITRE II

DISPOSITIONS GÉNÉRALES D'UN PONT

7. **Définitions générales.** — Un *pont* est un ouvrage sur lequel un chemin, une route, une voie ferrée, une rivière déviée, un canal (navigation, alimentation, irrigation, égoût, force motrice, etc.) franchit une autre voie de communication, une autre rivière, un autre canal, une vallée ou simple dépression de terrain, etc.

Selon la nature de la voie portée par le pont, celui-ci peut recevoir une désignation spéciale : pont-route, passerelle (réservée aux piétons), pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc, etc.

Un pont en maçonnerie se compose d'une ou plusieurs *voûtes* ou *arches*, reposant sur deux appuis extrêmes appelés *culées* et, s'il y a lieu, sur des appuis intermédiaires appelés *piles* ; lorsqu'une pile est établie de manière à pouvoir résister en cas de destruction d'une des deux voûtes adjacentes, on dit que c'est une *pile-culée*.

Un pont est *rectiligne* si son axe longitudinal est une ligne droite ; dans le cas contraire, il est dit *polygonal* ou *courbe* ; un pont rectiligne est *droit* lorsque son axe longitudinal est perpendiculaire aux axes de ses piles et cu-

lées ; dans le cas contraire, on dit que l'ouvrage est *biais*. La construction d'un pont courbe ou biais, outre l'inconvénient d'une augmentation de longueur et d'une diminution de stabilité par rapport à l'ouvrage droit correspondant, présente évidemment des sujétions spéciales d'exécution (appareils plus compliqués, matériaux mieux choisis) qui sont d'autant plus onéreuses que le rayon de courbure de la courbe est plus faible et que l'angle formé par les axes de l'ouvrage et des appuis, appelé « angle du biais », est plus aigu ; aussi évite-t-on, autant que possible, la construction de tels ouvrages.

Les dispositions générales d'un pont sont souvent dictées par les circonstances mêmes qui en ont motivé la construction ; on ne peut guère donner ici que des indications générales concernant le choix de l'emplacement, l'écoulement des crues, les exigences de la navigation, les dimensions à donner aux diverses parties de l'ouvrage, l'exécution des fondations, etc. L'application de ces règles devra nécessairement, dans chaque cas particulier, faire l'objet d'un examen approfondi et détaillé en tenant compte des diverses conditions spéciales imposées par le programme à remplir.

Nous allons examiner successivement les dispositions générales qu'il convient d'adopter en plan, en élévation et en coupe transversale.

8. Dispositions générales en plan. — Il importe en premier lieu de rechercher un bon terrain pour lui faire supporter les appuis du pont projeté, car c'est presque toujours par les fondations que les ponts en maçonnerie périclitent. On recueillera donc tous les renseignements et documents concernant la région et son sous-sol (cartes

géologiques, sondages, tranchées, fondations d'ouvrages existants, etc.), afin de connaître aussi bien que possible la nature et la configuration des couches souterraines sur lesquelles l'ouvrage serait susceptible d'être établi, et l'on choisira l'emplacement qui permettra d'obtenir le meilleur sol de fondation. C'est là, il faut le répéter, une considération capitale, et l'on ne devra ni reculer devant des études ou des travaux préliminaires dont les résultats peuvent conduire à des solutions beaucoup plus avantageuses, ni chercher à réaliser, en cours d'exécution, de fausses économies dont les conséquences sont souvent, en matière de fondations, désastreuses pour la conservation de l'ouvrage projeté ¹.

En second lieu, si l'ouvrage franchit un cours d'eau, il faudra autant que possible orienter les piles et culées de manière que leurs parements longitudinaux soient parallèles à la direction du courant; de cette façon, on évitera le choc de l'eau contre les maçonneries et la formation de mouvements tourbillonnaires qui sont la conséquence de ce choc et qui ne sont pas sans présenter de multiples et graves inconvénients, tant au point de vue de l'écoulement des crues et de l'affouillement des fondations qu'à celui de la gouverne des embarcations.

Lorsque le courant est oblique à l'ouvrage, la section

¹ On cite souvent à ce sujet la chute du pont d'Empalot, près de Toulouse sur la Garonne. Toutes les fondations des piles et culées avaient été descendues jusqu'au tuf argileux compact et inaffouillable, sauf pour la portion arrière de la culée de rive droite qui reposait sur le gravier. La levée ayant été coupée, un courant a affouillé et entraîné le gravier et la culée s'est renversée en arrière en provoquant la destruction complète du pont; tel a été le résultat d'une économie insignifiante réalisée mal à propos.

d'écoulement utile diminue et cette diminution dépend à la fois de l'obliquité du courant et de la longueur des piles (fig. 37). Si A est l'ouverture d'une arche, α l'angle formé par la direction du courant avec une normale à l'ouvrage, L la longueur des piles, on peut admettre, à une première approximation, que l'ouverture utile A' sera donnée par la formule

$$A' = A \cos \alpha - L \sin \alpha$$

et si α est suffisamment petit :

$$A' = A - \alpha L - \frac{1}{2} \alpha^2 A < A$$

dès lors, puisque l'ouverture utile a diminué, pour écouler un même débit il faudra nécessairement :

ou que la hauteur moyenne des eaux augmente soit par une surélévation de leur niveau, soit par un affouillement du lit ; ou que la vitesse moyenne s'accroisse, ce qui suppose une augmentation de la pente superficielle des eaux et, par conséquent, une surélévation corrélative de leur niveau d'amont.

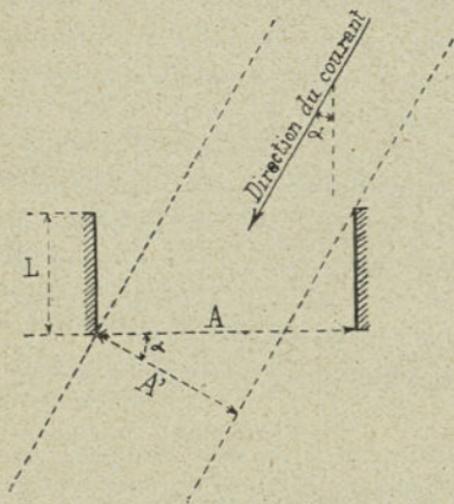


Fig. 37 — Effet d'un courant oblique.

On pourra donc craindre :

1° que l'approfondissement des affouillements ne compromette la solidité des fondations ;

2° que l'augmentation de vitesse des eaux ne gêne le passage des bateaux ou ne corrode les parements des appuis ;

3° que la surélévation du niveau des eaux ou remous ne provoque la submersion des propriétés riveraines (terrains, caves, puits de mine, etc.),

et la détermination de la section d'écoulement utile ou débouché devra être faite en conséquence comme nous l'indiquerons plus loin.

Les considérations que nous venons de développer conduisent à rechercher pour le pont un emplacement où le lit du cours d'eau paraîtra définitivement fixé soit grâce à des circonstances naturelles, soit par suite de l'exécution de travaux de navigation ou d'hydraulique fluviale, et où la direction du courant sera sensiblement la même sur toute l'étendue de la section, quel que soit le niveau des eaux.

En effet, si le lit était exposé à des divagations un peu importantes, l'ouvrage serait sans doute voué à une ruine prochaine, car les remblais d'accès ne sont nullement faits pour supporter sans avarie le choc direct et normal du courant ; si la direction de celui-ci n'était pas uniforme et normale au tracé projeté, on serait amené à construire un pont courbe ou biais, dont nous connaissons les sujétions spéciales ; enfin, si cette direction variait avec la hauteur des eaux, on pourrait bien, dans le but de sauvegarder les fondations, orienter les piles parallèlement au courant susceptible de produire les affouillements les plus dangereux ; mais il n'en résulterait pas moins, dans le cas général, une gêne sérieuse pour la navigation. Si l'on est dans l'obligation d'accepter un emplacement ne remplissant pas les conditions que nous venons d'énumérer, on

déva s'attacher à mettre les fondations hors d'atteinte des affouillements et prévoir des ouvertures aussi grandes que possible, quitte même à abandonner la maçonnerie et à construire un pont métallique.

Pour les mêmes raisons que précédemment, on évitera de choisir un emplacement dans le voisinage d'un confluent, car lorsque l'un des affluents est seul en crue on peut avoir un courant intense dans celui-ci, et un courant faible, nul ou même renversé dans l'autre. Il convient de citer à ce propos la destruction, en 1854, de l'ancien pont en pierre de la Quarantaine, construit par la C^{ie} P.-L.-M., sur la Saône, à Lyon, à 3 kilomètres environ en amont du confluent de cette rivière et du Rhône et les tassements inquiétants qui se sont manifestés dans les fondations du pont de Bouchemaine, construit sur la Maine, près d'Angers, à peu de distance de l'embouchure de cette rivière dans la Loire.

Il faut éviter de même le voisinage des régions où la section de la rivière subit un changement brusque (étranglement ou élargissement) à cause des courants transversaux qui en résultent : même observation en ce qui concerne le voisinage des barrages fixes ou mobiles, où l'on a à craindre des courants spéciaux, souvent violents, soit au moment des crues, soit lors des manœuvres du barrage.

Si l'on doit franchir un torrent, il faudra, autant que possible, n'établir aucun appui dans toute l'étendue du cône de déjection, car, au moment des crues ou trombes exceptionnelles, le torrent débite une sorte de liquide boueux qui s'écoule avec une grande vitesse en renversant tout sur son passage ; si l'on est dans l'obligation de transgresser la règle ci-dessus, il convient de construire

des ouvrages indépendants pour la protection des appuis et la direction du courant qui sont, en général, d'une réelle efficacité, à la condition d'être entretenus soigneusement, après chaque crue.

S'il faut reconstruire un ouvrage démoli, et s'il n'est pas indispensable de le rétablir sur son ancien emplacement, il sera parfois préférable de le réédifier un peu en amont, afin de ne pas avoir à fonder au milieu des blocs de la maçonnerie écroulée et d'utiliser ceux-ci comme un garde-radier d'aval susceptible de restreindre les affouillements au droit de l'ouvrage projeté.

Enfin, pour rendre la construction d'un pont aussi économique que possible, on devra chercher l'emplacement donnant le minimum de longueur, tant à l'ouvrage principal qu'aux avenues d'accès, y compris les ponts sur les bras secondaires, les arches de décharge, etc. ; car on peut admettre, dans une première approximation, que la dépense de chaque nature d'ouvrages est proportionnelle à sa longueur ; cette règle a pour corollaire qu'il est, en général, avantageux de franchir une rivière en un point où toutes les eaux sont réunies dans un seul bras.

Dans certains cas, on pourra être conduit à envisager une solution comportant une déviation de la rivière ou d'un de ses bras, soit pour obtenir de meilleures fondations, soit pour éviter la construction d'un ouvrage biais, soit pour concentrer dans un seul lit deux ou plusieurs bras ; mais il conviendra d'être très prudent dans cette opération toujours délicate et aléatoire, et d'exécuter tous les ouvrages nécessaires en vue d'empêcher la rivière de reprendre son ancien lit ou de causer des dommages en temps de crue.

D'une manière générale, il sera presque toujours utile.

ainsi que nous l'avons indiqué à propos de la traversée des torrents, de prévoir en amont et même en aval du pont projeté des ouvrages de direction du courant et de protection des appuis (guideaux, musoirs, épis, tenons, digues, brise-glaces, etc.) afin d'améliorer les conditions d'écoulement des crues par la régularisation et la fixité du courant principal et par la suppression des courants latéraux ou parasites ; mais les règles à suivre pour la construction de tels ouvrages — dont on trouvera d'ailleurs de nombreux et intéressants exemples — sont plutôt du domaine de l'hydraulique fluviale.

9. Dispositions générales en élévation. — A) Examinons d'abord le profil en long ou contour supérieur de l'ouvrage.

S'il s'agit d'un pont-canal ou d'un pont-aqueduc on lui donnera évidemment la pente qui, pour la section adoptée, correspond à l'écoulement d'un débit déterminé.

Nous rappellerons à ce sujet la formule de Bazin ¹ :

$$u = \frac{R \sqrt{i}}{0,0115 [\sqrt{R} + \gamma]}$$

dans laquelle u représente la vitesse de l'eau en mètres par seconde,

i la pente superficielle,

R le rayon moyen en mètres ou quotient de la section d'écoulement par le périmètre mouillé,

γ un coefficient numérique dépendant de la rugosité des parois et que l'on peut prendre égal à :

¹ BAZIN. — M. d'Ocagne a traduit cette formule en un monogramme d'un emploi commode. (D'OCAGNE, 4 et 7, p. 310.)

- 0,06 pour parois avec enduit au ciment,
- 0,16 pour parois en planches, briques, pierres de taille,
- 0,46 pour parois en maçonnerie de moellons,
- 0,85 pour talus en terre bien dressés,
- 1,30 pour talus ordinaires,
- 1,75 pour talus très rugueux.

Dans un ouvrage pour voie ferrée le profil en long sera, en général, exclusivement déterminé par des considérations de tracé d'ensemble ; les déclivités devront être évidemment inférieures à la limite admise sur la ligne, maximum qui dépend essentiellement de la vitesse des trains, du matériel roulant, de l'intensité du trafic, etc., [0,005 pour les lignes très importantes, 0,025 à 0,03 pour les lignes de montagne, 0,035 à 0,04 pour les lignes d'intérêt local, etc.] ; si l'on a sur l'ouvrage des déclivités de sens contraire elles devront, aux termes du cahier des charges type, être séparées par un palier d'au moins 60 à 100 mètres pour les lignes d'intérêt général et d'au moins 40 mètres pour les lignes d'intérêt local ; les déclivités de même sens mais de valeur différente, devront être raccordées entre elles par des circonférences à grand rayon ou mieux, comme nous l'indiquerons plus loin, par des paraboles ou des courbes paraboliques osculatrices.

Pour un pont-route le profil en long est ordinairement plus élastique que pour un pont-rail, et il semble que l'on puisse, en général, adopter la solution la plus convenable au point de vue esthétique. Le couronnement horizontal que l'on constate dans beaucoup d'ouvrages, surtout de l'école de Perronet, ne paraît pas devoir être accepté et cela pour deux raisons ; d'abord, par suite d'une illusion d'optique, ce couronnement paraîtrait concave et

donnerait l'impression d'un tassement inégal de l'ouvrage ; ensuite, l'écoulement des eaux pluviales ne s'y effectuerait pas dans de bonnes conditions à moins de créer des déclivités de sens contraire qui enlèveraient au profil son bel aspect.

Le profil en dos d'âne (rampes rectilignes raccordées par une courbe de quelques mètres seulement de longueur) était presque exclusivement employé au Moyen Age, sans doute pour des raisons stratégiques et probablement aussi pour réduire au minimum le poids des tympans ; il est également à écarter parce qu'il est inesthétique et surtout très gênant pour la circulation des véhicules.

On est donc conduit à établir sur tout ou partie du pont une courbe de raccordement (arc de circonférence, parabole, etc.) avec les rampes d'accès en donnant à celles-ci une déclivité au plus égale au maximum admissible, lequel varie avec l'emplacement de l'ouvrage, la nature de la chaussée, l'importance de la circulation, les autres déclivités existant sur la route, etc.

Il serait assurément désirable de ne pas dépasser la déclivité de 0,02, mais il arrive souvent que l'obligation de ne pas enterrer les seuils des maisons voisines, d'assurer l'écoulement des crues et de satisfaire aux exigences de la navigation (passage des bateaux, halage, débarcadères, quais) impose de plus grandes déclivités pour les rampes d'accès (Pont de la Concorde : 0,029 ; Valence : 0,035 ; vieux pont de Toulouse : 0,04 ; Blois 0,049).

Nous citerons comme courbes de raccordement : sur les ponts Morand et Lafayette à Lyon, un arc de circonférence de 5 206 mètres de rayon régnant sur toute la longueur de l'ouvrage (208 mètres) et se raccordant avec des rampes d'accès de 0,02 ; sur le pont de l'Université de la

même ville un raccordement parabolique de 156 mètres de longueur avec les rampes d'accès de 0,022.

A Valence¹, on a adopté une parabole biquadratique qui présente un raccordement osculateur avec les rampes rectilignes d'accès et un rayon de courbure infini au sommet, ce qui revient à intercaler un palier infiniment court entre deux déclivités de sens contraire.

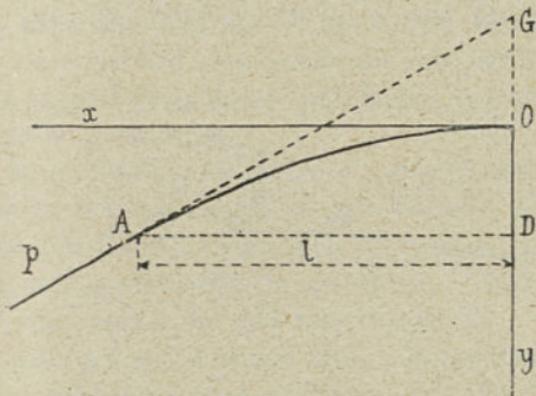


Fig. 38. — Courbe de raccordement (profil en long).

Si l'on appelle p la déclivité de la rampe d'accès et l la distance horizontale du sommet O au point de raccordement A , l'équation de cette courbe rapportée à des axes passant par le sommet est (fig. 38) :

$$y = \frac{px^3}{l^2} \left(1 - \frac{x}{2l} \right)$$

ce qui donne :

$$y_l = OD = \frac{pl}{2}, \quad y'_l = p, \quad y''_l = 0$$

¹ Voir AURIC, 3.

La pente moyenne de la courbe est égale à $\frac{y'}{l} = \frac{p}{2}$ résultat identique à celui que l'on obtiendrait avec une parabole du second degré.

Un autre avantage de ce raccordement osculateur est de rester facilement applicable lorsque les courbes ne sont pas symétriques par rapport au sommet ou que les rampes d'accès n'ont pas la même déclivité (fig. 39). Appelons

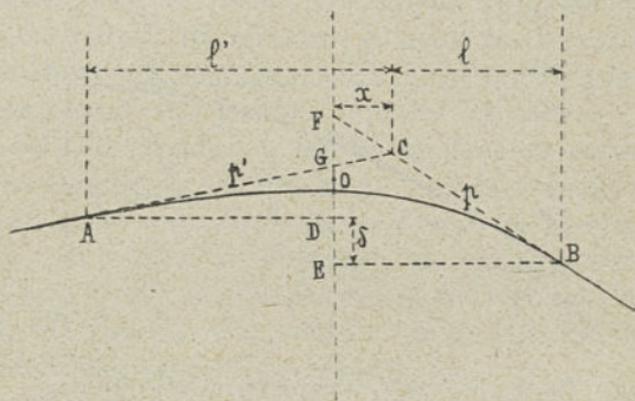


Fig. 39. — Courbe de raccordement (profil en long).

p, p' ces déclivités, l, l' les distances horizontales des points de raccordement A, B au point de rencontre C des rampes d'accès et δ la dénivellation des points A, B; si x est le désaxement du sommet de la courbe, on aura évidemment les deux relations :

$$\frac{p(l+x)}{2} = \frac{p'(l'-x)}{2} + \delta. \quad pl = p'l' + \delta$$

d'où l'on tire :

$$x = \frac{p'l' - pl + 2\delta}{p + p'} = \frac{\delta}{p + p'}$$

égalité qu'on aurait pu écrire à la seule inspection de la figure, car si $DO = OG$ et $EO = OF$ on a aussi $DE = FG$ c'est-à-dire :

$$\delta = (p + p') x.$$

Le sommet étant déterminé, le problème s'achève comme s'il s'agissait de deux raccordements distincts ; avec des paraboles ordinaires on aurait des variations brusques de courbure aux points de raccordement et au sommet¹ et, par conséquent, une solution moins satisfaisante de la question.

B) La détermination du contour inférieur de l'ouvrage est relativement facile lorsqu'on doit franchir une voie de communication (route, chemin de fer, canal) la question se ramenant à la recherche du profil en travers de cette dernière voie, recherche qui fera l'objet du paragraphe suivant ; mais s'il s'agit d'une rivière la solution devient en général beaucoup plus complexe, car elle suppose la connaissance exacte et complète du régime de ce cours d'eau.

Si, en effet, le lit de celui-ci est affouillable il faudra descendre les fondations au-dessous des plus forts affouillements constatés ou tout au moins les protéger contre ces derniers.

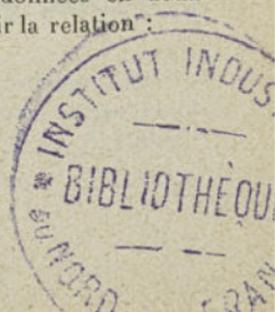
Si les fondations contiennent des pièces de bois, il

¹ Sauf dans le cas où il est possible de décrire une parabole du 2^e degré à axe vertical tangente à deux droites données en deux points donnés ; il est facile d'établir qu'on doit avoir la relation :

$$2\delta = (p - p')(l + l')$$

et que le paramètre est alors égal à :

$$\frac{l + l'}{p + p'}$$



faudra placer celles-ci au-dessous du niveau des plus basses eaux connues, car sinon les alternances de sécheresse et d'humidité en amèneraient rapidement la pourriture et la désagrégation.

Le niveau des basses eaux ordinaires ou *étiage* est utile à connaître afin de fixer la hauteur du socle qui sert habituellement de séparation entre les fondations proprement dites et les massifs des piles et culées ; en général, on arase les fondations à un niveau un peu inférieur à celui des plus basses eaux connues et le socle à un niveau légèrement supérieur à celui de l'étiage, afin de pouvoir maçonner dans des conditions ordinaires les massifs des piles et culées. La revanche supérieure accentue la fonction de soubassement jouée par le socle et la revanche inférieure, qu'il est prudent de prévoir un peu forte, sert à corriger les erreurs inévitables d'implantation dans les fondations.

Il est non moins utile de connaître le niveau des hautes eaux ordinaires ainsi que l'époque à laquelle se produisent habituellement les hautes et basses eaux afin d'en profiter pour arrêter la meilleure marche à suivre dans l'exécution des travaux (époque des épuisements, niveau d'arasement des bâtardeaux, etc.). Chaque cours d'eau possède, en effet, un régime propre¹ qui dépend de l'origine de ses eaux (fonte des neiges ou des glaciers, pluies régulières, orages, trombes, etc.), de l'étendue, de l'orientation et de la nature du bassin versant (terrains perméables ou imperméables, boisés ou cultivés), de la pente générale du

¹ Les grandes crues se produisent généralement : sur la Seine en hiver, sur la Garonne en mai-juin, sur la Loire au printemps et à l'automne, sur le Rhône en avril-mai, octobre-novembre.

thalweg, des affluents reçus, des lacs ou étangs traversés, des pentes transversales de la vallée, des prises d'eau pour l'irrigation, l'alimentation, la force motrice, etc., des travaux d'endiguement, de régularisation des berges, etc., etc.

Le niveau des plus hautes eaux navigables est une donnée qui dépend moins peut être du régime de la rivière que des moyens dont dispose la navigation, mais qu'il est néanmoins indispensable de connaître afin de réserver entre ce niveau et la courbe d'intrados des arches marinières le tirant d'air exigé pour le passage des bateaux. Ce niveau est déterminé à la fois par la vitesse maximum du courant que les machines peuvent remonter¹ dans des conditions normales, par la cote à laquelle sont arasés les chemins de halage, les quais et les débarcadères, par le tirant d'air existant sous les ouvrages voisins ; c'est à ce niveau des hautes eaux navigables qu'il conviendrait en général de fixer le couronnement des piles et le point de départ des courbes d'intrados (à moins de prévoir des voussures de raccordement en forme de corne de vache) afin de faciliter le passage des bateaux en évitant le choc normal et direct du courant sur les tympan d'amont et la formation des mouvements tourbillonnaires qui en sont la fâcheuse conséquence.

Enfin il conviendra de rechercher le niveau et le débit atteints par les plus hautes crues connues afin de donner au pont une section ou un débouché suffisant pour assurer leur écoulement et le passage des corps flottants sans qu'il en résulte ni affouillement dangereux pour l'ouvrage,

¹ Une trop grande vitesse peut également rendre très difficile la gouverne à la descente.

ni vitesse susceptible de dégrader les parements, ni surélévation du niveau des eaux ou remous dommageable pour la plaine submersible riveraine, les caves voisines, les puits de mine, etc.

C'est cette dernière question qui est assurément la plus difficile et la plus délicate à traiter car lorsqu'on édifie un pont en travers d'une rivière et que l'on barre plus ou moins la vallée par des levées ou viaducs d'accès, l'écoulement des crues peut se trouver notablement modifié; la section d'écoulement ayant été réduite et le volume à débiter — celui de la crue maximum considérée — restant le même, il faut nécessairement qu'il se produise ou des affouillements du lit ou une surélévation du niveau des eaux. Il est clair d'ailleurs qu'affouillements et surélévation seront d'autant plus faibles qu'on aura apporté un moindre trouble dans l'écoulement des crues et c'est vers ce résultat qu'on devrait tendre dans la limite, bien entendu, des possibilités pratiques. Ainsi que nous l'avons dit à propos des déviations de rivières, la poursuite de modifications profondes dans le régime hydraulique d'un cours d'eau présente souvent un caractère aléatoire et incertain dû à la fois à la puissance énorme des masses d'eau en mouvement et à notre ignorance, sinon des principes sans doute simples qui régissent leur écoulement, du moins de leur application intégrale et correcte à un problème toujours très complexe par sa nature même. Il est assez fréquent en effet de voir des ouvrages très résistants renversés presque facilement par des cours d'eau qu'on croirait inoffensifs et par contre des causes en apparence insignifiantes (motte de gazon, piquet, arbre) produire à la longue des changements considérables dans le régime d'une rivière importante. Il faut conclure de ces constatations, non

pas que l'on se trouve en présence d'une force capricieuse et sans règle, mais simplement que l'on ne connaît pas toutes les véritables causes des effets produits et qu'il est très malaisé d'en démêler la complexité cachée ; dès lors notre ignorance doit nous imposer une certaine timidité dans les projets et beaucoup de prudence, de perspicacité et de ténacité dans leur exécution ; en d'autres termes, on doit s'efforcer de respecter autant que possible le régime naturel de la rivière et de n'y apporter que des changements lents et progressifs ; d'ailleurs, le choix entre diverses solutions susceptibles de réaliser une modification déterminée est surtout du domaine de l'hydraulique fluviale et n'est arrêté, en général, qu'après une conférence technique entre les divers services intéressés.

Les différents niveaux que nous avons énumérés précédemment (plus grands affouillements, plus basses eaux, plus hautes eaux navigables, hautes eaux ordinaires, plus grandes crues) sont habituellement rapportés au niveau de l'étiage. Celui-ci correspond à l'écoulement d'un débit conventionnel fixé *a priori* et qui, pour une zone déterminée, dépend du débit constaté en basses eaux ordinaires, soit dans le cours d'eau principal, soit dans ses affluents importants. Lorsque la rivière possède un fond à peu près fixe, à un même débit correspond en général un même niveau pour les eaux, mais il n'en est plus ainsi lorsque la mobilité du lit est assez grande pour provoquer des modifications importantes de régime.

Pour déterminer le niveau des eaux d'étiage d'une rivière à fond mobile, on décompose celle-ci en un certain nombre de zones possédant chacune une échelle principale et un nombre suffisant d'échelles secondaires. Des jaugeages effectués régulièrement en basses eaux au droit

de l'échelle principale permettent d'établir un graphique ou loi de corrélation entre le débit et la hauteur lue à l'échelle; de fréquentes lectures permettent de dresser des graphiques analogues entre les hauteurs lues à chaque échelle secondaire et celle lue à l'échelle principale; il en résulte que la fixation du débit d'étiage pour chaque zone permet de tracer à chaque instant le niveau des eaux d'étiage dans toute l'étendue de la zone¹.

En général les modifications constatées seront peu importantes, mais il est prudent de ne pas croire aveuglément *a priori* à la fixité du niveau d'étiage, car nombreuses sont les causes qui peuvent provoquer des variations assez notables de ce niveau: causes naturelles (changement dans le climat, approfondissement, élargissement ou déviation du lit par suite de corrosions dues à des courants de crue, colmatage de lacs ou d'étangs, etc); causes artificielles (déboisements et défrichements, dessèchement de lacs ou d'étangs qui jouaient le rôle de régulateurs de débit, prises d'eau pour irrigation ou alimentation des villes, des usines ou des canaux de navigation, destruction de barrages de moulins, approfondissement du lit par dragages, suppression d'écueils, de bancs ou de haut-fonds, élargissements, rectifications, endiguements, dérivations, etc)...

La détermination du débouché qu'il convient de donner à un ouvrage pour qu'il livre passage sans conséquences dommageables aux plus grandes crues de la rivière peut se faire soit par une recherche directe, soit par comparaison avec des ouvrages existants, soit par la considération du bassin versant.

¹ Dans les rivières pourvues de barrages le niveau de l'étiage est remplacé par celui de la retenue.

1) Si l'on applique la recherche directe il faut tout d'abord déterminer quels ont été à l'emplacement projeté le niveau et le débit atteints par les plus grandes crues connues. En ce qui concerne les cours d'eau de quelque importance, ces renseignements sont en général connus au moins approximativement, sinon pour la section considérée, du moins pour les sections voisines, ce qui permettra de les déduire par une simple interpolation.

Nous supposons par exemple qu'on ait relevé la laisse des eaux après la crue, ce qui donne la pente superficielle i et la section mouillée s d'où l'on tire la vitesse moyenne u par l'application de formules empiriques telles que :

$$u = c \sqrt{Ri}$$

R étant, comme nous l'avons déjà dit, le rayon moyen et c un coefficient numérique qui varie de 40 à 60 selon la rugosité du lit, l'irrégularité des berges, etc. L'incertitude qui règne sur la valeur de ce coefficient se trouve encore accrue par l'ignorance de la direction vraiment moyenne du courant, de l'importance des affouillements, de l'intensité de l'agitation tourbillonnaire, etc.

Appelant q le débit de la crue, on aura :

$$q = su$$

Il arrivera parfois qu'on pourra contrôler ce chiffre en utilisant soit des renseignements fournis par l'écoulement en déversoir de la rivière ou de ses affluents, soit des expériences de vitesse effectuées au moment même de la crue (flotteurs, tubes jaugeurs, moulinets, etc), soit les graphiques d'une échelle principale donnant les débits en fonction des hauteurs et permettant de déduire le débit de la crue par une extrapolation plus ou moins fondée.

Soit $s' < s$ le débouché brut offert aux eaux par l'ouvrage projeté; le débouché utile $\mu s'$ ($\mu < 1$) sera encore inférieur, car sous l'influence des piles il se produira une contraction plus ou moins grande des filets fluides; on admet que le coefficient de contraction μ dépend de la forme des avant-becs et du rapport entre la largeur des piles l et l'ouverture Λ des arches adjacentes. Si ce rapport $\frac{l}{\Lambda}$ tend vers zéro, il est clair que μ tendra vers l'unité car la contraction disparaît; si au contraire ce rapport augmente indéfiniment on peut admettre que μ tendra vers la valeur qu'il possède dans les ajutages extérieurs, soit environ 0,60; dans ces conditions il semble que l'on puisse poser:

$$\mu = \frac{1 + 0,6 \alpha \frac{l}{\Lambda}}{1 + \alpha \frac{l}{\Lambda}}$$

α étant un coefficient variable avec la forme des avant-becs et déterminé de façon à retrouver pour μ les valeurs données par Gauthey et Croizette-Desnoyers.

On pourra prendre par exemple:

$\alpha = 0,6$ pour les avant-becs en forme d'ogive ou de triangle allongé;

$\alpha = 1,2$ pour le cercle et le triangle équilatéral;

$\alpha = 2$ pour le rectangle etc.

La vitesse moyenne sera ainsi:

$$u' = \frac{q}{\mu s'},$$

La vitesse à la surface v' , très voisine de la vitesse maximum, sera comprise entre $1,1 u'$ et $1,2 u'$; on se

rendra compte qu'elle n'est pas de nature à dégrader les parements des maçonneries.

La vitesse au fond w' (vitesse minimum) sera, suivant la rugosité du lit, comprise entre $0,5 u'$ et $0,8 u'$; elle devra être inférieure à la limite à partir de laquelle se produisent les affouillements dangereux.

Telford a déterminé expérimentalement les vitesses où le courant *commence* à désagréger superficiellement le fond et à détacher des parcelles que l'eau met en suspension et entraîne avec elle. Il a trouvé les vitesses suivantes :

Sable	0,30 à la seconde
Gravier	0,60 —
Cailloux agglomérés	1,50 —
Roches lamelleuses	1,80 —
Roches dures	3,00 —

Mais il semble que ces limites inférieures, productrices de corrosions lentes, ne constituent pas en général des vitesses dangereuses pour la stabilité des fondations et qu'on pourrait sans inconvénient accepter des vitesses beaucoup plus fortes, même doubles de celles mentionnées ci-dessus; il s'agit là, on le comprend, d'une simple indication qu'il serait prudent, mais difficile, de vérifier dans chaque cas spécial, car ce qu'il serait intéressant de connaître c'est la vitesse capable de produire devant un obstacle fixe et pendant la durée d'une seule crue une excavation assez profonde pour compromettre la solidité de l'ouvrage.

Appelons w_0 la vitesse initiale d'affouillement pour un fond déterminé; si le calcul indique une vitesse de fond $w' > w_0$ on peut admettre qu'il se produira un affouillement égal à $\lambda(w'^2 - w_0^2)$, proportionnel à l'excès de force vive, le coefficient λ représentant la résistance spécifique

du fond à l'affouillement ; en particulier, cette formule pourra s'appliquer en amont des piles où la vitesse de fond se trouve annihilée et transformée presque intégralement en creusement du lit ; il en est de même à la surface où les filets liquides viennent se briser contre l'avantbec et produisent une surélévation ε , proportionnelle à v^2 et par conséquent à u^2 ; c'est sur cette remarque et sur des observations faites par M. Maitrot de Varennes lors des crues de la Garonne que M. Maillet a basé une méthode pour l'évaluation des débits de crue ¹.

Calculons maintenant le remous ou surélévation maxi-

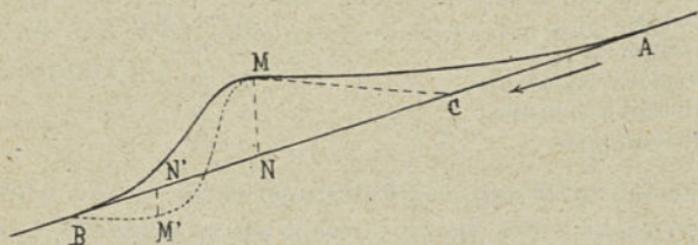


Fig. 40. — Courbe du remous.

imum due à la présence de l'ouvrage (fig. 40) ; si celui-ci n'existait pas le profil en long de la rivière serait par exemple une droite AB de pente i ; le rétrécissement de la section d'écoulement produit une modification locale AMB dont l'ordonnée verticale maximum $MN = y$ est ce qu'on appelle le *remous* ; habituellement cette surélévation est suivie d'un abaissement maximum $M'N' = y'$ suivant la ligne pointillée M M' B.

¹ MAILLET. — « Sur le phénomène de Maitrot de Varennes » (Association française pour l'avancement des sciences, Congrès de Paris, 1900 p. 235 ; *Annuaire de la Société météorologique*, novembre 1904).

C'est ainsi que les choses se passent pour les rivières tranquilles à courant modéré dont l'écoulement est réglé par le niveau d'aval ; mais pour les rivières torrentielles, dont le régime dépend du niveau d'amont, il se produit d'abord un remous d'abaissement presque toujours accompagné de surélévations tumultueuses.

On emploie habituellement la formule suivante pour calculer le remous :

$$y = \beta \frac{u^2 - u'^2}{2g}$$

dans laquelle $g = 9,8$ est l'intensité de la pesanteur et β un coefficient numérique qu'on prend en général égal à 1,11 ; mais il semble que la valeur obtenue ainsi est un peu trop forte et représente en réalité $MN + M'N' = \gamma + \gamma'$. Quoiqu'il en soit, si nous négligeons γ' devant γ le calcul du remous s'achèvera comme il suit : Appelons σ le débouché superficiel brut de l'ouvrage pour la plus haute crue considérée, L le débouché linéaire correspondant à ce même niveau, γ un coefficient qui tient compte de la variation de L lorsque le remous augmente, on pourra écrire :

$$s' = \sigma + \gamma y L, \quad u' = \frac{q}{\mu(\sigma + \gamma y L)}$$

par suite :

$$\gamma = \frac{\beta q^2}{2g} \left[\frac{1}{s^2} - \frac{1}{\mu^2(\sigma + \gamma y L)^2} \right]$$

équation du 3^e degré en y qu'on pourra, en raison de la petitesse de l'inconnue, résoudre très facilement par la méthode des approximations successives¹.

¹ La résolution de cette équation est immédiate au moyen des nomogrammes à points alignés de M. d'OCAGNE (D'OCAGNE, 7, p. 276). Il est, au reste, à remarquer qu'en faisant, à l'origine,

Pour déterminer la courbe d'exhaussement du remous on prendra en amont du point N sur le profil non déformé AB un point C tel que ¹ :

$$CN = \frac{y}{i} \frac{(H + y)^3 - \delta H^3}{(H + y)^3 - H^3}$$

H étant la profondeur moyenne du lit et δ un coefficient dépendant exclusivement du régime de la rivière et que l'on peut négliger lorsque ce régime est très tranquille. On admettra ensuite que le remous se fait sentir jusqu'en A tel que $AC = CN$; il suffira alors de décrire une courbe de raccordement (arc de cercle, parabole) partant de A tangentiellement à AC et arrivant en M tangentiellement à CM ; ce sera la courbe du remous.

Ces indications ne sont évidemment que très approximatives, car ces questions d'hydraulique ne paraissent pas encore complètement élucidées ; les formules que nous avons données s'appliqueraient sans doute assez bien à des cours d'eau affectant la forme d'un canal régulier, mais moins exactement aux rivières naturelles à berges irrégulières et à lit accidenté dont l'écoulement est toujours plus ou moins tumultueux ; en particulier si le lit est affouillable il se produit des phénomènes complexes qu'il est très difficile d'analyser en détail ; on peut dire seulement que la force vive totale du courant se décompose alors en deux : force vive d'entraînement et force vive d'affouillement, cette dernière agissant en quelque

connaître sa nouvelle méthode de calcul, cet ingénieur ait eu particulièrement cette application en vue (D'OCAGNE, 1, p. 537).

¹ Voir RESAL. 3. p. 28. On admet souvent pour simplifier que CM est une droite horizontale et l'on prend $AC = CM$.

sorte à la façon d'un frein, d'un régulateur pour retarder l'écoulement des crues et produire un épanouissement de la courbe des hauteurs et finalement un abaissement de leur niveau maximum ; c'est ce qui expliquerait pourquoi dans les rivières à lit affouillable le remous est en général notablement inférieur au nombre que donnerait l'application des formules théoriques.

2) On utilise fréquemment pour la détermination du débouché à donner à un ouvrage projeté la connaissance des débouchés relevés sur un ou plusieurs ponts voisins ; toutefois, à moins de s'exposer à de graves erreurs, il est nécessaire que les conditions d'établissement des ouvrages soient comparables non seulement au point de vue du débit des fortes crues, mais aussi au point de vue du régime de la rivière, de la nature du fond, de la pente longitudinale, de la configuration générale de la vallée (largeur, profondeur, plaines submersibles, etc.).

En admettant même que toutes ces conditions soient à peu près identiques, il peut arriver qu'on soit dans l'obligation de réduire le remous au-dessous de la valeur qui a été acceptée pour un ouvrage existant : c'est le cas, par exemple, où l'on ne voudrait pas submerger des plaines très riches ou inonder des puits de mines.

On cite souvent à l'appui des remarques précédentes le pont de Blois sur la Loire (ligne de Blois à Romorantin) qui a un débouché linéaire de 1236 mètres, tandis que le pont de Montlouis (ligne d'Orléans à Tours) situé à 50 kilomètres en aval en a un de 297 mètres seulement qui, jusqu'à aujourd'hui, a paru suffisant pour l'écoulement des grandes crues.

Quoi qu'il en soit la façon dont les ouvrages existants

se sont comportés au moment des crues pourra souvent fournir des renseignements très utiles ; par l'observation de la baisse des eaux on relèvera la pente superficielle moyenne, le remous dû au rétrécissement de la section, la surélévation des filets fluides frappant les avant-becs, leur abaissement au droit des arrière-becs, etc., c'est-à-dire des éléments qui, dans une certaine mesure, permettront de vérifier la valeur de la vitesse moyenne ou du débit, obtenue par un autre procédé ; grâce à des sondages autour des piles on sera renseigné sur la consistance du lit, l'importance des affouillements, l'efficacité du mode de fondation employé, etc. ; en centralisant les résultats de toutes ces observations et expériences analogues dans les bureaux des ingénieurs, on arriverait à constituer pour chaque rivière un dossier signalétique dont la consultation serait de la plus grande utilité lors de l'étude des projets de pont.

3) La détermination du débouché par la considération du bassin versant ne peut guère être employée que s'il s'agit d'un ouvrage peu important et dans l'un des deux cas extrêmes : ou bien l'on ne possède aucun renseignement sur le cours d'eau qu'il s'agit de franchir, ou au contraire, par l'observation de nombreux ouvrages de la région, on a pu établir une formule empirique donnant le débouché linéaire ou superficiel en fonction de l'étendue du bassin alimentaire. Il est clair d'ailleurs que ces formules, valables pour une région déterminée, ne sauraient s'appliquer sans changement à d'autres régions où l'on ne retrouverait ni le même climat, ni la même constitution géologique ou orographique, ni la même distribution des affluents, etc.

Les principales formules utilisées sont les suivantes :

$$\begin{aligned} A &= l && \text{(C}^{\text{io}} \text{ P.-L.-M).} \\ A &= m + n \sqrt{\Sigma} && \text{(Durand-Claye. Séjourné)} \\ A &= a + b\Sigma + c\Sigma^2 && \text{(Bouffet)} \end{aligned}$$

dans lesquelles A représente le débouché linéaire en mètres, l la longueur du thalweg principal en kilomètres, Σ l'étendue du bassin versant en kilomètres carrés, m, n, a, b, c des coefficients numériques variant avec les régions et dont on trouvera les valeurs dans les mémoires spéciaux sur ce sujet.

Ces formules ont l'inconvénient de ne pas mettre en évidence la pente longitudinale du lit qui est cependant un facteur important dans la détermination du débouché ; la formule suivante due à M. Lannusse à la suite de ses observations dans le Lot-et-Garonne paraît, à ce point de vue, plus satisfaisante :

$$A = \alpha \sqrt{\Sigma (3i + i_m)}$$

i est la pente moyenne aux abords de l'ouvrage, i_m la pente moyenne depuis l'origine du thalweg principal,

α un coefficient numérique qu'on peut prendre égal à 0,15 pour les terrains boisés, 0,20 pour les terrains cultivés peu perméables, 0,25 pour les terrains imperméables.

Lorsqu'on aura calculé, ainsi que nous l'avons indiqué, le débouché à donner à un ouvrage pour l'écoulement de la crue maximum on devra tracer la courbe d'intrados de manière à réserver au-dessus du niveau de cette crue, remous compris, pour le passage des corps flottants — arbre avec ses branches — une revanche ou hauteur libre que, suivant l'importance de l'ouvrage et

la violence du courant, on fixe entre 0,50 et 2 mètres.

On réserve également au-dessus des plus hautes eaux navigables, mais pour les arches marinières seulement — tant pour l'ouvrage achevé que pendant la période d'exécution — l'inscription d'un rectangle ayant les dimensions fixées par le service de la navigation et variables avec le gabarit de la batellerie qui fréquente cette partie de la rivière ; on inscrit quelquefois ce rectangle à partir du niveau d'étiage.

EXEMPLES : *Seine* : rectangle de 6 mètres de base et de 4 mètres de hauteur à partir des H. E. N. ; *Rhône* en amont du confluent de la Saône : rectangle de 20 mètres sur 7^m,50 à 9^m,50 au-dessus de l'étiage ; en aval du confluent : rectangle de 30 mètres sur 11 mètres ; *Garonne* : rectangle de 14 mètres sur 10 mètres au-dessus de l'étiage.

En ce qui concerne l'emplacement des piles et l'ouverture de chacune des arches on se guidera sur des devis comparatifs sommaires et l'on adoptera la solution la plus avantageuse au point de vue de la dépense ; on trouvera à ce sujet des indications intéressantes dans l'ouvrage de M. Croizette-Desnoyers¹ ; à signaler également l'étude théorique de M. Renoust des Orgeries pour l'établissement d'un viaduc d'accès sur la Loire à Gien ; en général il conviendra de faire varier l'ouverture des arches proportionnellement à la racine carrée de la montée disponible au-dessus des naissances² ;

¹ Croizette-Desnoyers, 2, t. I, p. 227.

² Cela revient à avoir le même rayon de courbure moyen pour deux arches voisines et à annuler la résultante des deux poussées qui s'exercent sur la pile intermédiaire car, à une première approximation, on peut admettre que la poussée d'une arche est proportionnelle au rayon de courbure moyen.

s'il existe un ouvrage à proximité, la position de ses piles commandera souvent l'emplacement de celles du pont projeté afin de gêner le moins possible l'écoulement des eaux et le passage des bateaux ; si la navigation est intense il sera quelquefois nécessaire de prévoir au moins deux arches, chacune étant réservée à une circulation de sens déterminé.

Si l'on a plusieurs bras à franchir il faudra faire pour chacun d'eux le calcul du débouché et s'assurer que les remous obtenus ne sont pas de nature à provoquer un changement notable dans le régime de la rivière.

Dans les vallées très larges, on a à traverser un lit mineur occupé par les basses et moyennes eaux et un lit majeur ou vallée submersible qui, en temps d'inondation, s'étend parfois fort loin dans la plaine (Loire, Saône). Si l'on établit des levées d'accès au-dessus du lit majeur il faut prévoir des ouvrages sur les bras secondaires en les fondant avec le même soin que l'ouvrage principal et en leur donnant le débouché qui convient strictement : trop faible, ce débouché augmenterait le remous en amont ; trop fort, il pourrait provoquer des atterrissements dangereux ou attirer à lui un débit considérable et produire un changement de régime au détriment du lit mineur ; aussi a-t-on souvent intérêt à confectionner un pavage ou un radier général sous ces ouvrages afin d'éviter des affouillements nuisibles et à établir des barrages submersibles à l'origine de ces bras ; si ceux ci sont peu importants on munit quelquefois leur entrée d'un barrage à poutrelles, mais il est prudent d'avoir la certitude de pouvoir les manoeuvrer en temps de crue.

Il convient également de prévoir de distance en distance des arches de décharge (fig. 41 et 42) qui ont pour

but d'assécher après la crue la plaine envahie par les eaux, d'éviter la formation de courants transversaux en amont le long des levées et la production de mouvements tourbillonnaires à la rencontre de ces courants transversaux avec le courant principal, enfin, d'atténuer la dénivellation entre les deux faces des levées laquelle pourrait être assez forte pour provoquer un appel direct des eaux au-dessous du remblai (renards, trous de taupes, etc.); de même, nous ne reviendrons pas sur ce qui a été déjà dit au sujet de l'utilité des ouvrages de direction du courant et de protection des appuis (guideaux, musoirs, épis, brise-glaces, etc.)

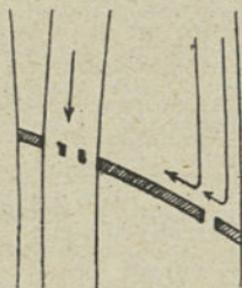


Fig. 41.

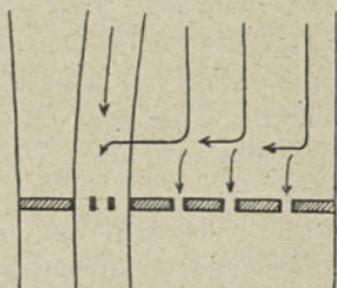


Fig. 42.

Arches de décharge dans le lit majeur d'une rivière.

En ce qui concerne le niveau des digues d'accès, il faut nécessairement le fixer au-dessus des plus hautes crues si l'ouvrage est très important (chemin de fer d'intérêt général, route établissant des communications de première nécessité); mais si le chemin n'a qu'une importance secondaire et en quelque sorte locale; si, par temps d'inondation exceptionnelle, toute la région environnante est submergée; si, en un mot, les dépenses d'établissement et d'entretien des levées insubmersibles ne sont pas

en proportion des services rendus, on peut, à la rigueur, admettre que la circulation sera interrompue à partir d'un certain niveau des eaux ; il en résultera, en définitive, une moindre gêne pour les populations desservies que si les digues éprouvaient des avaries graves après chaque forte crue (chemin de fer de Sousse à Kairouan ; route nationale à Bourret, près de Montauban ; ponts du Moyen Age dans le Limousin et en Sicile, etc.).

Des considérations analogues peuvent être développées à l'occasion des trombes ou orages tout à fait exceptionnels qui produisent des crues énormes et soudaines, notamment en pays de montagne où les pentes sont fortes et les terrains imperméables. Si l'ouvrage est assez important, il faut lui donner un débouché assurant en toute circonstance l'écoulement de ces eaux ; mais s'il s'agit d'un ponceau, il sera souvent plus rationnel de le construire pour résister aux orages ordinaires, sauf à le rétablir si une trombe exceptionnelle vient à le renverser ; dans ce cas il conviendra de donner au ponceau des formes trapues et stables, de liaisonner soigneusement le radier avec les piédroits et d'adopter une section voisine du cercle.

10. Dispositions générales en section transversale. — Pour un pont-aqueduc, la section transversale dépend uniquement du volume d'eau à débiter en tenant compte bien entendu de la pente longitudinale de l'ouvrage et de la nature des parois (voir la formule de Bazin).

Pour les canaux de navigation¹ et les chemins de fer

¹ En ce qui concerne les canaux, la loi du 5 août 1879 prescrit une hauteur libre de 3^m,70 au-dessus du plan d'eau normal, et de

d'intérêt général, les profils en travers sont, en général, fixés soit par les décisions approbatives des travaux, soit par les profils-type en usage sur les voies similaires, soit par le gabarit du matériel en circulation ; en ce qui concerne les chemins de fer d'intérêt local, les largeurs et hauteurs à réserver ont été indiquées dans le cahier des charges type annexé au décret du 13 février 1900 conformément au tableau suivant :

Largeur de la voie entre les bords intérieurs des rails	1.44	1,05-1,00	0.80	0,75	0.60
Largeur maximum du matériel roulant toutes saillies comprises.	3.20	2.80	2.40	2.30	2.10
Largeur totale minimum entre parapets :					
Voie unique	4 50	4.00	3.70	3.60	3.60
Voie double	8.00	7 30	6.60	6.30	6.30
Hauteur minimum au-dessus du rail extérieur	4.80	4.10	3.90	3.80	3.60

En ce qui concerne les routes et chemins, la largeur à adopter dépend évidemment de l'intensité de la circulation, tant des véhicules que des piétons. Pour la chaussée, il convient d'abord de déterminer la largeur occupée par une file de voitures. La circulaire ministérielle du 29 août 1891, portant règlement sur les épreuves des ponts métalliques, fixe cette largeur à 2^m,25, mais c'est là, sans aucun doute, un minimum destiné à donner aux ouvrages un surcroît de sécurité ; le décret du 10 août 1852 limite à 2^m,50 le maximum de longueur des es-

2^m,50 au-dessus des chemins de halage. Pour les chemins de fer d'intérêt général le gabarit a 3^m,20 de largeur en général, et l'on réserve 0,65 entre le matériel et le parapet et 0^m,30 à 0^m,40 entre les saillies maxima des wagons circulant sur deux voies voisines.

sieux ; toutefois, les voitures agricoles ont été affranchies de toute réglementation à ce point de vue en vertu de l'article 2 de la loi du 30 mai 1851 ; enfin, le cahier des charges-type pour la concession des tramways (décret du 13 février 1900) fixe à 2^m, 60 la largeur à réserver pour le passage d'un véhicule ; on peut donc évaluer entre 2^m, 25 et 2^m, 75 la largeur occupée par une file de voitures.

Si la route est parcourue par un tramway ¹, la zone qu'on devra réserver à celui-ci sera égale à la largeur maximum du matériel roulant augmentée d'un jeu de 0^m, 30 du côté du trottoir ; cette zone variera donc suivant le type de voie, de 2^m, 40 à 3^m, 50 au maximum, et aura en général une largeur voisine de 2^m, 50 ; on établit quelquefois le tramway sur un accotement spécial légèrement surélevé afin de ne pas gêner la circulation routière.

En ce qui concerne les trottoirs, on admet une largeur de 0^m, 75 pour chaque piéton marchant de front ; toutefois, le cahier des charges-type prescrit que si un trottoir est en bordure du tramway on lui donnera une largeur minimum de 1^m, 10.

Au moyen de ces indications on peut calculer suivant les cas la largeur totale d'un ouvrage :

Chemins ruraux ou vicinaux à une voie	3 ^m , 75 à 4 ^m , 25
Routes départementales et nationales à deux voies	7 ^m , 50 à 8 ^m , 50
Villes importantes : trois voies	11 ^m , 25 à 12 ^m , 75
Grandes villes : quatre voies	15 ^m à 17 ^m ^a et au delà

¹ Si l'on ne peut mettre le tramway sur un accotement spécial, ce qui est préférable, on place la ou les voies au milieu en réservant de chaque côté le passage d'une voiture ; quelquefois (pont de la Guillotière à Lyon) on met la voie charretière au milieu et les voies de tramway en bordure des trottoirs.

Le cahier des charges-type pour la concession des chemins de fer d'intérêt général prescrit les largeurs minimales suivantes :

Routes nationales	8 mètres
Routes départementales	7 —
Chemins de grande communication	5 —
Chemins vicinaux et ruraux	4 —

Pour les chemins de fer d'intérêt local, ces largeurs ont été modifiées en portant à 6 mètres les ouvertures des ouvrages prévus sur les routes départementales et les chemins de grande communication ; mais il paraîtrait beaucoup plus logique de fixer la largeur des ouvrages d'après le nombre de files (voitures et piétons) dont on admet la circulation simultanée.

Nous donnons dans le tableau ci-après quelques exemples de ponts existants ¹ le projet primitif du Pont Alexandre III cité en dernier lieu prévoyait, en plus de deux trottoirs latéraux de 5 mètres, un trottoir central et deux chaussées de 10 mètres chacune ; dans le projet définitif, cette disposition a été abandonnée pour revenir à celle habituellement adoptée ; il serait sans doute intéressant de reprendre cette idée du trottoir central surtout avec les ponts très larges du type Séjourné de manière à faire supporter, autant que possible, les lourdes charges par les ponts jumeaux et les charges légères par les encorbellements et la partie médiane de la dalle.

¹ Dans certains grands ouvrages en Amérique (Williamsburg, Ile Blackwell) le profil en travers comprend deux étages : l'inférieur affecté aux chemins de fer, tramways, voitures, etc., et le supérieur réservé aux bicyclistes et aux piétons.

Designation des ouvrages	Nature des ouvrages P. Pierre M. Métal S. Suspendu	Largeur			Totale
		de la chaussée	d'un trottoir	de l'accotement du tramway	
Pont du Palais de Justice à Lyon (Saône)	S	4.10	1.10		6.30
Pont St-Clair à Lyon (Rhône)	S	4.80	0.90		6.60
Pont de Valence (Rhône)	P	5.60	1.60		8.80
» Serin à Lyon (Saône)	P	6.50	1.30		9.10
» Romans (Isère) : type Séjourné	P	5.00	1.60	3.40	10.00
Pont de Nantes (Loire)	P	7.00	1.90		10.80
» de la Guillotière à Lyon (Rhône)	P	6.80	2.25		11.30
Pont d'Orléans (Loire)	P	7.00	2.20	2.60	14.00
» du Luxembourg (Pétruasse) : type Séjourné	P	8.00	2.00	3.33	16.00
Pont de l'Alma à Paris (Seine)	P	12.00	2.67	4.00	20.00
Ponts Morand, Lafayette, de l'Université et du Midi à Lyon (Rhône). Pont de Toulouse (Garonne) : type Séjourné	M	11.00	4.50		20.00
Pont d'Austerlitz à Paris (Seine)	P	13.20	4.40		22.00
» St-Michel à Paris (Seine)	P	20.00	4.90		29.80
» Alexandre III à Paris (Seine)	P	18.00	6.00		30.00
» Alexandre III à Paris (Seine)	M	20.00	10.00		40.00

Lorsqu'un pont est situé à l'intérieur d'une ville dans le prolongement d'une rue il convient, en général, de lui donner les mêmes alignements qu'à celle-ci.

La hauteur à réserver au-dessous d'un pont sur route est de 4^m,30¹ dans le cas d'une poutre métallique droite, et de 5 mètres sous clef s'il s'agit d'un arc métallique ou d'une voûte en maçonnerie ; en outre, dans ce dernier cas, le niveau des naissances doit être à 2^m,50 au moins au-dessus des trottoirs.

Les ponts sont ordinairement limités par un parapet en maçonnerie ou par un garde-corps métallique de 1 mètre environ de hauteur dont les évidements doivent être assez faibles pour qu'un enfant ne puisse passer à travers.

Pour les très petits ouvrages, il est utile d'adopter une section minimum qui en permette facilement la visite : largeur de 0^m,60 sur hauteur de 0^m,90, et même de 1^m,50 si possible.

Nous allons terminer ce chapitre en donnant quelques renseignements sommaires sur la superstructure des ponts-rails et des ponts-routes. Pour les premiers, il convient de réserver entre la chape de l'ouvrage (épaisseur de 0^m,05) et la couche de ballast qu'on arase au niveau du rail (épaisseur de 0^m,35 à 0^m,55 suivant l'importance de la ligne) une sorte de matelas intermédiaire formé par des déblais rocheux rangés à la main.

Dans les ponts-routes, on donne en général à la chaussée un profil circulaire ou parabolique, de manière à obtenir une flèche ou bombement égal à une fraction de la largeur variant de $\frac{1}{30}$ à $\frac{1}{100}$, et sur les bords une pente

¹ Au-dessus des rues de Paris, on exige une hauteur minimum de 5 mètres.

transversale de $0^m,05$ à $0^m,08$, suivant la nature de la chaussée (asphaltée, pavée en bois, pavée en pierre, empierrée); on pourrait également utiliser comme profil la parabole biquadratique indiquée plus haut. Avec les chaussées empierrées ou pavées en pierre, il faut conserver la chape de l'ouvrage et prévoir une couche de fondation formant matelas, ce qui donne une épaisseur totale minimum de $0^m,35$ et un poids par mètre carré de 600 à 700 kilogrammes; au contraire, avec les chaussées pavées en bois ou asphaltées, on peut supprimer la chape et la remplacer par une forme en béton de ciment de $0^m,15$; l'épaisseur totale se trouve ainsi réduite à $0^m,27$ ou $0^m,20$, et le poids unitaire à 400 kilogrammes environ; ces deux dernières solutions, malgré leur prix de revient plus élevé de premier établissement et d'entretien, paraissent donc s'imposer lorsqu'on est limité par la hauteur et par la charge. Il existe d'autres chaussées que nous nous contenterons d'indiquer: pavés en asphalte comprimé, granit-asphalte, asphalte caoutchouté, dalles en ciment armé, etc.

En ce qui concerne les trottoirs, on leur donne ordinairement une pente transversale, variant de $0,02$ (asphalte) à $0,04$ (terre pilonnée) et on les sépare de la chaussée par une bordure en pierre de taille très dure formée de morceaux très longs à coins arrondis avec une saillie sur le caniveau d'environ $0^m,15$; à Paris, les bordures sont généralement en granit et ont $0^m,30$ sur $0^m,30$, avec une pente superficielle de $0,033$ et un fruit antérieur de $0,10$.

CHAPITRE III

DESCRIPTION SOMMAIRE DES DIVERSES PARTIES CONSTITUTIVES D'UN PONT

11. **Généralités sur les voûtes de pont.** — Nous verrons dans un chapitre ultérieur relatif à l'exécution des travaux comment on fonde, comment on édifie à partir du sol les supports ou appuis (culées et piles) d'un pont projeté; ces massifs sont élevés et arasés suivant des surfaces d'appui, en général planes, appelées *naissances* ou *retombées*, et tracées de manière qu'elles soient autant que possible soumises à des efforts de compression normale, les seuls auxquels la maçonnerie puisse résister dans de bonnes conditions.

Les voûtes ou arches, qui permettent de franchir le vide compris entre les retombées successives, constituent la partie essentielle d'un pont en maçonnerie qu'il convient par conséquent de décrire en premier lieu: ce sont des massifs en forme d'arc convexe vers le haut et compris d'une part entre les surfaces de tête ou de parement de l'ouvrage, d'autre part entre les surfaces d'intrados et d'extrados, appelées aussi *douelles* de la voûte.

Les lignes d'intersection des têtes et des douelles sont les courbes de tête (d'intrados ou d'extrados); on remplace quelquefois celles d'intrados par des surfaces d'ébrasement ou voussures qui facilitent l'écoulement de l'eau sous l'ouvrage, abattent des arêtes saillantes fragiles et produisent un aspect plus décoratif.

Afin de rendre plus aisée l'exécution des voûtes, on

emploie à peu près exclusivement comme douelles des surfaces développables ou des surfaces de révolution et le plus habituellement des cylindres ou des cônes de révolution ; toutefois, dans certains cas, et notamment pour les voussures et pour les raccordements avec les abords, on peut être amené à utiliser des surfaces cylindroïdales ou conoïdales engendrées par des droites rencontrant deux courbes données (les courbes de tête par exemple) et de plus parallèles à un plan directeur donné ou rencontrant une droite directrice donnée.

Nous laisserons provisoirement de côté ces surfaces dont l'étude est plutôt du domaine de la géométrie et de la stéréotomie, et nous nous occuperons surtout ici des voûtes en berceau dont les douelles sont des surfaces cylindriques à génératrices parallèles ; si celles-ci sont horizontales la voûte est dite *horizontale* ; si elles sont inclinées la voûte est dite *en descente* ou *en pente*.

Nous appellerons *section normale* toute section de la voûte par un plan perpendiculaire aux génératrices, et *section droite* toute section verticale perpendiculaire à la projection horizontale de celles-ci.

Lorsque les têtes ou parements sont formés par des plans verticaux, on dit que l'ouvrage est *droit ou biais*, selon que ces plans sont parallèles ou non aux sections droites ; si ces plans ne sont pas verticaux, on dit que les têtes sont *en talus*.

En général, les surfaces d'intrados et d'extrados sont symétriques par rapport à un plan vertical dit section transversale de clef, et les retombées sont placées au même niveau ; mais il peut arriver aussi que la voûte soit dissymétrique ou rampante (cas par exemple d'une voûte symétrique avec des retombées à des niveaux différents).

Dans une section droite, si l'on prend le milieu des segments rectilignes qui coupent les courbes d'intrados et d'extrados sous des angles intérieurs d'un même côté égaux, le lieu géométrique de ces points s'appelle la *courbe moyenne* ou la *fibres moyenne* de la section droite¹; on peut la considérer aussi comme étant, à une première approximation, une trajectoire orthogonale de ces segments; si l'on considère la voûte comme une pièce prismatique avec le sens qu'on donne à ce mot dans la Résistance des Matériaux, on peut dire que cette fibre moyenne est l'axe longitudinal de la section droite; mais il semble préférable de ne pas employer cette dénomination pour éviter toute confusion avec l'axe géométrique des dotelles, si celles-ci sont des surfaces de révolution.

Nous rappellerons qu'une pièce prismatique est un solide engendré par un profil plan se déplaçant normalement à la courbe que son centre de gravité est assujéti à décrire; le profil est appelé section transversale et la courbe, axe longitudinal du prisme. Cet axe ne doit offrir aucun point singulier et posséder en chaque point une courbure assez faible, de telle sorte que le rayon de courbure soit très grand par rapport aux dimensions de la section transversale. Le profil générateur peut ne pas rester constant; toutefois la variation doit être lente et continue et ne présenter aucun changement brusque dans une quelconque de ses dimensions.

Si nous considérons (fig. 43) la fibre moyenne AMB, M étant le point où la tangente à cette fibre est parallèle

¹M. d'Ocagne a fait une étude géométrique de cette courbe (D'OCAGNE, 3) et fait voir comment sa tangente se déduisait très simplement des éléments de la courbure de l'intrados et de l'extrados.

à la ligne des retombées AB, nous dirons que l'ouverture $2a$ de la voûte est la distance horizontale des points A et B, et la flèche ou montée b la distance verticale de M à la corde AB; si φ est l'angle que la ligne des retombées forme avec l'horizontale, l'ouverture réelle est $\frac{2a}{\cos \varphi}$ et la montée réelle $b \cos \varphi$; le surbaissement σ est le rapport $\frac{b}{2a}$ de la montée à l'ouverture; on peut également appeler paramètre p le rapport $\frac{a^2}{2b \cos^2 \varphi}$ qui représente le paramètre de la parabole à axe vertical ayant même ouverture et même montée.

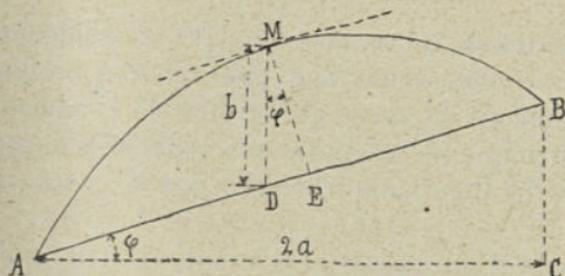


Fig 43. — Fibre moyenne d'une voûte.

On obtiendra de la même manière les éléments correspondants a' , b' , σ' , p' de la courbe d'intrados et souvent on définit la voûte d'après ces derniers éléments et non d'après ceux de la fibre moyenne; cela n'a pas d'inconvénient si les deux séries d'éléments ne présentent entre elles que des différences négligeables, ainsi qu'on le constate par exemple dans les voûtes suffisamment surbaissées et à faible variation de courbure; mais, en général, il conviendra de bien préciser la courbe dont on définit les

éléments ; de même, on trace fréquemment les sections transversales et l'on mesure les épaisseurs de la voûte suivant une normale à l'intrados au lieu de le faire suivant une normale à la courbe moyenne ; il n'y a alors qu'à le dire expressément.

Dans la troisième partie nous étudierons en détail la stabilité des voûtes droites en berceau et nous indiquerons les méthodes permettant de calculer les efforts supportés par la maçonnerie ; ici, nous nous bornerons à mentionner les règles habituellement suivies pour la définition des courbes d'intrados et d'extrados, sauf à modifier ultérieurement celles-ci dans le cas où les conditions de stabilité prescrites ne seraient pas réalisées.

12. Courbes d'intrados. — A) Considérons tout d'abord une voûte symétrique par rapport à un plan vertical, ce qui est le cas le plus ordinaire, et admettons en premier lieu que les tangentes aux retombées soient verticales : on dit alors habituellement que la *voûte est complète*.

La courbe d'intrados la plus simple est dans ce cas une ellipse dont l'équation rapportée à ses axes est

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$$

On trace facilement la courbe par points en calculant les coordonnées ; il en est de même pour les tangentes et les normales en remarquant que la sous-normale au point (x', y') est égale à $\frac{b^2}{a^2} x'$ c'est-à-dire proportionnelle à l'abscisse¹.

¹ Cette formule peut se traduire en un tracé géométrique d'une extrême simplicité (D'OCAGNE, 2).

Si $a = b$, $\sigma = \frac{b}{2a} = \frac{1}{2}$, on a une circonférence ou plein-cintre dont l'emploi est très répandu, mais ordinairement réservé pour les petits ouvrages et pour les viaducs.

Dans les ouvrages importants on adopte de préférence un surbaissement σ voisin du quart¹, d'où $a = 2b$, et l'on place les retombées de la courbe d'intrados au niveau des naissances des piles; dans les souterrains (voûtes surhaussées), on prend en général $\sigma = 1$ c'est-à-dire $b = 2a$; c'est en somme l'ellipse précédente qui a tourné de 90°.

Le rayon de courbure est donné par la formule :

$$\rho = \frac{a^2}{b} \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \times \frac{a^2 - b^2}{a^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

et varie régulièrement de la valeur $\rho_0 = \frac{b^2}{a}$ aux naissances

à la valeur $\rho_1 = \frac{a^2}{b}$ à la clef; un tracé bien connu permet d'obtenir ces rayons en grandeur et en position (fig. 44); il suffit d'achever le rectangle des axes AOBC et d'abaisser CMN perpendiculaire sur AB : $\rho_0 = MA$, $\rho_1 = NB$.

La longueur d'un arc d'ellipse peut se calculer facile-

¹ Dans ce cas le rayon de courbure à la clef est égal à l'ouverture de l'arche.

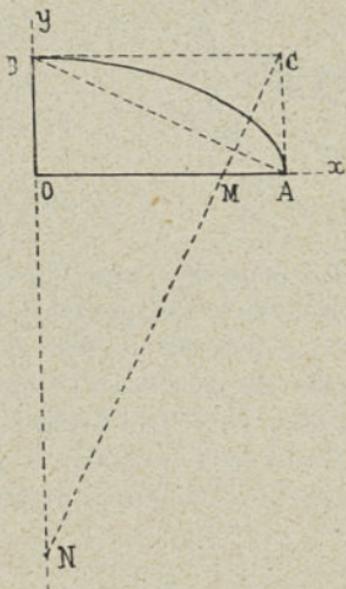


Fig. 44.
Rayons de courbure de l'ellipse.

ment soit par l'emploi de séries convergentes, soit au moyen de tables de fonctions elliptiques¹; en ce qui concerne la longueur L de la demi-ellipse, on peut également utiliser l'une ou l'autre des formules approchées :

$$L = \pi \left(\frac{a+b}{2} \right) \left\{ 1 + \frac{1}{8} \left(\frac{a-b}{a+b} \right)^2 \right\}$$

$$L = \pi \left(\frac{a+b}{2} \right) + \left(2 - \frac{\pi}{2} \right) (a-b) \varphi$$

avec :

$$\varphi = \arcsin \frac{2}{3} \frac{a-b}{a+b} : \arcsin \frac{2}{3}$$

En général on reproche à l'ellipse d'avoir un rayon ρ_0 trop faible²; une première solution permettant d'obvier à cet inconvénient consiste à utiliser comme courbe d'intrados une parallèle à l'ellipse; λ étant une constante, on n'a qu'à considérer l'ellipse dont les demi-axes sont $a - \lambda$ et $b - \lambda$ et à prendre la parallèle à la distance λ ; les rayons de courbure sont alors :

$$\rho_0 = \frac{(b - \lambda)^2}{a - \lambda} + \lambda, \quad \rho_1 = \frac{(a - \lambda)^2}{b - \lambda} + \lambda$$

ils sont plus grands que ceux de l'ellipse correspondante si $\lambda > 0$ et plus petits dans le cas contraire. On peut aussi considérer les courbes homothétiques de ces parallèles.

L'emploi des courbes parallèles à l'ellipse — ayant toutes une même développée — suggère l'utilisation des

¹ Voir en particulier : HOÛEL (J). Recueil de formules et de tables numériques. 1901. Gauthier-Villars.

² Il en résulte en effet un moindre débouché, ce qui peut être nuisible pour l'écoulement des crues et la circulation des bateaux.

développantes de développée de cercle. On sait que cette dernière courbe (fig. 45) MDN qui a pour équation :

$$x^{\frac{2}{3}} + y^{\frac{2}{3}} = l^{\frac{2}{3}}$$

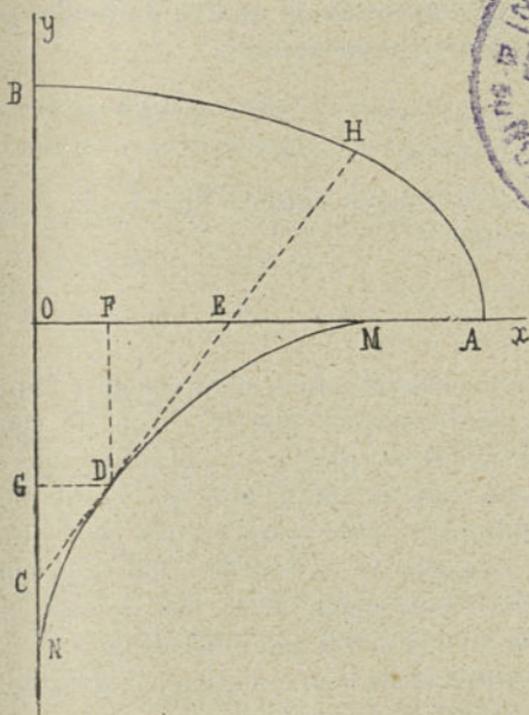


Fig. 45. — Développante de développée de cercle.

est l'enveloppe d'un segment de longueur constante $CE = OM = ON = l$ dont les extrémités glissent sur les axes Ox, Oy ; on sait également que l'on a :

$$\text{arc ND} = \frac{3}{2} \text{OF}, \quad \text{arc MD} = \frac{3}{2} \text{OG}$$

ce qui donne :

$$\begin{aligned}\rho_0 &= MA = 2b - a, & \rho_1 &= NB = 2a - b, \\ OM &= ON = l = 2(a - b)\end{aligned}$$

Les coordonnées de la courbe d'intrados peuvent dès lors s'exprimer comme il suit : ¹

$$\begin{aligned}x &= [2b - a + 3(a - b) \sin^3 \alpha] \cos \alpha + 2(a - b) \cos^3 \alpha \\ y &= [2b - a + 3(a - b) \sin^3 \alpha] \sin \alpha - 2(a - b) \sin^3 \alpha\end{aligned}$$

M. Resal a indiqué comme intrados la courbe définie par l'équation ² :

$$\left(\frac{x}{a}\right)^m + \left(\frac{y}{b}\right)^n = 1 \quad \text{avec} \quad m > 1 \quad n > 1$$

qui est une généralisation naturelle de l'ellipse, mais il convient de remarquer que le rayon de courbure aux naissances ρ_0 est nul pour $n < 2$ et infini pour $n > 2$; de même ρ_1 est nul ou infini selon que m est plus petit ou plus grand que 2 ; cette considération peut être de nature à limiter l'emploi de ces courbes ; toutefois leur adoption semble assez rationnelle dans les viaducs élevés avec $m = 2$, $n > 2$ et a très peu différent de b .

On pourrait également considérer la quartique :

$$A \frac{x^4}{a^4} + B \frac{x^2 y^2}{a^2 b^2} + C + \frac{y^4}{b^4} - m \frac{x^2}{a^2} - n \frac{y^2}{b^2} - 1 = 0$$

dont les coordonnées s'expriment facilement au moyen de radicaux du second degré.

¹ On pourrait également considérer des courbes homothétiques.

² M. Séjourné a utilisé cette courbe au pont du Luxembourg en prenant $m = 2$, $n = 6$.

En écrivant que a, b , sont les demi-axes de cette courbe et ρ_0, ρ_1 , les rayons de courbure aux naissances et à la clef on a les relations :

$$\begin{aligned} A - m &= C - n = 1 \\ b^2 (A + 1) &= \rho_0 a (B + 1 - C) \\ a^2 (C + 1) &= \rho_1 b (B + 1 - A) \end{aligned}$$

ce qui permet d'exprimer tous les coefficients en fonction de l'un d'entre eux B et il sera en général possible de choisir celui-ci de manière que la courbe trouvée soit pratiquement acceptable comme courbe d'intrados.

Nous citerons enfin la courbe :

$$\frac{x}{a} = u - \sin u, \quad \frac{y}{b} = 1 - \cos u$$

qui est la projection d'une cycloïde.

On pourrait considérer beaucoup d'autres courbes algébriques susceptibles d'être utilisées, mais nous nous contenterons d'indiquer ici deux procédés très généraux permettant d'en définir de nouvelles.

Le premier procédé consiste à combiner linéairement deux courbes satisfaisant aux conditions que nous avons énoncées (fig. 46).

Admettons par exemple que les deux courbes :

$$y = \varphi(x), \quad y = \psi(x)$$

puissent être employées comme courbes d'intrados ; il est clair qu'il en sera de même de la courbe :

$$y = \alpha\varphi(x) + (1 - \alpha)\psi(x)$$

α étant un coefficient indéterminé.

On démontrerait facilement que, si $\rho'_0, \rho_0, \rho', \rho'_1$ sont les

rayons de courbure aux naissances et à la clef des courbes composantes, ceux de la courbe résultante seront donnés par les formules :

$$\rho_0 = \alpha^2 \rho'_0 + 2\alpha(1-\alpha) \sqrt{\rho'_0 \rho''_0} + (1-\alpha)^2 \rho''_0$$

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{\alpha}{\rho'_1} + \frac{1-\alpha}{\rho''_1}$$

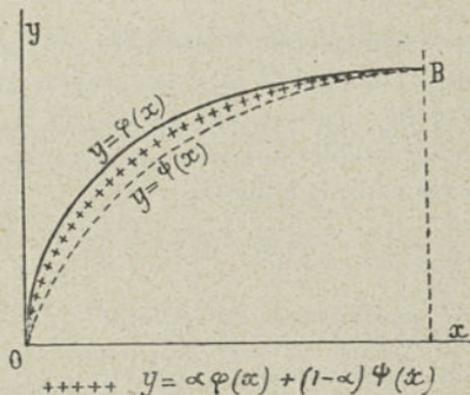


Fig. 46 — Combinaison de deux courbes d'intrados.

On aurait pu combiner linéairement :

$$y^2 = \varphi(x), \quad y^2 = \psi(x)$$

d'où :

$$y^2 = \alpha \varphi(x) + (1-\alpha) \psi(x)$$

auquel cas on trouverait :

$$\rho_0 = \alpha \rho'_0 + (1-\alpha) \rho''_0$$

et plus généralement :

$$f(y) = \varphi(x), \quad f(y) = \psi(x)$$

d'où :

$$f(y) = \alpha \varphi(x) + (1-\alpha) \psi(x)$$

C'est à ce procédé que se rattache la courbe proposée par M. Séjourné laquelle, rapportée à des axes passant par la clef, a pour équation :

$$p + q - y = p \sqrt{1 - \frac{x^2}{a^2}} + q \sqrt{1 - \frac{x^2}{R}}$$

avec :

$$R < 0 \quad \text{ou} \quad R > a^2$$

Cette courbe est obtenue par la déformation géométrique d'une demi-ellipse en combinant linéairement ses ordonnées avec celles d'un arc de cercle ayant mêmes extrémités.

On trouve facilement pour les rayons de courbure :

$$\rho_0 = \frac{p^2}{a}, \quad \rho_1 = \frac{a^2 R}{qa^2 + pR}$$

et en outre la relation de condition :

$$q^2 a^2 = R (b - p) (p + 2q - b)$$

ce qui permet de se donner *a priori* ρ_0 et ρ_1 ¹, mais il conviendrait de s'assurer au préalable que ces valeurs n'entraînent pas une courbe d'intrados inacceptable, possédant par exemple une inflexion entre les naissances et la clef.

¹ On trouve en résolvant :

$$p = \sqrt{a\rho_0}, \quad q = \frac{(b - \sqrt{a\rho_0})^2}{2b - \sqrt{a\rho_0} - \frac{a^2}{\rho_1}},$$

$$R = \frac{(b - \sqrt{a\rho_0})^2}{\left(2b - \sqrt{a\rho_0} - \frac{a^2}{\rho_1}\right) \left(\frac{1}{\rho_1} - \frac{\sqrt{a\rho_0}}{a^2}\right)}$$

On peut également rattacher au même procédé la courbe indiquée par M. Resal :

$$\frac{y}{b} = \frac{pq}{pq-1} \left[\left(1 - \frac{x}{a}\right)^{\frac{1}{p}} - \frac{1}{pq} \left(1 - \frac{x}{a}\right)^q \right] \text{ avec } p > 1, q > 1.$$

Dans ce cas ρ_1 est égal à $\frac{pa^2}{qb}$ et ρ_0 est nul ou infini selon que p est inférieur ou supérieur à 2 : pour $p = 2$, on a :

$$\rho_0 = \frac{q^2 b^2}{2(q-2)^2 a}.$$

Un second procédé, pour obtenir une courbe d'intrados, consiste à juxtaposer deux ou plusieurs portions de courbes algébriques se raccordant entre elles en respectant la courbure ; c'est la généralisation rationnelle de l'anse de panier dont l'emploi fut si fréquent au XVIII^e siècle.

Pour généraliser, par exemple, la forme elliptique donnée à l'intrados, nous remarquerons qu'en transportant les axes au sommet A l'équation de cette conique devient :

$$\frac{y^2}{b^2} = 2 \frac{x}{a} - \frac{x^2}{a^2}.$$

On pourra dès lors prendre comme demi-intrados une portion de la cubique :

$$\frac{y^2}{b^2} = A \frac{x}{a} + B \frac{x^2}{a^2} + C \frac{x^3}{a^3}.$$

C'est une courbe dont les points, les tangentes, les normales sont très faciles à déterminer grâce aux tables de carrés et de cubes que l'on trouve dans tous les manuels ;

rappelons en particulier que la sous-normale au point (x', y') est égale à :

$$\frac{b^2}{2a} \left(A + 2B \frac{x'}{a} + 3C \frac{x'^2}{a^2} \right).$$

Nous aurons donc en écrivant que cette courbe a un rayon de courbure ρ_0 à l'origine et qu'elle passe par le point (a, b) où elle a une tangente horizontale :

$$A = \frac{2\rho_0 a}{b^2}, \quad A + B + C = 1, \quad A + 2B + 3C = 0$$

ce qui donne :

$$B = 3 - \frac{4\rho_0 a}{b^2}, \quad C = -2 + \frac{2\rho_0 a}{b^2}$$

On trouve aussi que le rayon de courbure à la clef est égal à :

$$\rho_1 = \frac{a^2}{b \left(3 - \frac{2\rho_0 a}{b^2} \right)}$$

ce qui impose la condition de ne pas prendre ρ_0 supérieur à $\frac{3}{2} \frac{b^2}{a}$, soit une fois et demie le rayon de courbure de l'ellipse correspondante.

Si l'on voulait se donner a priori les rayons ρ_0 et ρ_1 , on pourrait considérer la quartique :

$$\frac{y^2}{b^2} = A \frac{x}{a} + B \frac{x^2}{a^2} + C \frac{x^3}{a^3} + D \frac{x^4}{a^4}$$

dont le tracé est presque aussi facile que celui de la cubique étudiée ci-dessus et l'intrados serait formé par une

portion de cette quartique et sa symétrique par rapport à la verticale de clef¹.

Nous aurons alors les équations :

$$A = \frac{2\rho_0 a}{b^2}, \quad A + B + C + D = 1, \quad A + 2B + 3C + 4D = 0,$$

$$B + 3C + 6D = -\frac{a^2}{b\rho_1}$$

ce qui donne :

$$B = 6 - \frac{a^2}{b\rho_1} - \frac{6a\rho_0}{b^2}, \quad C = -8 + \frac{2a^2}{b\rho_1} + \frac{6a\rho_0}{b^2}.$$

$$D = 3 - \frac{a^2}{b\rho_1} - \frac{2a\rho_0}{b^2}$$

mais pour que cette courbe puisse être utilisée comme courbe d'intrados il est nécessaire de s'assurer qu'elle ne présente entre la naissance et la clef ni point double, ni rebroussement, ni inflexion ; on exclura même tout sommet si la distribution de la charge ne justifie pas l'existence d'un semblable point ; cette vérification sera sans doute assez laborieuse quoique ne présentant pas de difficulté spéciale, mais elle devra être faite dans chaque cas particulier pour l'application des formules ci-dessus car on pourrait être conduit à une solution théoriquement exacte, mais pratiquement inadmissible.

Dans certains cas, si l'on demande par exemple l'inscription d'un rectangle navigable MNPQ (fig. 47) au-dessus de la ligne des naissances, on pourra avoir intérêt à prendre

¹ Il est clair que l'on pourrait transporter les axes au sommet de clef et considérer la quartique :

$$\frac{x^2}{a^2} = A \frac{y}{b} + B \frac{y^2}{b^2} + C \frac{y^3}{b^3} + D \frac{y^4}{b^4}.$$

comme courbe centrale MBN un arc de cercle dont le rayon ρ sera égal au maximum qu'on ne veut pas dépasser; le raccordement osculateur en N imposera trois conditions pour la définition de la courbe AN et selon qu'on se donnera ou non le rayon de courbure en A on sera amené à utiliser la quartique ou la cubique ci-dessus comme courbe de raccordement.

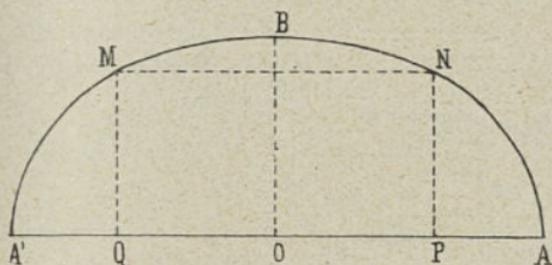


Fig. 47. — Courbe d'intrados pour un rectangle navigable donné.

Nous pourrons (fig. 48) par exemple considérer la courbe ¹

$$\frac{y^2}{b^2} = A \frac{x}{a} + B \frac{x^2}{a^2} + C \frac{x^3}{a^3}$$

et en écrivant les conditions du raccordement osculateur en N :

$$1 = A + B + C$$

$$2 \frac{a \operatorname{tg} \alpha}{b} = A + 2B + 3C$$

$$\frac{a^2}{b^2} \left(\operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{b}{\rho \cos^3 \alpha} \right) = B + 3C.$$

¹ Voir AURIC 3. M. Resal a utilisé une courbe analogue au pont Mirabeau (arches de rive) en posant :

$$\frac{y}{b} = A \sqrt{\frac{x}{a}} + B \frac{x}{a} + C \left(\sqrt{\frac{x}{a}} \right)^3.$$

Nous poserons :

$$\frac{a \operatorname{tg} \alpha}{b} = \lambda, \quad \frac{a^2}{b \rho \cos^3 \alpha} = \mu$$

il viendra :

$$A = 3 - 4\lambda + \lambda^2 + \mu$$

$$B = -3 + 6\lambda - 2\lambda^2 - 2\mu$$

$$C = 1 - 2\lambda + \lambda^2 + \mu$$

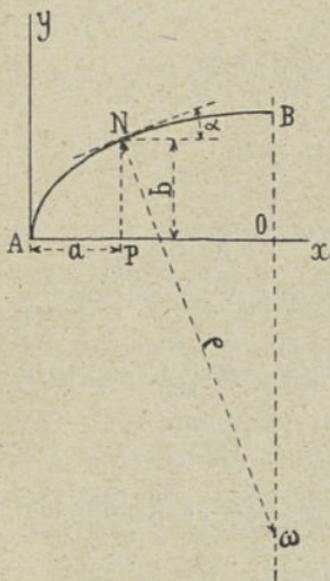


Fig. 48. — Courbe d'intrados avec raccordement osculateur.

Les demi-axes de la nouvelle courbe d'intrados sont d'ailleurs :

$$a + \rho \sin \alpha$$

et :

$$b + \rho(1 - \cos \alpha)$$

On aurait pu également considérer la courbe :

$$\frac{x}{a} = A \frac{y^2}{b^2} + B \frac{y^3}{b^3} + C \frac{y^4}{b^4}$$

et en posant :

$$\mu' = \frac{b^2}{a \rho \sin^3 \alpha},$$

on aurait trouvé pour les coefficients :

$$A = 6 - \frac{3}{\lambda} + \frac{\mu'}{2}$$

$$B = -8 + \frac{5}{\lambda} - \mu'$$

$$C = 3 - \frac{2}{\lambda} + \frac{\mu'}{2}.$$

Une autre solution également acceptable consisterait à

On peut admettre que la courbe de raccordement sera une développante de l'arc de cercle MQN tangent aux rayons extrêmes PMC, NPD¹.

On aura alors en appelant R le rayon M ω et α l'angle $\widehat{P\omega M} = \widehat{P\omega N}$:

$$\text{arc MQN} = 2R\alpha = \rho_1 - \rho_0$$

$$\text{corde MN} = 2R \sin \alpha = \sqrt{(a - \rho_0)^2 + (\rho_1 - b)^2}$$

d'où, pour déterminer α l'équation transcendante :

$$\frac{\alpha}{\sin \alpha} = \frac{\rho_1 - \rho_0}{\sqrt{(a - \rho_0)^2 + (\rho_1 - b)^2}}.$$

Si α_0 est le plus petit des deux angles \widehat{OMN} , \widehat{ONM} , il faudra que α soit compris entre 0 et α_0 et par suite que :

$$\frac{0}{\sin 0} = 1 < \frac{\rho_1 - \rho_0}{MN} < \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0}.$$

Telle est la condition pour que le raccordement soit réalisable ; les coordonnées de la courbe intermédiaire seront alors :

$$\begin{aligned} x &= (\rho_0 + R\theta) \cos(\beta + \theta) - R \sin(\beta + \theta) + a - \rho_0 + R \sin \beta, \\ y &= (\rho_0 + R\theta) \sin(\beta + \theta) - R \cos(\beta + \theta) - R \cos \beta. \end{aligned}$$

Nous avons indiqué ce raccordement à cause de sa simplicité (plus apparente que réelle) ; mais, d'une manière

¹ On obtiendrait des solutions analogues en prenant pour MQN un arc de chaînette ou de cycloïde ; on sait en effet que ces arcs sont rectifiables par l'emploi des fonctions circulaires ou hyperboliques ; on pourrait également ramener le problème à la recherche d'une courbe parallèle à ACHDB, passant par M où elle a un point de rebroussement et tangente à un arc de cercle de centre N et de rayon $\rho_1 - \rho_0$.

générale, il conviendra de laisser systématiquement de côté les courbes à définition géométrique (développantes, développées, roulettes, ovales, etc.) parce que leur simplicité de tracé, avantageuse dans un dessin de petites dimensions, devient tout à fait illusoire dès qu'il s'agit d'une épure à vraie grandeur pour laquelle le calcul des coordonnées reste en général le seul procédé pratiquement admissible; de même, on devra toujours proscrire, malgré l'usage fréquent qui en a été fait, les anses de panier constituées par une succession d'arcs de cercle tangents entre eux¹; c'est

¹ En ce qui concerne le tracé des anses à trois centres, nous rappellerons un résultat géométrique intéressant donné par M. d'Ocagne (2) (fig. 50).

Soient $OA = a$ et $OB = b$ la demi-ouverture et la montée de l'intrados considéré, et $CA = CM = r$, $DM = DB = R$ les rayons des arcs de cercle servant à tracer l'anse.

Il est aisé de démontrer :

1) que la droite des centres CD enveloppe une circonférence tangente aux axes et de rayon $IA'' = IB'' = IM'' = \frac{a-b}{2}$;

2) que le lieu du point M est une circonférence concentrique de rayon :

$$IA = IB = IM = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{2}} = \frac{AB}{\sqrt{2}};$$

3) que la tangente MM' à l'anse enveloppe une circonférence concentrique de rayon $IA' = IB' = IM' = \frac{a+b}{2}$.

Ces propriétés faciliteront beaucoup le tracé des diverses anses de panier à trois centres. Parmi celles-ci on peut citer :

- l'anse de Huygens dans laquelle l'angle $\widehat{MCA} = 60^\circ$;
- l'ovale antique pour laquelle $OD = 2OC$;
- l'anse de Bossut dans laquelle la droite des centres CD est perpendiculaire à AB . Cette anse jouit en outre de la propriété de rendre minimum le rapport $\frac{R}{r}$ et il est aisé de s'assurer que si l'on

qu'en effet l'œil perçoit très bien les variations brusques de courbure et aurait même une tendance à les amplifier;

porte $BF = a - b$ la droite des centres est alors la perpendiculaire élevée sur le milieu de AF .

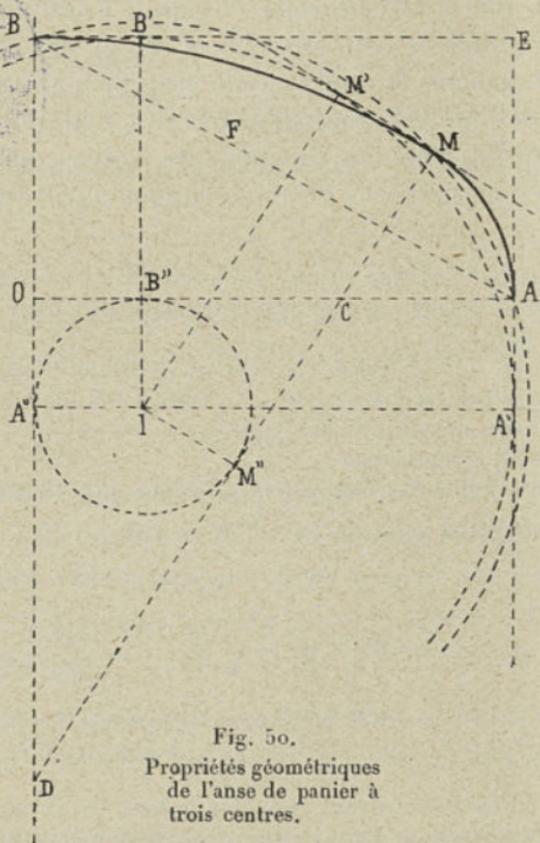


Fig. 50.
Propriétés géométriques
de l'anse de panier à
trois centres.

d) On peut chercher à rendre minimum la différence $R - r = CD$, et dans ce cas on voit que l'angle $\overline{MCA} = 45^\circ$.

e) Enfin, on peut admettre que la droite des centres passe par le sommet E du rectangle ABOE et l'on a alors la relation simple :

$$Rr = ab.$$

d'autre part, comme les déformations d'une pièce prismatique dépendent essentiellement de son rayon de courbure, lorsqu'un tassement se produit, on constate une discordance dans les mouvements subis par les arcs successifs et, à leur jonction, la courbe présente un jarret ou point anguleux; enfin le tracé d'une anse de panier soulève en pratique beaucoup plus de difficultés que celui d'une ellipse ou des courbes algébriques ci-dessus définies.

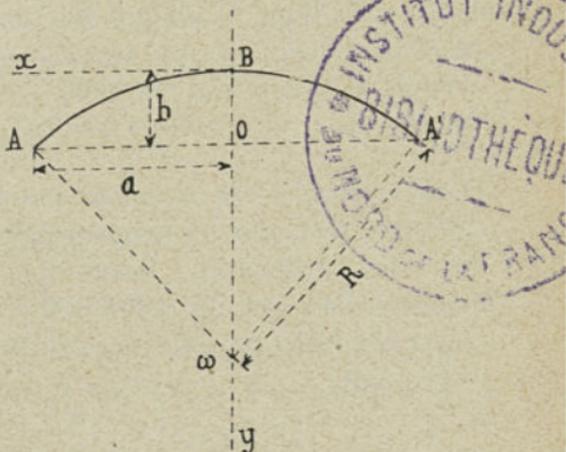


Fig. 51. — Courbe d'intrados en arc de cercle.

B) Examinons maintenant le cas où les tangentes aux naissances ne sont plus verticales.

La courbe la plus simple est alors l'arc de cercle (fig. 51) dont le rayon R est donné par la formule :

$$R = \frac{b}{2} + \frac{a^2}{2b} = \frac{b}{2} + p = a \left(\frac{\sigma}{2} + \frac{1}{4\sigma} \right)$$

et dont l'équation est en transportant les axes au sommet de clef B :

$$\frac{x^2}{R^2} = 2 \frac{y}{R} - \frac{y^2}{R^2} \quad \text{ou : } x^2 + y^2 - 2Ry = 0.$$

Dans les ouvrages d'une seule arche on peut admettre un surbaissement quelconque; toutefois dans les ponts à

culées perdues, par exemple, il convient que la courbe d'intrados soit à peu près normale aux talus ; si l'ouvrage comprend plusieurs arches, il est convenable, au point de vue esthétique, d'adopter soit des arcs se rapprochant du plein-cintre, soit des surbaissements σ tels que :

$$\frac{1}{9} < \sigma < \frac{1}{6}$$

Dans ce dernier cas on donne aux piédroits une hauteur suffisante pour que les naissances soient placées au niveau des crues ordinaires. Beaucoup d'ingénieurs recommandent d'adopter un rayon égal à l'ouverture de l'arche, ce qui conduit à un angle au centre de 60° et à un surbaissement :

$$\sigma = 1 - \frac{\sqrt{3}}{2} = \frac{1}{7,5}$$

environ.

On pourrait également utiliser soit un arc de parabole :

$$\frac{x^2}{a^2} = \frac{y}{b}$$

soit un arc d'ellipse ou d'hyperbole :

$$\frac{x^2}{a^2} = (\Lambda + 1) \frac{y}{b} - \Lambda \frac{y^2}{b^2}$$

le coefficient arbitraire Λ pouvant être fixé de manière à donner à ρ_1 (rayon de courbure à la clef) une valeur déterminée, ou à régler la direction de la courbe d'intrados aux naissances (inclinaison de la tangente sur l'horizontale).

On a proposé aussi d'employer des courbes de la famille des chaînettes qui sont des formes bien connues d'équilibre funiculaire. En adoptant la notation des fonctions hyperboliques, dont il existe des tables aussi faciles à

consulter que celles des fonctions circulaires, l'équation de la chaînette ordinaire est ¹ :

$$y = \frac{1}{a} \cos \text{hyp } ax.$$

Si l'on réduit ou amplifie dans un même rapport toutes les ordonnées de cette courbe on obtient la caténoïde de M. Legay :

$$y = m \cos \text{hyp } ax$$

qui correspond à la sinusoïde :

$$y = m \sin ax.$$

De même, la chaînette d'égalé résistance, étudiée par Coriolis et Ossian Bonnet et qui donne, dans chaque sec-

¹ A une première approximation, la chaînette peut être remplacée par l'ellipse surosculatrice en son sommet et dont l'équation est (V. D'OCAGNE, 8) :

$$x^2 + \frac{y^2}{3} - 2ay = 0.$$

D'une manière générale, M. d'Ocagne montre que toute courbe transcendante admettant Oy comme axe de symétrie, et dont l'équation est développable sous la forme :

$$y = \frac{\alpha_2}{2!} \cdot \frac{x^2}{p} + \frac{\alpha_4}{4!} \cdot \frac{x^4}{p^3} + \dots + \frac{\alpha_{2n}}{(2n)!} \cdot \frac{x^{2n}}{p^{2n-1}} + \dots,$$

admet pour conique surosculatrice à l'origine l'ellipse :

$$3\alpha_2^3 x^2 + \alpha_4 y^2 - 6p\alpha_2^2 y = 0.$$

Pour la chaînette ordinaire,

$$\alpha_2 = \alpha_4 = 1,$$

pour la chaînette d'égalé résistance,

$$\alpha_2 = 1, \quad \alpha_4 = 2,$$

pour la cycloïde,

$$\alpha_2 = \frac{1}{4}, \quad \alpha_4 = \frac{1}{16}.$$

tion normale, un même coefficient de travail par unité de surface, a pour équation :

$$y = \frac{1}{a} \text{Log} \cos ax$$

et conduit aux courbes plus générales (paraboloïques de M. Lebert)

$$\begin{aligned} y &= m \text{Log} \cos ax \\ y &= m \text{Log} \cos \text{hyp} ax. \end{aligned}$$

On pourrait également utiliser les cubiques étudiées dans le paragraphe précédent, soit en transportant les axes au sommet de clef :

$$\frac{x^2}{a^2} = A \frac{y}{b} + B \frac{y^2}{b^2} + C \frac{y^3}{b^3}$$

soit en les transportant à l'une des naissances :

$$\frac{y}{b} = A \frac{x}{a} + B \frac{x^2}{a^2} + C \frac{x^3}{a^3}.$$

Cette dernière courbe pourrait aussi servir de raccordement avec un arc de cercle central de rayon ρ (fig. 52) et l'on trouverait facilement en posant :

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{a \operatorname{tg} \alpha}{b}, & \mu &= \frac{a^2}{2b^2 \cos^3 \alpha} \\ A &= 3 - 2\lambda + \mu \\ B &= -3 + 3\lambda - 2\mu \\ C &= 1 - \lambda + \mu. \end{aligned}$$

On pourrait enfin se servir d'un développement limité de Fourier :

$$y = A \cos \alpha x + B \cos \beta x + C \cos \gamma x + \dots$$

qui permettrait de se rapprocher autant que possible d'un tracé quelconque donné *a priori* et en particulier de la courbe funiculaire correspondant aux charges supportées par la fibre neutre de la voûte ; mais le procédé le plus général et le plus systématique pour la détermination des courbes d'intrados consisterait sans doute à définir celles-ci par la considération d'une fonction de la variable complexe $x + iy$

$$f(x + iy) = X(x, y) + iY(x, y).$$

Les courbes :

$$X(x, y) = c^{to}$$

donneraient, suivant les valeurs de la constante, l'intrados, la fibre moyenne, l'extrados, etc., tandis que l'équation :

$$Y(x, y) = c^{to}$$

représenterait les trajectoires orthogonales des courbes précédentes, c'est-à-dire les lits successifs des voussoirs de la voûte ainsi que les retombées.

C) Au Moyen-Age on a souvent employé les arcs en ogive et on les utilise encore parfois aujourd'hui lorsque la clef de la voûte doit supporter une charge concentrée (fondations du viaduc d'accès du Point-du-Jour à Auteuil,

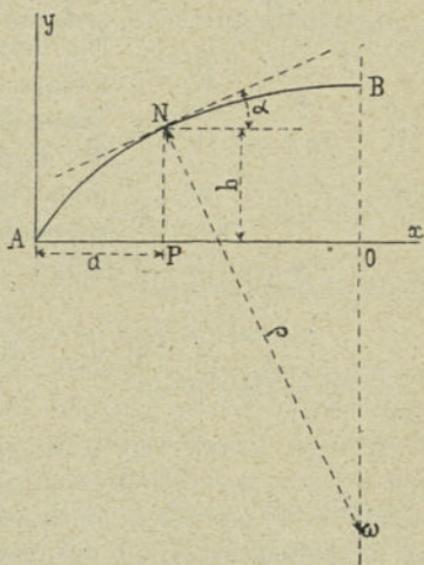


Fig. 52. — Courbe d'intrados avec raccordement osculateur.

arche inférieure du viaduc de Fontpédrouze); il ne sera donc pas sans intérêt de donner quelques indications sur le tracé de ces arcs.

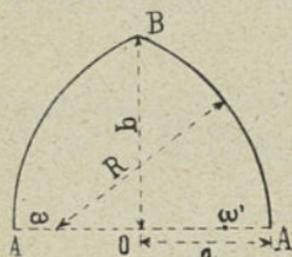


Fig. 53.
Courbe d'intrados en ogive.

L'ogive la plus simple (fig. 53) est sans contredit celle formée par deux arcs de cercle ayant leurs centres sur la ligne des naissances : parmi celles-ci nous citerons comme ayant été particulièrement employées au Moyen-Age :

1) l'ogive équilatérale :

$$b = \sqrt{3}a, \quad R = 2a$$

2) l'ogive tiers-point :

$$b = \frac{\sqrt{15}}{3}a, \quad R = \frac{4a}{3}$$

et les diverses variétés qui s'en déduisent.

3) les ogives de l'école des Nestoriens à Alexandrie :

$$b = \frac{5}{4}a \quad R = \frac{41}{32}a$$

$$b = \sqrt{\frac{3}{2}}a \quad R = \frac{5}{4}a$$

On a d'ailleurs la relation générale $a^2 + b^2 = 2Ra$.

Dans le cas où les retombées ne sont pas verticales, nous citerons seulement l'ogive dont les centres se trouvent aux deux sommets du carré construit sur l'ouverture $2a$:

$$b = (\sqrt{7} - 2)a \quad R = 2\sqrt{2}a^{\dagger}$$

[†] Si les centres se trouvent sur les droites $y = \pm \lambda x$ passant par le milieu de l'ouverture, on aura la relation :

$$4R^2 = (a^2 + b^2) \left[1 + \left(\frac{\lambda a - b}{\lambda b - a} \right)^2 \right]$$

On peut également utiliser soit deux arcs de parabole ¹, soit deux arcs d'ellipse ² ou d'hyperbole, soit deux arcs des cubiques déjà étudiées et qui, rapportées à des axes passant par l'une des naissances, auront pour équation :
soit :

$$\frac{y^2}{b^2} = A \frac{x}{a} + B \frac{x^2}{a^2} + C \frac{x^3}{a^3}$$

soit :

$$\frac{y}{b} = A \frac{x}{a} + B \frac{x^2}{a^2} + C \frac{x^3}{a^3}$$

selon que les retombées sont, ou non, verticales.

On pourrait enfin décrire chaque demi-ogive au moyen de deux (ou plusieurs) arcs de cercle (ou de courbes algébriques) ayant entre eux un raccordement osculateur ; nous rappellerons à ce propos que l'ogive persane normale dont nous avons donné la définition plus haut ne rentre pas dans cette catégorie, mais bien dans celle des anses avec variation brusque de courbure ³.

D'une manière générale, pour obtenir un intrados ogival, il suffit de considérer une quelconque des courbes étudiées dans les deux paragraphes précédents (A et B), d'en supprimer un tronçon central symétrique par rapport à la

¹ C'est la solution adoptée par M. Resal pour l'arche centrale du pont Mirabeau.

² Solution adoptée par M. Malibrant pour le pont sur le Boulevard du Transit (ligne de Paris à Limours).

³ En adoptant la définition de M. Dieulafoy l'ogive persane serait même une courbe à trois points anguleux. L'intrados du pont de la Trinité relevé par M. Malibrant, serait, d'après cet ingénieur, formé par une ogive à six centres.

verticale de la clef et de rapprocher les tronçons conservés jusqu'à ce qu'ils se rejoignent sur cette même verticale.

D) Examinons en dernier lieu le cas des voûtes dissymétriques. Dans cette hypothèse, chaque solution sera, pour ainsi dire, une question d'espèce et dépendra essentiellement de la nature des éléments que l'on se donnera.

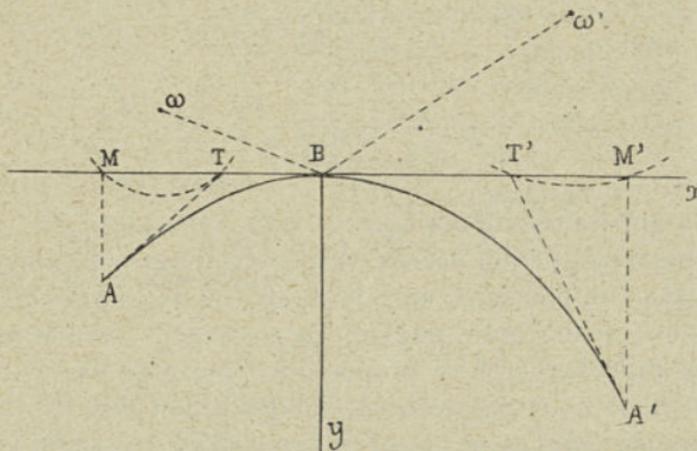


Fig. 54. — Tracé d'une courbe d'intrados dissymétrique.

Admettons, par exemple (fig. 54), que l'on connaisse les retombées A , A' , les tangentes à ces retombées AT , $A'T'$ et la tangente horizontale à la courbe d'intrados. On peut se proposer de déterminer le point de contact B de telle manière que si l'on trace suivant BA , BA' deux arcs de coniques ayant leur sommet en B ces arcs aient en ce point un raccordement osculateur.

En projetant les retombées en M , M' sur cette tangente horizontale, on trouvera facilement que cette condition s'exprime par la relation :

$$\frac{BT \cdot BM}{BT' \cdot BM'} = \frac{AM}{A'M'}$$

La détermination du point B devient alors un problème de géométrie élémentaire qu'on peut résoudre comme il suit :

Prenons deux longueurs r, r' , telles que :

$$\frac{AM}{A'M'} = \frac{r^2}{r'^2}$$

et décrivons deux circonférences de rayons r, r' passant respectivement par M, T et M', T' et de centres ω et ω' .

On aura :

$$BT \cdot BM = B\omega^2 - r^2 = \frac{AM}{A'M'}, \quad BT' \cdot BM' = \frac{r^2}{r'^2} (B\omega'^2 - r'^2)$$

d'où l'on tire :

$$\frac{B\omega}{B\omega'} = \frac{r}{r'}$$

Le point B se trouve donc sur le lieu des points dont les distances à deux points donnés ω, ω' , sont dans un rapport donné et l'on aura en général deux solutions.

On prendra alors comme équations des courbes BA, BA' rapportées aux axes y B x :

$$\begin{aligned} x^2 &= Ay + By^2 + Cy^3 + Dy^4 \\ x^2 &= Ay + B'y^2 + C'y^3 + D'y^4 \end{aligned}$$

A étant un coefficient commun aux deux équations dont la valeur devra être égale (ou approximativement égale) à celle du coefficient correspondant dans les coniques osculatrices ; les autres coefficients seront déterminés d'après les conditions à remplir aux retombées.

Au lieu de se donner la tangente horizontale on pourrait se donner la tangente parallèle à la ligne des retombées ; le problème se traiterait de la même manière sauf à adopter

des coordonnées obliques ; en particulier, si les tangentes aux retombées sont verticales, on pourra accepter comme courbe d'intrados une ellipse rapportée à ses diamètres conjugués (AA', By) ; c'est la solution qu'il conviendra en général d'appliquer aux voûtes rampantes.

13. **Épaisseur à la clef.** — Il serait très important de posséder une formule simple donnant — au moins approximativement — l'épaisseur qu'il convient d'attribuer à la clef d'une voûte, sauf à vérifier ensuite par une épure de stabilité et par des calculs de détail si cette épaisseur est suffisante ou exagérée.

De nombreuses formules empiriques fondées principalement sur l'observation des ouvrages existants ont été proposées dans ce but ; on a admis tout d'abord que l'épaisseur à la clef e d'une voûte en plein-cintre était une fonction linéaire de l'ouverture A : exemples ¹ :

$$e = \frac{A}{15} \quad (\text{prédécesseurs de Perronet})$$

$$e = 0,325 + 0,035A \quad (\text{Perronet})$$

mais cette dernière formule, valable pour des ouvertures moyennes, conduit pour des grandes voûtes à des épaisseurs inacceptables, ce que Perronet lui-même semble avoir reconnu puisque, dans son projet d'une arche de 500 pieds d'ouverture, il avait admis une épaisseur de 2^m,27, au lieu de 5^m,92 qu'aurait donné l'application de sa formule.

Dupuit a proposé de faire varier e proportionnellement

¹ Les formules de Gauthey, de Sganzin, de Déjardin, de Lévillé etc., sont également des fonctions linéaires de l'ouverture A .

à la racine carrée de l'ouverture et il a indiqué les formules :

$$e = 0,15 \sqrt{A}, \quad e = 0,20 \sqrt{A}$$

suivant qu'il s'agit de voûtes en arc de cercle ou en plein-cintre.

Ces formules ont le défaut de ne tenir compte ni de la montée, ni du mode de circulation (pont-route ou pont-rail); aussi, à la suite d'un véritable recensement des ouvrages existants, Croizette-Desnoyers a proposé la formule suivante :

$$e = \alpha + \beta \sqrt{2\rho}$$

dans laquelle ρ représente le rayon de l'arc de cercle ayant même ouverture et même montée que l'arche donnée.

Les coefficients α , β sont donnés par le tableau suivant :

Courbe d'intrados	Pont-route	Pont-rail
Plein-cintre, ellipse, arc de cercle surbaissé au $\frac{1}{4}$ au plus.	$0,15 + 0,15 \sqrt{2\rho}$	$0,20 + 0,17 \sqrt{2\rho}$
Arc de cercle $\frac{1}{4} > S > \frac{1}{6}$	$0,15 + 0,14 \sqrt{2\rho}$	$0,20 + 0,16 \sqrt{2\rho}$
id $\frac{1}{6} > S > \frac{1}{8}$	$0,15 + 0,13 \sqrt{2\rho}$	$0,20 + 0,15 \sqrt{2\rho}$
id $\frac{1}{8} > S > \frac{1}{10}$	$0,15 + 0,12 \sqrt{2\rho}$	$0,20 + 0,14 \sqrt{2\rho}$
id $\frac{1}{10} > S > \frac{1}{12}$	$0,15 + 0,11 \sqrt{2\rho}$	$0,20 + 0,13 \sqrt{2\rho}$

Dans le cours de construction de l'Ecole d'application de Fontainebleau nous trouvons la formule suivante :

$$e = 0, Nn \left(1 + \frac{A}{10} \right)$$

dans laquelle o, Nn est une fraction décimale définie comme il suit :

$N = 1$ pour les voûtes légères ne supportant que leur propre poids et de faibles charges (plafonds sans étage) ;

$N = 2$ pour les voûtes moyennes supportant des planchers de magasins, voûtains de cave, etc. ;

$N = 3$ pour les voûtes fortes telles que ponts-routes supportant de lourdes charges, mais peu exposées aux chocs et aux vibrations ;

$N = 4$ pour les voûtes très fortes telles que ponts-rails exposées à de lourdes charges et à des vibrations intenses ;

$N = 5$ pour les voûtes de fortifications exposées à des chocs formidables.

$n = \frac{1}{\sigma}$ est l'inverse du surbaissement.

Dans son cours à l'École des Ponts et Chaussées, M. Séjourné propose les formules suivantes :

1) pour les pleins-cintres :

$$e = \alpha(1 + \sqrt{\Lambda})$$

α variant de 0,15 à 0,18 pour les ponts-routes et de 0,16 à 0,21 pour les ponts-rails.

2) pour les ellipses :

$$e = \frac{4\alpha}{3} (1 + \sqrt{\Lambda}) \left(1 - \frac{2\sigma}{3} + \frac{\sigma^2}{3} \right)$$

3) pour les arcs de cercle :

$$e = \frac{4\alpha}{3} (1 + \sqrt{A}) (1 - \sigma + \sigma^2)$$

σ étant le surbaissement ¹.

Toutes ces formules, excellentes dans la pratique courante, ont le défaut de ne pas tenir compte explicitement de la surcharge permanente et de la manière dont elle se répartit de la clef aux reins sur l'extrados de la voûte ; elles ne sont applicables ni aux voûtes ogivales, ni à celles dont l'intrados serait une ellipse ou un arc de cercle plus ou moins déformé ² ; mais l'inconvénient théorique le

¹ On peut citer également la formule de A. von Haven :

$$e_0 = 0,25 + A \left(0,025 + 0,0034 \frac{1}{\sigma} \right)$$

pour une hauteur de remblai de 1 mètre au-dessus de l'extrados ;
pour une hauteur $h > 1$ mètre, on prendrait :

$$e'_0 = e_0 \sqrt{1 + \frac{h-1}{K}}$$

K étant un coefficient numérique variable avec la densité du remblai.

Enfin la formule de Schwarz est la suivante : $e_0 = c + \frac{P}{mR\sigma}$.

c coefficient numérique égal à $\left\{ \begin{array}{ll} 0,20 & \text{pour les voûtes fortement chargées,} \\ 0,10 & \text{» moyennement »} \\ 0,05 & \text{» faiblement »} \end{array} \right.$

m coefficient numérique variable avec le surbaissement σ (en pratique varie de 7 000 à 21 000),

P poids total de la voûte,

R charge admissible pour les matériaux en kilogrammes par centimètre carré.

² Pour les voûtes surhaussées, ogivales ou elliptiques M. Resal a proposé la formule :

$$e = 0,15 + 0,10 \frac{A}{\sqrt{b}}$$

plus grave est assurément la forme même donnée à la formule (fonction linéaire de la racine carrée de l'ouverture affectée d'un terme correctif peu important dépendant du surbaissement) qui ne repose sur aucune considération rationnelle. On la justifie d'après le relevé des épaisseurs données aux ouvrages existants, mais chacun sait que dans les petits ouvrages où l'on emploie des matériaux ordinaires sans préparation spéciale et sans surveillance exceptionnelle, on est beaucoup moins hardi que dans les grands ouvrages où l'on peut admettre pour les matériaux des efforts de compression bien plus considérables ; c'est ainsi qu'il résulte des études mêmes de M. Croizette-Desnoyers¹ qu'avec l'emploi de ses formules la pression à la clef varie :

pour les pleins-cintres, de 2 kilogrammes ($A = 10$ mètres) à 21 kilogrammes par centimètre carré ($A = 100$ mètres) ;

pour les arcs surbaissés au $\frac{1}{6}$, de 3^{kg},2 ($A = 10$ mètres) à 33 kilogrammes ($A = 80$ mètres) ;

pour les ellipses surbaissées au $\frac{1}{4}$, de 3^{kg},4 ($A = 10$ mètres) à 34^{kg},8 ($A = 90$ mètres)².

¹ CROIZETTE-DESNOYERS. — *Cours de construction des ponts* ; t. I, pages 462, 478, 483.

² De même, en adoptant les formules de Dupuit pour l'épaisseur à la clef des voûtes, M. Cosyn est conduit explicitement à admettre comme coefficient maximum de résistance à la compression (en kilogrammes par centimètre carré) un nombre R variable avec l'ouverture A de la voûte exprimée en mètres :

$$R = 1,154 \sqrt{A} + 0,259 A + 0,022 \sqrt{A^3}$$

ou plus simplement :

$$R = \sqrt{A} + 0,4 A.$$

Dans ces conditions on arrive à comparer des ouvrages qui ne sont comparables ni au point de vue des charges supportées, ni à celui de la forme de l'intrados, ni à celui des efforts maxima admis ; on ne peut donc songer à codifier des résultats fondés sur des éléments aussi divergents, ni surtout à suggérer une extrapolation qu'une théorie élémentaire permet de considérer comme très dangereuse.

Il semble donc nécessaire de modifier radicalement les types de formules proposés en se fondant sur les indications fournies par la théorie et l'on arrive ainsi à la généralisation d'une formule simple, donnée autrefois par Navier, et qui sera justifiée dans la troisième partie.

Cette formule est la suivante :

$$e = \frac{h_0 + \alpha(h_1 - h_0)}{\beta \frac{R}{\delta} \frac{b}{a^2} - (1 + \gamma)}$$

h_0 est la hauteur à la clef au-dessus de l'extrados de la surcharge permanente ou accidentelle exprimée en matériaux de même densité δ que ceux de la voûte ;

h_1 est la hauteur moyenne aux reins de cette même surcharge en tenant compte des élégissements de toute nature ;

α est un coefficient numérique dépendant de la façon dont la surcharge ($h_1 - h_0$) est répartie au-dessus de l'extrados ;

$2a$ est l'ouverture de la voûte et b sa montée ;

R est l'effort de compression maximum admissible par unité de surface ;

β est un coefficient numérique dépendant de la forme de la fibre moyenne de la voûte ;

γ est un autre coefficient numérique dépendant de la manière dont l'épaisseur verticale de la voûte augmente de la clef aux reins (ce coefficient pourra en général être négligé devant l'unité).

Sous cette forme, on voit immédiatement que, toutes choses égales d'ailleurs, il existe pour les voûtes un paramètre limite $\left(p_m = \frac{a^2}{2b}\right)$ qu'il convient en pratique de ne pas dépasser ; c'est celui obtenu en égalant à zéro le dénominateur de e , d'où :

$$p_m = \frac{a^2}{2b} = \frac{\beta R}{2\delta(1 + \gamma)}$$

Pour une voûte en plein-cintre, on a donc un rayon limite p_m dépendant surtout de la nature des matériaux de la voûte, et il semble que l'épaisseur à la clef doive être inversement proportionnelle à $p_m - p$, conclusion que les formules de M. Croizette-Desnoyers sont loin de faire soupçonner puisqu'elles indiquent une direction asymptotique horizontale au lieu d'une asymptote verticale à distance finie ; ainsi que nous l'avons déjà expliqué, cette discordance provient de ce que l'on admet implicitement avec ces formules des pressions à la clef croissant beaucoup plus rapidement que l'ouverture des arches ; rien n'empêche, assurément, d'en faire autant avec la formule de Navier, mais on a l'avantage de le dire expressément et de ne pas dépasser sans s'en douter les limites assignées dans la pratique¹.

¹ Voir dans ce sens dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, 1906, 1^{er} trim., p. 247.-DAVIDESCO. — *Examen critique des formules employées pour déterminer l'épaisseur à la clef des voûtes en maçonnerie.*

14. **Épaisseur aux reins et courbes d'extrados.** — Dans une voûte en plein-cintre ou en ellipse, on appelle *reins* les sections transversales qui sont tracées à mi-hauteur de la montée de la fibre moyenne; ainsi que nous l'avons expliqué, ces sections ne diffèrent pas sensiblement en général de celles qui sont tracées normalement à la courbe d'intrados, à mi-hauteur de cette dernière courbe.

On peut donc prendre les deux définitions l'une pour l'autre, et cela avec d'autant moins d'inconvénient que les reins — considérés en tant que joints de rupture de la voûte — ne sont susceptibles d'une fixation *a priori* que d'une manière tout à fait approximative.

Ceci dit, on donne habituellement aux reins l'épaisseur e_1 indiquée par le tableau suivant de Croizette-Desnoyers en fonction de l'épaisseur à la clef e_0 :

Plein-cintre :	$\sigma = \frac{1}{2}$	$e_1 = 2e_0$
Ellipse :	$\sigma = \frac{1}{3}$	$e_1 = 1,8e_0$
» :	$\sigma = \frac{1}{4}$	$e_1 = 1,6e_0$
» :	$\sigma = \frac{1}{5}$	$e_1 = 1,4e_0$

ce qui peut être représenté approximativement par l'expression :

$$e_1 = e_0 \sqrt{1 + 6\sigma},$$

ou par la formule plus simple de M. Séjourné :

$$e_1 = e_0(1 + 2\sigma).$$

En ce qui concerne les arcs de cercle, si l'angle au centre est supérieur à 120° , on les traitera comme les pleins-cintres de même rayon ; dans le cas contraire, on admettra que les reins ou joints de rupture se trouvent précisément aux naissances et on leur attribuera une épaisseur donnée approximativement par l'expression :

$$e_1 = e_0 \sqrt{1 + 36\sigma^2}$$

ou par la formule plus simple de M. Séjourné :

$$e_1 = e_0(1 + 12\sigma^2).$$

L'épaisseur à la clef et aux reins étant fixée, on tracera l'extrados soit avec un arc de cercle, soit avec un arc de conique, soit avec une des courbes algébriques étudiées précédemment, et il restera à vérifier que la voûte ainsi définie satisfait aux conditions de stabilité imposées.

Déjardin avait indiqué une règle qui consistait à donner à chaque section transversale une épaisseur telle que sa projection verticale reste constante et égale à e_0 ; cette règle, qui donne une épaisseur infinie aux naissances horizontales ¹, conduirait à une voûte d'égale résistance si la courbe des pressions dont il sera question plus loin coïncidait avec la fibre moyenne ; mais comme cela ne peut avoir lieu, en général, que dans certaines voûtes articulées, il conviendra d'appliquer cette règle avec beaucoup de réserve, surtout aux voûtes dont les tympans sont insuffisamment élégis.

En ce qui concerne les voûtes de forme spéciale (ogi-

¹ La formule allemande de Schwarz pour les voûtes en arc de cercle est : $e_1 = e_0 \frac{1 + 4\sigma^2}{1 - 4\sigma^2}$; de même que la règle de Déjardin, elle conduirait à une épaisseur e_1 infinie pour le plein-cintre ($\sigma = \frac{1}{2}$).

vales, dissymétriques, etc.), la détermination approchée des joints de rupture et de leur épaisseur dépend essentiellement de la forme de la voûte et de la disposition des surcharges et l'on ne pourra, en général, l'obtenir que par une épure de stabilité préalable.

15. **Bandeaux.** — Les bandeaux sont les parements vus de la voûte en élévation. Au point de vue logique, esthétique et économique, il convient de leur donner une épaisseur inférieure à celle de la voûte, à moins que celle-ci ne supporte directement des tympans élevés transversalement en forme d'arcades ; le bandeau est, en effet, généralement d'une exécution plus soignée que celle du corps de la voûte, et la rigidité des tympans pleins contribue à sa résistance ; d'autre part, une diminution d'épaisseur accentue la hardiesse de l'ouvrage et limite au minimum l'emploi des matériaux de choix.

Le bandeau est ordinairement en saillie de $0^m,03$ à $0^m,05$ sur le nu des tympans : par contre, il est inutile et même gênant d'en prévoir une sur le nu de la douelle.

La courbe d'extrados du bandeau doit être tracée de manière à obtenir à la fois un effort de compression inférieur à la limite habituellement admise et un effet satisfaisant au point de vue esthétique : pour les pleins-cintres on donne en général au bandeau une épaisseur uniforme égale ou légèrement inférieure à celle de la voûte à la clef ; pour les intrados en ellipse ou en arc de cercle, on se donne *a priori* l'épaisseur à la clef et aux retombées et on les réunit par une courbe continue ; il faut, autant que possible, éviter les tracés donnant au bandeau une épaisseur sensiblement constante qui augmente ensuite brusquement aux abords des reins ou des naissances ; il

ne faut pas non plus faire croître l'épaisseur proportionnellement à la distance à la clef, car on obtiendrait, au droit de celle-ci, un point anguleux qu'il faudrait masquer par un cartouche décoratif ; il semble préférable, par suite, d'adopter une des lois de variation suivantes :

$$e = e_0 + Ks^2$$

$$e^2 = e_0^2 + K's^2.$$

Lorsqu'on désire soigner particulièrement la décoration de l'ouvrage, on peut ou dégager la voûte par une voussure en forme de corne de vache ¹, ou rehausser le bandeau par une archivolt (fig. 55-56) comme on en trouve de nombreux exemples soit dans certains ponts romains ou de la Renaissance, soit dans d'autres de construction plus récente (ponts Saint-Ange, de la Trinité, ancien et nouveau pont de Lavour, Luxembourg, Toulouse, etc.) ; l'étude approfondie des ouvrages bien traités peut seule donner des indications très utiles sur l'adaptation des voussures et des archivoltes à la décoration générale de l'ensemble.

16. Matériaux de la voûte. — La voûte comprend les bandeaux, la douelle et le corps ou remplissage.

Les bandeaux sont constitués en moellons smillés ou piqués, suivant le soin apporté à l'exécution de l'ouvrage ; l'épaisseur dans le sens de la courbe d'intrados varie en général de 0^m,18 à 0^m,25 et ne s'écarte pas beaucoup du $\frac{1}{6}$ de l'épaisseur de la voûte ; la longueur et la queue

¹ On peut profiter des voussures pour réduire la saillie inutile des avant et arrière-becs en faisant porter le rétrécissement des piles à l'intérieur des plans de tête (Valence, Toulouse).

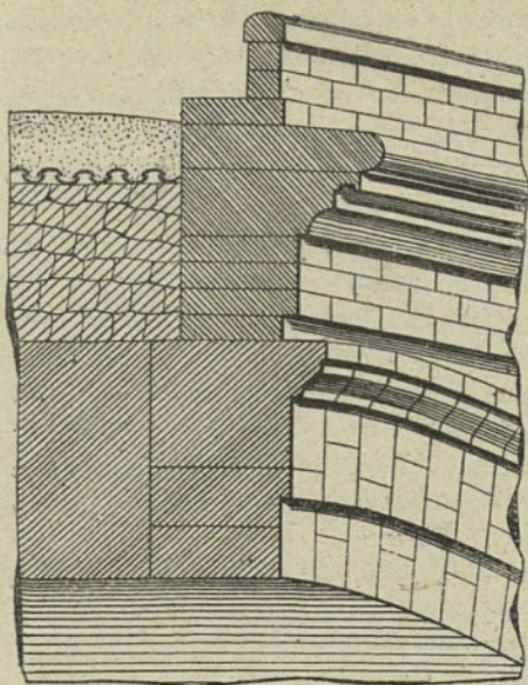


Fig. 55. -- Archivolte et couronnement du vieux pont de Lavour.

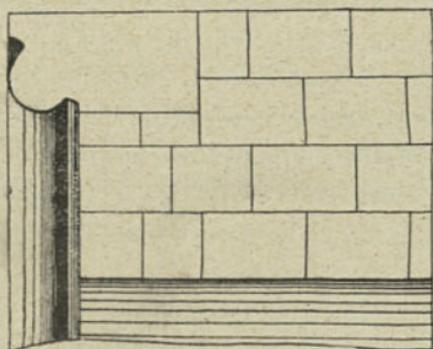


Fig. 56. — Archivolte du nouveau pont de Lavour.

doivent être au moins égales à une fois et demie l'épaisseur, et l'on doit réaliser entre les moellons, grâce à un appareil étudié avec soin, des découpes de 0^m,10 au moins ¹. Dans les ponts monumentaux on peut employer la pierre de taille non seulement pour les bandeaux, mais aussi pour l'ensemble de la voûte.

La douelle est constituée par des moellons têtus dont les files correspondant à chaque moellon du bandeau doivent avoir une même queue, en découpe avec celle des files voisines, de manière à former une sorte de crémaillère. Au-dessous du joint de rupture, on peut se contenter de moellons appareillés en voûte, c'est-à-dire préparés sur trois faces seulement (douelle comprise), tandis que les moellons têtus soignés sont préparés sur leurs six faces.

Le corps de la voûte est, dans les ouvrages importants, traité comme la douelle en moellons têtus ; mais, en raison de la dépense assez élevée à laquelle conduit cette sujétion, on a souvent construit des voûtes avec une douelle en moellons têtus et un queutage en moellons ordinaires appareillés en voûte : c'est un tort, car si les pressions transmises sont considérables et si l'exécution de la voûte n'a pas été bien surveillée, il peut se produire une séparation entre les deux maçonneries différentes ; mieux vaudrait, assurément, traiter l'ensemble (douelle et queutage) en moellons ordinaires appareillés en voûte et l'on a effectivement édifié dans ce système des ouvrages très importants.

¹ Aux ponts de Lavour et du Luxembourg, toutes les dimensions des moellons étaient données par une fonction simple de l'épaisseur de la voûte au point considéré.

L'essentiel est d'obtenir une maçonnerie bien pleine, bien bourrée, en réduisant au minimum l'épaisseur des joints garnis de mortier et en constituant avec des matériaux d'égale résistance chaque assise normale (ou à peu près) à la courbe des pressions ; il est clair, en effet, qu'une différence dans le bourrage ou dans la résistance de la pierre produirait des tassements différents dont les conséquences pourraient être fâcheuses pour la conservation de la voûte ; en particulier, il faut proscrire la disposition qui fait correspondre à un moellon en bandeau deux moellons en douelle et en queutage ; il faut, en un mot, que chaque assise soit sur toute son étendue dans les mêmes conditions pour résister et pour tasser, ces conditions pouvant, d'ailleurs, varier d'une assise à la suivante.

17. **Piles.** — Les dimensions définitives des piles et culées doivent être déterminées de manière qu'en aucun point, sous l'action des surcharges permanentes ou accidentelles, l'effort de compression ne dépasse la limite admise ; il convient toutefois de donner quelques règles empiriques qui facilitent cette détermination et conduisent à des proportions d'ensemble satisfaisantes au point de vue esthétique.

Nous distinguerons les piles des ponts proprement dits et celles des viaducs ou ouvrages surélevés.

A) Dans le premier cas, on prend comme épaisseur des piles une fraction de l'ouverture des arches adjacentes qui varie du $\frac{1}{8}$ pour les pleins-cintres et les ellipses au $\frac{1}{10}$ (et même au $\frac{1}{12}$ comme nous l'avons vu au Pont Sainte-Maxence) pour les arcs de cercle.

Les faces latérales des piles ou piédroits sont ordinaire-

ment verticales, mais un fruit de 0,04 à 0,05 est également acceptable.

Nous avons défini précédemment le rôle joué par le soubassement de la pile au point de vue des erreurs d'implantation de la fondation et nous n'y reviendrons pas.

Nous avons dit également qu'à la traversée des rivières on munit l'amont des piles d'un avant-bec destiné à faciliter l'écoulement des eaux ; la section en plan en est généralement triangulaire, demi-circulaire, demi-elliptique ou mieux ogivale ; l'arrière-bec présente moins d'utilité et peut être supprimé si l'aspect ne doit pas en souffrir ; il semble cependant préférable de le conserver, sauf à lui donner moins de saillie qu'à l'avant-bec et une section de demi-ellipse ou d'ogive aplatie ; le profil vertical de l'avant-bec reproduit en général le fruit latéral de la pile, mais on peut aussi lui donner des formes curvilignes variées.

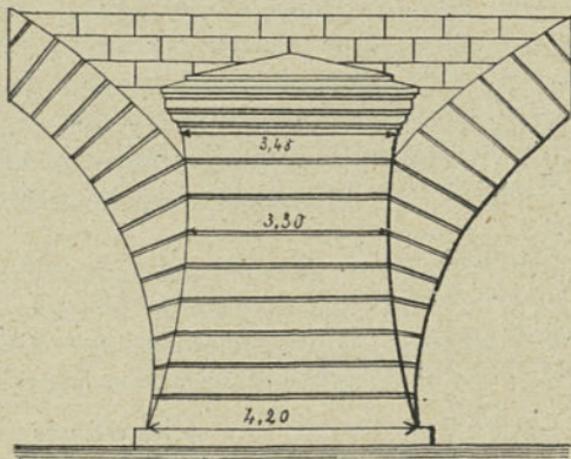


Fig. 57. — Pile du pont Louis-Philippe, à Paris.

Les fûts des avant et arrière-becs sont surmontés d'un couronnement (fig. 57) constitué par de robustes mou-

lures supportant un chaperon plus ou moins incliné¹; souvent aussi un pilastre en saillie sur les tympan s'élève jusqu'à la chaussée où il forme refuge en participant par ses lignes d'ombre à la décoration générale de l'ouvrage; quelquefois enfin le chaperon est remplacé par des groupes ou des attributs ornementaux.

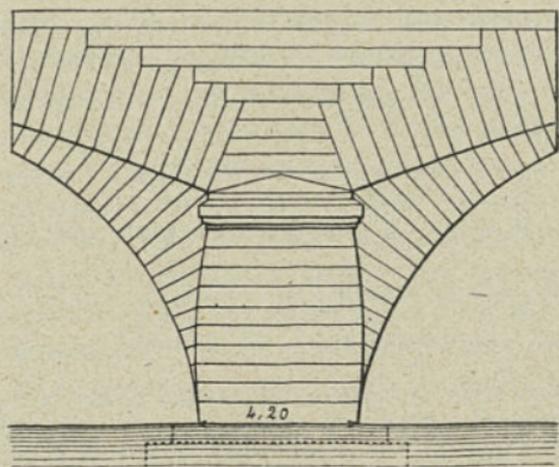


Fig 58. — Vousure du pont de Neuilly sur Seine.

Le raccordement des avant et arrière-becs avec la voûte (bandeaux, vousures et archivoltés) est parfois difficile à réaliser d'une manière satisfaisante, surtout dans les intrados à ellipse, car il faut obtenir un balancement convenable entre les assises de la pile et les épaisseurs des voussoirs (fig. 58) : de nombreuses solutions ont été

¹ Pour les anciens ouvrages, l'inclinaison du chaperon de même que l'acuité de l'angle de l'avant-bec permet de fixer approximativement la date de leur construction.

adoptées, et il est indispensable de les examiner en détail et de les comparer avant de fixer son choix.

Le corps de la pile se fait en maçonnerie ordinaire, et même en béton si l'on ne craint pas les fortes pressions, mais il faut avoir la double précaution : 1° de répartir, au moyen de gros libages, la poussée des voûtes adjacentes sur le corps de la pile ; 2° de constituer les parements en pierre aussi dure et aussi lisse que possible afin d'atténuer l'usure produite soit par les galets charriés en temps de crue, soit par le choc des embarcations ou des corps flottants.

B) Le rapport de l'épaisseur des piles à l'ouverture des arches, égal au plus à $\frac{1}{8}$ dans les ouvrages bas, augmente avec la hauteur et atteint $\frac{1}{6}$ à $\frac{1}{5}$ dans les viaducs proprement dits ; on donne alors, en général, aux arches en plein-cintre une ouverture égale aux $\frac{2}{5}$ de la hauteur ; mais ce n'est là qu'une simple indication au point de vue de l'effet architectural et abstraction faite de la question de dépense ; il est clair, en effet, que si les fondations sont difficiles et coûteuses on aura intérêt à réduire le nombre des appuis et partant à augmenter l'ouverture des arches ; l'inverse se produira si les fondations sont faciles et économiques ¹.

Il y a avantage, au point de vue de la stabilité et de

¹ On peut citer dans ce sens le viaduc de Lockwood en Angleterre, construit en 1849, qui est en même temps un ouvrage exceptionnellement hardi et léger : longueur totale 435 mètres ; hauteur maximum 41^m,34 ; ouverture des arches 9^m,12 ; épaisseur des piles aux naissances des voûtes 1^m,36 ; à la base 2^m,22.

l'économie, à donner du fruit aux piles — dès qu'elles sont un peu élevées — et même à adopter un profil d'égale résistance — plein ou évidé — avec fruit curviligne ; on peut aussi remplacer sans inconvénient celui-ci par un polygone enveloppe de la courbe théorique.

Il convient d'avoir dans le sens transversal (normal à l'élévation de l'ouvrage) un fruit plus important que dans le sens longitudinal ; de même, il ne faut pas faire partir le fruit du niveau même des naissances, mais de 0^m,30 environ au-dessous, sans quoi, par une sorte d'illusion d'optique, le plein-cintre paraîtrait aplati.

Dans certains cas on munit les piles de contreforts et il convient alors d'établir une correspondance entre les différents fruits de manière à former un faisceau convergent agréable à l'œil ; quelquefois, et c'est là une disposition heureuse et utile, on prolonge les contreforts jusqu'à la plate-forme supérieure où ils servent de refuges ; mais, d'une manière générale, l'addition de contreforts entraîne de réelles sujétions surtout si les fruits sont rectilignes, car la moindre défectuosité des arêtes saute aux yeux de l'observateur ; il semble que leur emploi ne soit pas aussi fréquent qu'autrefois et il en est de même de l'intercalation de piles culées dont l'efficacité est du reste assez douteuse.

Pour les grandes hauteurs il paraît y avoir avantage à construire des viaducs étagés qui offrent une résistance et une rigidité beaucoup plus grandes ¹.

D'une manière générale, il convient de traiter les

¹ Pour les piles très hautes l'action du vent peut parfois être très importante ; il conviendra alors d'en tenir compte dans les calculs comme on le fait pour les piles métalliques.

viaducs simplement en faisant bien ressortir les arêtes montantes ; on doit proscrire les cordons horizontaux ainsi que les chaînes d'angle et constituer les assises avec des matériaux d'égal résistance de façon à réaliser des tassements uniformes ; les matériaux de parement ne doivent se distinguer des autres que par une taille plus soignée de leurs faces vues.

18. **Culées.** — Les piles sont en général soumises à des efforts sensiblement verticaux tandis que les culées doivent supporter sans déformation dangereuse les efforts obliques de la poussée de la voûte adjacente ; aussi, pour leur permettre de résister avec efficacité à ces efforts, on leur donne un profil trapézoïdal ou bien on les raidit par des contreforts extérieurs, ce qui constitue une solution plus économique, mais il faut avoir bien soin que ces contreforts ne forment qu'un seul et même massif avec la culée proprement dite.

Seule une épure de stabilité peut permettre de déterminer l'épaisseur E à donner à une culée au niveau de sa fondation ; toutefois, pour un calcul provisoire et approximatif, on peut utiliser les formules empiriques suivantes dues à M. Léveillé (fig. 59) :

$$\text{Voûtes en plein-cintre} \quad E = 0,30 + 0,162 A \sqrt{\frac{h + 0,25A}{H} \frac{0,865 A}{0,25 A + e_0}}$$

$$\text{Ellipse ou arc de cercle} \quad E = 0,33 + 0,212 A \sqrt{\frac{h}{H} \frac{A}{b + e_0}}$$

dans lesquelles A représente l'ouverture de l'arche, b la montée, e_0 l'épaisseur à la clef, h la hauteur des naissances au-dessus du sol de fondation, H la hauteur totale, au-dessus de ce sol, de la surcharge permanente et acci-

dentelle supposée régulièrement répartie sur l'extrados avec une densité égale à celle de la voûte ¹.

M. Tourtay a indiqué une méthode de calcul rapide des culées de ponts de faible ouverture.

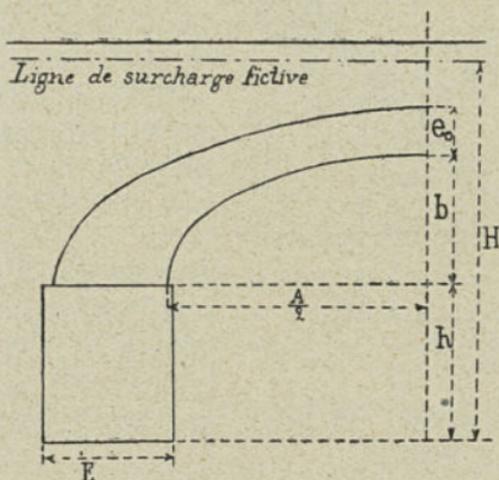


Fig. 59. — Calcul d'une culée (formule de M. Lévillé).

A cet effet, il considère une culée théorique de forme trapézoïdale dont l'angle supérieur coïncide avec le point d'application de la poussée de la voûte adjacente et, pour accroître les conditions de stabilité de cette culée, il admet la convention d'une courbe de pressions passant par le

¹ M. Croizette-Desnoyers a donné (t. II, p. 22-46) des formules :

$$E = a + bA + cA^m \quad (0 < m < 1)$$

exprimant les épaisseurs des culées en fonction de l'ouverture de la voûte adjacente ; les coefficients numériques $a.b.c.m$ varient avec la forme et le surbaissement de cette voûte.

milieu du joint de clef et par le milieu du joint vertical extrême, prolongement du parement de culée.

En appelant (fig. 60) P, Q les composantes de la

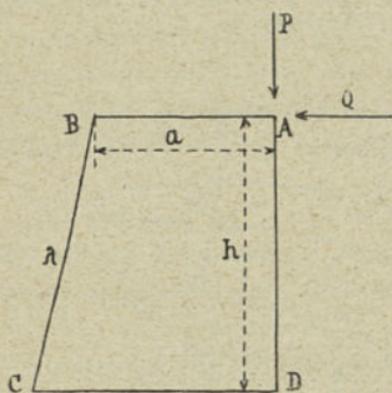


Fig. 60. — Calcul d'une culée (formule de M. Tourtay).

poussée qui peut être calculée très facilement au moyen de tables pour une largeur de voûte de 1 mètre, a l'épaisseur de la culée à sa partie supérieure, h sa hauteur, λ le fruit de sa face postérieure, δ la densité des maçonneries, R l'effort de compression admissible

pour le terrain de fondation et qui atteint son maximum au droit de l'arête de renversement, projetée en C, on a la relation :

$$Qh = \frac{1}{6}R(a + \lambda h)^2 + \frac{1}{3}P(a + \lambda h) - \frac{1}{6}\delta a^2 h.$$

Il est très facile de résoudre cette équation, mais pour rendre la solution encore plus rapide, M. Tourtay a dressé une série de graphiques qui donnent immédiatement a dès que l'on connaît P, Q et h .

Les culées présentent des dispositions différentes selon la configuration des lieux et suivant les précautions que l'on prend pour empêcher les remblais des levées d'accès d'obstruer l'arche adjacente.

Lorsque les talus d'une tranchée ou les berges d'un cours d'eau sont de nature rocheuse, on adopte ordinairement le type dit à *culées perdues*; il n'y a alors, à

proprement parler, plus de culée, car la voûte se poursuit, masquée par le terrain, jusqu'à l'endroit où celui-ci est jugé suffisamment résistant pour pouvoir en recevoir les retombées. On emploie également quelquefois cette disposition parce qu'elle permet soit de supprimer les parements vus des culées (fig. 61), soit de diminuer l'étendue de la base de fondation; mais comme l'ouverture réelle de l'ouvrage est alors beaucoup plus grande que l'ouverture utilisable, il en résulte que cette solution est généralement plus coûteuse que l'adoption d'un des deux types usuels ci-après.

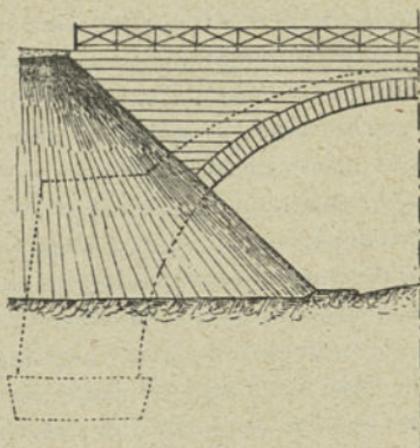


Fig. 61. — Culée perdue.

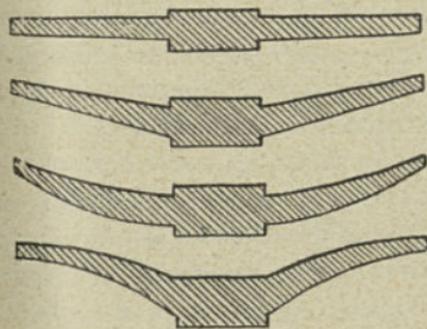


Fig. 62. — Murs en aile.

Pour soutenir les remblais des levées d'accès on construit fréquemment *des murs en aile* (fig. 62) qui se détachent à peu près perpendiculairement aux parements de la culée et dont le couronnement suit la pente du talus de

remblai; ces murs sont parallèles ou évasés et, dans ce dernier cas, ils peuvent être droits, convexes ou concaves;

cette dernière disposition semble préférable si l'on se place au point de vue du rôle de soutènement que le mur est appelé à jouer, par contre elle se prête moins bien à l'entonnement des eaux sous l'ouvrage ; quoi qu'il en soit, les murs en aile doivent être fondés avec autant de soin que l'ouvrage si l'on veut éviter la production de fissures dans les plans de tête à leur jonction avec le pont proprement dit.

On construit également *des murs en retour* qui constituent en somme un allongement de l'ouvrage en élévation permettant au talus de déblai de se retourner sous la forme d'un quart de cône. Il est essentiel de réserver une revanche soit entre l'extrémité du mur et le sommet du cône, soit entre le pied du remblai et le piédroit de l'arche adjacente, sinon le remblai en tassant mettrait à nu l'angle supérieur du mur ou viendrait obstruer le débouché de l'ouvrage. Il ne faut pas chercher à raidir les talus d'une manière exagérée par des semis, gazonnements, plantations, revêtements, perrés, etc., car, ou les moyens employés sont inefficaces, ou ils sont plus coûteux qu'un allongement du mur en retour, surtout si l'on remarque qu'il est possible d'accepter pour l'angle supérieur un léger porte-à-faux (emploi avantageux du béton armé.)

D'une manière générale les murs en aile sont préférables pour les petits ouvrages à fondations faciles et sûres, les aqueducs sous remblais élevés, les ouvrages courants sur petits cours d'eau, les ponceaux sans radier, etc. ; les murs en retour sont à peu près exclusivement employés dans les ouvrages importants, car ils contribuent à la résistance et surtout à la rigidité de la culée ; leurs fondations sont généralement plus économiques, plus ramassées et se relient plus intimement à

celles de la culée ; enfin, parfois, pour ne pas allonger outre mesure les murs en aile, on a avantage à les terminer par une petite murette en retour.

Lorsque les murs en retour sont longs et hauts, il convient de relier leurs extrémités par un mur transversal afin d'éviter la poussée des terres intérieures ; on remplit alors l'espace vide avec des remblais de choix — déblais rocheux rangés à la main — et l'on veille à l'évacuation des eaux.

Il est de même nécessaire d'alléger les culées des grands ouvrages en y pratiquant des évidements transversaux ou longitudinaux en forme de voûte ; mais il faut prendre bien garde aux poussées additionnelles que l'on crée soit par ces voûtes, soit par l'introduction des remblais et il faut combattre ces poussées soit par un surhaussement convenable, soit par des surépaisseurs ou des contreforts, soit par des tirants noyés reliant les piédroits ; dans beaucoup de cas il semble préférable d'évider la culée au moyen de puits verticaux en forme d'ellipse dont le grand axe est parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage et qu'on remplit avec beaucoup de soin. Il faut proscrire tout évidement dans la direction où s'exerce la poussée de l'arche adjacente et, pour être assuré de la stabilité de la culée, il est indispensable d'avoir un massif continu de profil rationnel et de section suffisante dont le rôle est de transmettre directement la poussée sur le sol de fondation (fig. 63).

Lorsque les culées supportent une grande hauteur de remblais, il est indispensable de tenir compte de la poussée des terres adjacentes. Cette poussée, dirigée en sens inverse de celle de la voûte, augmente la stabilité de la culée et pourrait parfois conduire à une diminution dans l'épaisseur des maçonneries.

Son influence est donc, en général bienfaisante et c'est ce qui permet de la négliger dans les calculs, mais dans certains cas, par exemple pour une culée très haute sup-

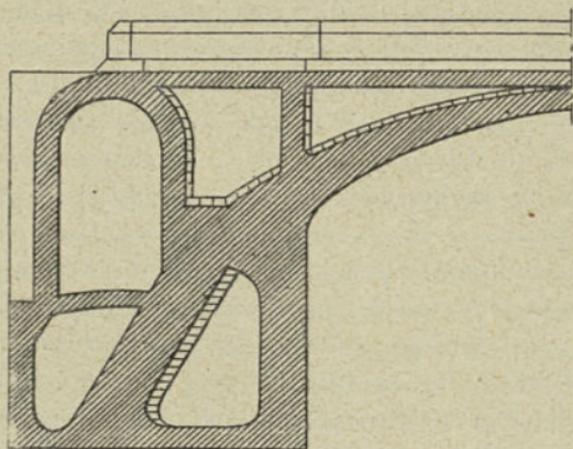


Fig. 63. — Elégissement d'une culée de pont près de Bristol.

portant une voûte de faible ouverture, il peut arriver que la poussée des terres soit supérieure à celle de la voûte et



Fig. 64.

Influence de la poussée des terres sur les culées de grande hauteur.

que la culée ait une tendance à se renverser du côté de l'arche.

Si le sol de fondation est résistant, il peut se produire

(fig. 64), soit un renversement en avant du sommet de la culée avec soulèvement de la clef de voûte, soit un gondolement de la partie centrale des piédroits qui tendent à s'ouvrir du côté de l'arche.

On évite ces accidents en chargeant la voûte à la clef ou en augmentant son surbaissement et, dans le second cas, en renforçant les culées par une surépaisseur ou par une arche de décharge construite à mi-hauteur (fig. 65).

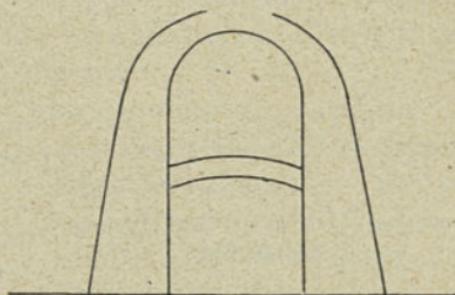


Fig. 65. — Culée de grande hauteur avec arche de décharge.

Si le terrain de fondation n'offre pas une résistance suffisante, le pied de la culée

tend à glisser sur sa base provoquant ainsi le renversement en arrière du massif et la rupture de la voûte (fig. 66). Dans ce cas il est nécessaire de relier par un radier la culée à la pile voisine ou à l'autre culée ; c'est ce que l'on fait toujours pour les

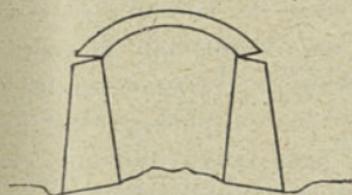


Fig. 66. — Influence de la poussée des terres sur les culées de grande hauteur.

petits ouvrages sous remblais qui ne reposent pas sur un bon sol de fondation. Il est alors indispensable d'effectuer les remblais simultanément et également des deux côtés de l'ouvrage afin d'éviter le renversement de celui-ci par une poussée dissymétrique (fig. 67). Il est aussi recommandé de pilonner avec soin les terres dans le voisinage

du pont afin de leur donner immédiatement leur assiette définitive.

L'appareil des culées se traite

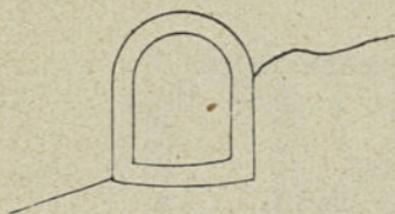


Fig. 67. — Influence de la conduite des remblais.

comme celui des piles en tenant compte de la direction générale de la courbe des pressions et en établissant les lits normaux autant que possible à cette direction; comme ces lits doivent également arriver suivant

une direction normale aux piédroits on est quelquefois amené à leur donner une forme courbe qui s'oppose à la production de fissures sur la partie antérieure de la culée.

19. **Tympans.** — Les tympans sont les murs que l'on élève au-dessus de l'extrados de la voûte et entre lesquels on met généralement un remplissage en pierres cassées, en gravier lavé, en déblais rocheux ou en béton maigre. Il est nécessaire que ce remplissage soit incompressible, perméable à l'eau sans toutefois être désagrégé par celle-ci, léger et de consistance telle que la poussée exercée sur les tympans soit aussi faible que possible.

Il est logique de donner à ces murs une épaisseur e variable avec leur hauteur h ; sous réserve d'une vérification ultérieure on peut adopter la formule empirique :

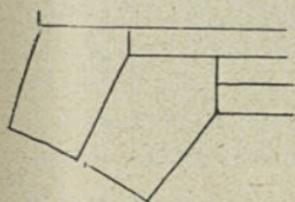
$$e = 0,20 + 0,20h$$

un fruit extérieur serait très avantageux au point de vue

de la stabilité de ces murs, mais il compliquerait beaucoup la taille des têtes de l'ouvrage ¹.

Il convient de ne pas accentuer l'importance des tympans au détriment des bandeaux ; il faut donc proscrire pour leurs parements la pierre de taille et même les moellons d'un échantillon plus gros ou mieux soigné que celui accepté pour les bandeaux.

Autrefois on dressait les tympans et les bandeaux sur



un même plan et les parements étaient constitués (fig. 68) par des assises en pierre de taille appareillée à redans — quelquefois avec angles rentrants, ce qui était l'indice d'une construction

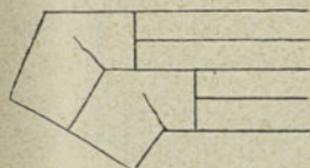


Fig. 68. — Appareil des bandeaux avec les tympans.

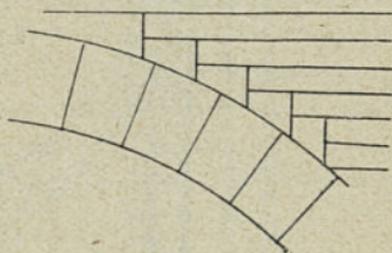


Fig. 69. — Appareil des bandeaux avec les tympans.

médiocre — ; aujourd'hui on préfère avec raison accentuer par une saillie l'indépendance du bandeau (fig. 69) et si les tympans assisés rencontrent celui-ci sous un angle trop aigu (disposition désignée sous le nom de bec-de-flûte), il suffit de rattacher à l'assise supérieure les

¹ On dispose le parement intérieur, soit avec un fruit, soit avec des redans successifs.

moellons dont la hauteur est jugée trop faible ; de même, si la plinthe n'est pas horizontale, on balance les assises

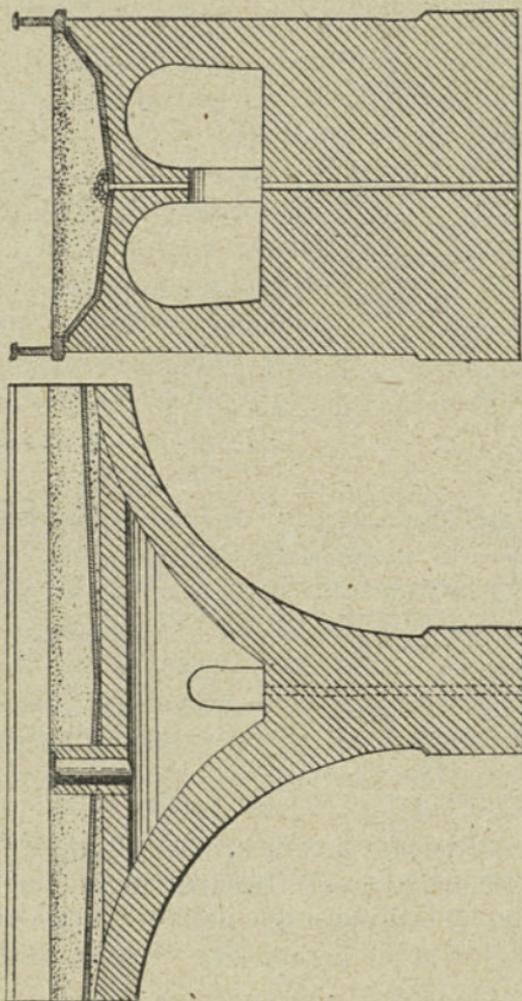


Fig. 70. — Elégissements longitudinaux (pont à une voie).

des tympans de façon à rendre la plus élevée parallèle à la ligne du couronnement.

Si l'on veut diminuer les charges supportées par le sol de fondation on élit les tympans par des évidements longitudinaux ou transversaux ¹; quelquefois même on combine ces deux systèmes et l'on arrive à avoir comme appuis une série de piliers supportant des voûtes d'arêtes ou de préférence une dalle en béton armé; mais cette disposition manque de rigidité et ne doit être acceptée qu'en cas de nécessité absolue.

Dans les élégissements longitudinaux (fig. 70, 71), il faut réduire autant que possible la poussée transmise aux tympans; à cet effet, on diminue la portée des voûtes d'évidement, on surhausse leur profil, on neutralise la poussée par de la maçonnerie armée formant tirant, enfin on peut aussi utiliser des dalles ².

Les élégissements transversaux peuvent rester intérieurs si on les arrête aux murs pleins des tympans; on peut aussi les poursuivre jusqu'à l'extérieur et les rendre apparents (fig. 72, 73) auquel cas ils contribuent d'une manière généralement heureuse à la décoration de l'ouvrage, mais en augmentant sensiblement la dépense et les sujétions d'exécution ³.

¹ Il convient que ces évidements soient d'un accès et d'une ventilation faciles afin de pouvoir y exécuter les travaux d'entretien nécessaires.

² Dans les ponts-rails à une voie l'ouverture des voûtes d'élégissement varie habituellement de 1 mètre à 1^m,30; pour les ponts à deux voies elle est de 1^m,50 à 1^m,70 et même 2 mètres.

³ Au point de vue théorique les élégissements transversaux sont préférables aux longitudinaux, car on peut donner dans le premier cas à la fibre moyenne de la voûte la forme et les dimensions qu'il convient pour résister aux charges concentrées; au contraire, les élégissements longitudinaux produisent dans chaque section transversale de la voûte une diversité, une hétérogénéité qui pourrait provoquer des fissures et des décollements.

Il est indispensable que l'eau qui a pénétré dans le rem-

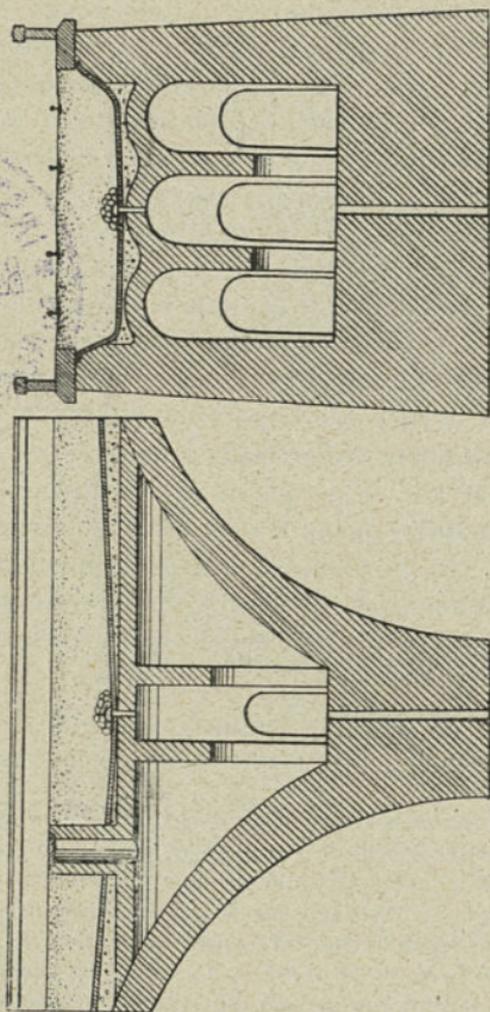


Fig. 71. — Etegissements longitudinaux (pont à deux voies).

plissage puisse être évacuée rapidement avant qu'elle ne s'infiltré dans les maçonneries des voûtes où elle délave-

rait les mortiers en produisant sur les parements des ba-

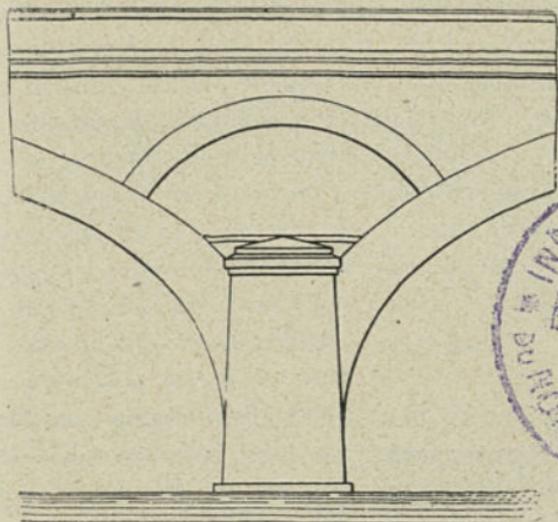


Fig. 72. — Elégissements transversaux (pont de Plessis-les-Tours).

vures d'un aspect désagréable; c'est là le rôle des chapes et des gargouilles.

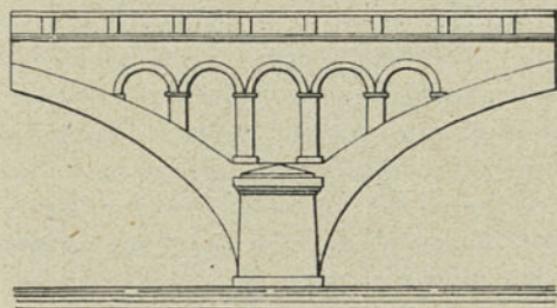


Fig. 73. — Elégissements transversaux (pont des Andelys).

Une chape doit être imperméable, élastique et ne pas se fendiller sous l'action des charges qu'elle supporte ou des



variations de température qu'elle subit. On utilise généralement dans ce but une épaisseur de $0^m,03$ à $0^m,05$ de mortier riche en chaux, mis en œuvre sous la consistance d'une poudre humide et battu fortement pour le comprimer et lui faire perdre toute son eau ; on fait sécher lentement et complètement et l'on passe ensuite trois couches de coaltar. Dans les grands ouvrages, on recouvre le mortier bien sec avec du mastic sablé d'asphalte de $0^m,015$ d'épaisseur ; il faut avoir soin de relever la chape contre les parements

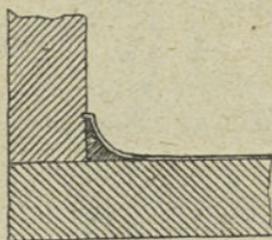


Fig. 74. — Type de solin.

intérieurs des tympans afin d'empêcher toute introduction d'eau de ce côté ; il faut éviter également tout angle rentrant qui pourrait provoquer la formation de fissures et, dans ce but, il convient de réaliser des raccords en forme de solins (fig. 74).

La chape doit être dressée avec soin de manière à écouler rapidement vers les gargouilles toutes les eaux d'infiltration ; on place les orifices de sortie soit à la clef, soit aux reins de préférence ¹ (fig. 75) ; on protège les gargouilles contre toute obstruction par une crépine en fonte entourée d'un drain en pierres sèches et l'on fait saillir le tuyau d'évacuation de quelques centimètres en dehors de la douelle afin que l'eau ne coule pas sur celle-ci.

Avec une chaussée pavée en bois ou en asphalte la chape devient inutile à cause de l'étanchéité du revêtement.

¹ On a adopté quelquefois une évacuation par une conduite verticale placée dans l'axe d'une pile, et aboutissant à un égout horizontal visitable en eaux basses (fig. 76).

Dans les tympans des ponts urbains il convient de réserver un emplacement suffisant pour le passage des cana-

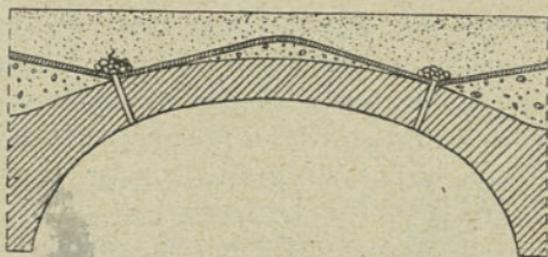


Fig. 75. — Ecoulement des eaux d'infiltration.

lisations (eau, gaz, électricité, etc) ; il est très avantageux de pouvoir les installer dans des galeries sous trottoirs ou

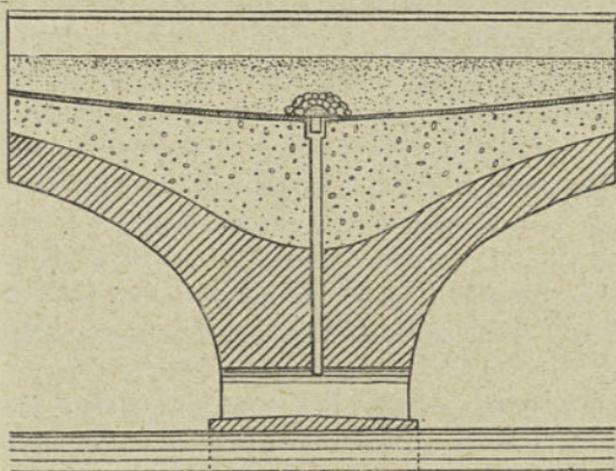


Fig. 76. — Ecoulement des eaux d'infiltration.

sous chaussée facilement accessibles, visitables et réparables.

20. Plinthe, parapet et décoration générale. —

La plinthe a pour double but de rejeter les eaux pluviales loin des tympans et de former avec le parapet un couronnement de l'ouvrage ; suivant l'importance de celui-ci on accuse plus ou moins fortement les deux parties essentielles de la plinthe : surface inclinée et larmier ; souvent on la supporte au moyen de modillons ou corbeaux qui permettent une saillie plus forte et, par leurs lignes d'ombre, contribuent à la décoration.

Sauf le cas où des considérations d'économie l'exigent, il ne faut pas placer un garde-corps métallique sur un pont en maçonnerie, car ce couronnement, à peine perceptible à une certaine distance, ne serait pas en harmonie avec le reste de l'ouvrage. L'adoption de cette solution serait cependant économique à un double point de vue ; d'abord un garde-corps en métal est moins coûteux qu'un parapet en maçonnerie ; ensuite ce dernier, étant plus épais et plus lourd, occupe plus de place et peut moins facilement se mettre en porte-à-faux, de sorte que, pour une même largeur entre têtes, la largeur utile est bien moindre avec un parapet maçonné ; on peut estimer à 0^m,60 au moins le gain de largeur qu'un garde-corps métallique permet de réaliser et, pour les ouvrages étroits ou les viaducs élevés, cette considération acquiert une grande importance ¹.

La hauteur du parapet doit être de 1 mètre environ, son épaisseur de 0^m,20 à 0^m,22 (pierre de taille ou briques)

¹ C'est généralement par la substitution d'un garde-corps métallique et par la mise en encorbellement des trottoirs (poutres métalliques, corbeaux, voussures, etc.) qu'on obtient une solution satisfaisante pour l'élargissement des anciens ponts devenus insuffisants.

ou de 0^m,30 à 0^m,35 (maçonnerie assisée ou brute). Si l'on désire diminuer son poids ou le rendre plus décoratif on peut l'ajourer au moyen d'évidements ou de balustres. Les profils de la main courante, des dés et bahuts doivent être étudiés de manière à s'harmoniser avec les autres profils (plinthes, archivoltés, chaperons etc), adoptés pour la décoration (fig. 77).

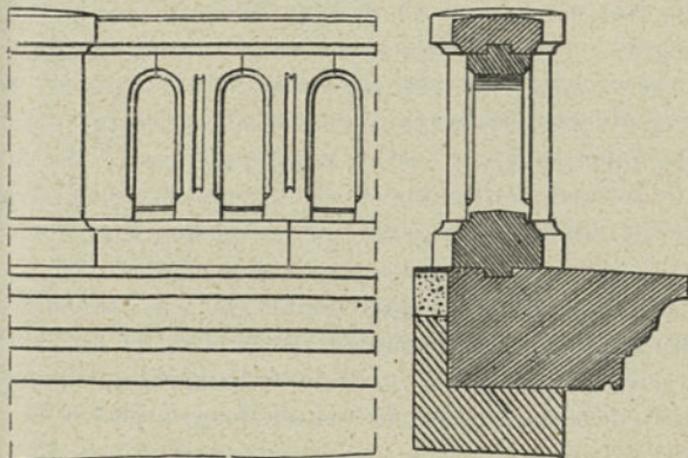


Fig 77. — Plinthe et parapet du pont de l'Université, à Lyon.

Dans les grandes villes il convient de traiter largement les abords des ponts ; à cet effet, on a quelquefois élargi le pont lui-même sur la moitié de l'arche adjacente à chaque culée soit en prolongeant le berceau jusqu'à des têtes biaises (pont des Tuileries à Paris), soit en adjoignant à l'ouvrage des voussures en forme de pendentif sphérique (pont de Tours) ; mais cette solution donne lieu à des travaux compliqués et coûteux. Il semble préférable de faciliter l'accès du pont soit par de simples encorbellements qu'il serait avantageux de construire en béton armé, soit

par le seul évasement des trottoirs et des parapets en adoptant autant que possible des courbes convexes du côté de la chaussée, car on obtient ainsi, avec un tracé plus satisfaisant, une meilleure utilisation pour la circulation.

C'est également aux abords qu'il convient de concentrer la décoration de l'ouvrage; celui-ci est en général destiné à être vu de loin et de biais de sorte que les lignes principales restent seules visibles, les lignes secondaires ne pouvant qu'obscurcir ou atténuer l'effet que les premières doivent produire; il faut donc autant que possible supprimer tout détail inutile, parce que nuisible, et s'efforcer de réaliser exclusivement au moyen des lignes principales un ensemble proportionné et harmonieux. On peut cependant traiter le couronnement des piles comme les abords, mais il ne faut pas perdre de vue que les piles sont destinées à être regardées de près et de loin et que cette double condition rend leur décoration particulièrement difficile, surtout au moyen de groupes et de statues¹.

Il ne saurait exister de règle pour donner à un pont le

¹ Voir de DARTEIN. *La vie et les travaux de Perronet*. A. P. C., 1906, 4^e trim. Dans cet article l'auteur développe (p. 133-143) des observations très intéressantes au sujet de la décoration des ponts en général; il rappelle les multiples projets qui ont été présentés pour la décoration du pont de la Concorde. Des statues mises en place au dessus des piles ont dû être enlevées parce qu'elles ne constituaient pas un couronnement en harmonie avec l'ensemble de l'ouvrage.

La confection de nombreuses maquettes en plâtre est indispensable — mais souvent insuffisante — pour se rendre compte de l'effet produit par les motifs de décoration et d'ornementation projetés.

caractère architectural et monumental qui lui convient¹ ; c'est là une question de goût qui peut s'acquérir seulement par une connaissance approfondie des plus beaux ouvrages existants, par une étude consciencieuse et une comparaison méticuleuse des différentes solutions également possibles, par une recherche incessante de l'harmonie des proportions, de la simplicité des lignes, de la clarté des dispositions, etc. Ainsi que le fait remarquer avec juste raison M. Resal « il faut s'inspirer des ouvrages existants, « mais non pas les imiter servilement. On gagne toujours « quelque chose à étudier les œuvres des prédécesseurs, « mais on n'arrive jamais à un bon résultat quand on se « borne à les copier ».

Il convient, avant de terminer ce chapitre, de dire un mot de la hardiesse d'un ouvrage.

A première vue, il semble que la hardiesse d'une arche se mesure à la portée A qu'elle permet de franchir ; mais ce n'est là qu'un élément de la question, important il est vrai, mais non le seul. Tout d'abord, il faut rappeler que la portée, l'ouverture réelle d'une voûte est celle comprise

¹ Voici l'avis de GAUTHEY dans son *Traité de la Construction des Ponts*.

« Un pont est un édifice essentiellement consacré à l'utilité publique ; « la solidité et la simplicité doivent en être le caractère, et dans « presque tous les cas le soin dans l'exécution est la seule décoration « qu'il exige. » Voici également ce qu'écrivit Léonce Reynaud dans son magistral *Traité d'Architecture*. « Il faut admettre tout ce qui « est utile, repousser le superflu et ménager les ressources afin de « pouvoir multiplier les bienfaits. Une distribution judicieuse, « des formes rationnelles, une grande stabilité, une exécution parfaite, telles sont les conditions fondamentales à observer ; au lieu « de demander la beauté à des ornements, on doit l'attendre du mérite des dispositions, de l'harmonie des proportions et du caractère « monumental qui se concilie avec la hardiesse de la construction. »

entre ses joints de rupture, car la partie située au-dessous est la continuation naturelle des piédroits et n'appartient pas à la voûte proprement dite. Ensuite il faut tenir compte de la flèche ou montée de la voûte ; nous avons vu, en effet, au commencement de cette étude que par la simple superposition de matériaux appareillés on pourrait théoriquement arriver à franchir sans cintre une portée quelconque et cependant la voûte ainsi construite ne serait pour ainsi dire nullement hardie, n'étant en quelque sorte qu'un simple mur évidé.

Au contraire, on sent instinctivement qu'une arche de faible ouverture, mais très surbaissée, peut être très hardie, car elle donne naissance à une poussée considérable. Si toutes les courbes d'intrados étaient des arcs de cercle, la hardiesse, ainsi que nous l'entendons, se mesurerait par le rayon ρ de cet arc, car peu importerait la grandeur de l'angle au centre; la voûte resterait évidemment la même, seules les retombées changeraient. Si l'intrados était une autre courbe (ellipse, parabole, etc.), il serait très facile de calculer le rayon de courbure moyen ρ de la partie comprise entre les joints de rupture.

Un autre élément qu'il est nécessaire de faire intervenir est la charge π par unité de surface supportée à la clef au-dessus de l'intrados ; il est clair que plus cette charge est lourde, plus il faut prendre de précautions pour rendre la voûte stable ¹.

Enfin, il est évident que, toutes choses égales d'ailleurs,

¹ D'après la formule de Navier, la poussée à la clef est approximativement égale au produit du rayon de courbure à la clef par la charge unitaire supportée (voûte et surcharges); il semble que l'épaisseur à donner à la voûte à la clef doit être proportionnelle à la charge unitaire supportée au-dessus de l'extrados.

une arche unique, dont les culées peuvent avoir une résistance presque indéfinie dans le sens longitudinal, est beaucoup moins hardie qu'un viaduc composé de plusieurs arches, car le plus petit tassement ou mouvement des piles intermédiaires peut provoquer dans les maçonneries des efforts énormes susceptibles d'entraîner la chute de l'ouvrage; la hardiesse dépend donc, dans une certaine mesure, du nombre d'arches n et de la hauteur des piles h ².

En résumé on peut dire que le coefficient de hardiesse d'un ouvrage est une fonction $f(\Lambda, \rho, \pi, n, h)$ assez compliquée de l'ouverture des arches, de leur rayon de courbure moyen, de la charge supportée par l'extrados à la clef, du nombre des arches, de la hauteur des piles, etc.

En ne conservant que les deux premiers éléments on obtient le produit $K = \Lambda\rho$ qui a été proposé par M. Resal pour la définition du *coefficient de hardiesse*.

On peut alors dresser le tableau suivant que nous empruntons à son ouvrage (p. 223) et que nous avons complété pour quelques ponts récents.

² La hardiesse dépend également de la résistance plus ou moins grande du terrain de fondation, du coefficient de sécurité admis pour le travail des matériaux, etc.

Désignation des ouvrages	Ouverture A	Rayon de courbure moyen ρ	Coefficient $A\rho$	Observations
Pont Fouchard sur le Thouet à Saumur	26	33.80	878	
Pont de Nogent sur la Marne	50	25	1250	quatre arches
» de Tournon sur le Doux	49.20	25.96	1278	
» Antoinette sur l'Agout	50	27.60	1380	
» de Ballochmyle (Écosse)	55.17	27.585	1522	
Nouveau Pont de Lavaur sur l'Agout	61.50	30.96	1862	
Pont sur la Dora à Turin	44.80	47.60	2132	
» de Claix sur le Drac	50.00	46	2300	
» de Valence sur le Rhône	49.20	50	2460	quatre arches
» Pont de Chester sur la Dee	61.00	42.90	2616	
» de Cabin John (près Washington)	67.00	40.70	2726	
» de Trezzo sur l'Adda	72.25	42	3034	
» Annibal près de Capoue	55	57	3135	
Arche d'essai de Souppes	37.886	88	3334	
Pont de Luxembourg sur la Pétrusse	84.65	51.61	4368	† calculé approximatif.
» de Plauen (Saxe)	90	65.251	5872	† » »

CHAPITRE IV

PONTS DIVERS

21. **Considérations générales.** — Dans le chapitre précédent, il n'a été question que des voûtes droites en berceau et à génératrices horizontales, mais on conçoit fort bien que les voûtes puissent présenter des formes très diverses.

On peut admettre, par exemple, que les douelles (intradors et extradors) appartiennent à un système de surfaces triplement orthogonales; les naissances ou retombées, de même que les lits continus séparant les assises successives des différentes rangées de voussoirs, formeraient la seconde famille; enfin, les têtes ou parements, ainsi que les joints discontinus des voussoirs, appartiendraient à la troisième famille; de cette manière, chaque voussoir se rapprocherait autant que possible de la forme du parallélépipède rectangle.

Dans les voûtes en forme de dôme ou de coupole il n'existe plus de tête ou parement, et le massif, au lieu de reposer sur deux retombées distinctes, s'appuie sur une retombée d'un seul tenant, mais doublement connexe, en employant la terminologie usitée dans l'étude des surfaces de Riemann. Dans ce cas, les surfaces des lits vont en diminuant et à la limite se réduisent à un point-ombilic par où passent les douelles et les surfaces de joints; cet ombilic est évidemment le sommet de la voûte si celle-ci est de révolution.

Il pourra arriver que les retombées et les têtes, dont la

définition est souvent imposée *a priori* par les données de la question, ne coïncident pas avec une surface de la famille correspondante ; dans cette hypothèse, il sera facile d'établir une zone de balancement ou de compensation qui permettra de passer — en respectant le principe de continuité — de la retombée ou de la tête donnée aux surfaces des lits ou des joints correspondants.

Si donc nous admettons que les douelles appartiennent à une famille de surfaces triplement orthogonales, leur équation représentative devra satisfaire à une équation aux dérivées partielles du 3^e ordre, et l'on ne pourra pas, par conséquent, les choisir arbitrairement ; cette condition nécessaire n'est, d'ailleurs, pas suffisante, car, en principe, les surfaces des lits doivent pouvoir être considérées comme les trajectoires orthogonales des lignes de force qui s'exercent en un point quelconque du massif envisagé ; or, ces lignes de force dépendent essentiellement de la nature et de la répartition des charges extérieures, du poids propre du massif, ainsi que des actions moléculaires et élastiques auxquelles celui-ci est soumis ; sous certaines conditions, qu'il serait trop long de préciser, ces lignes paraissent pouvoir être groupées suivant une famille de surfaces dont l'équation satisfait à une équation aux dérivées partielles du second ordre ¹.

L'identification ou la résolution de ces deux équations conduirait, sinon à des conditions contradictoires, du moins à des calculs excessivement compliqués ; aussi est-ce seulement à titre d'indication théorique, et non en vue d'une application pratique, que nous avons donné les

¹ On peut admettre, en effet, que ces surfaces sont connues par les propriétés de leur courbure, laquelle dépend des dérivées partielles du second ordre.

renseignements ci-dessus ; toutefois, dans le choix à faire entre plusieurs solutions approximatives également possibles, il sera rationnel de se laisser guider par les principes que nous venons de développer et par la solution idéale qui permettrait de les observer rigoureusement.

En général, on se donne *a priori* les surfaces de douelle (intrados et extrados), et c'est seulement dans le cas où le calcul démontrerait l'existence d'efforts normaux (compression ou extension) ou tangentiels trop considérables qu'on serait amené à modifier la forme et l'équation représentative de ces surfaces.

Ceci posé, on considère la surface moyenne du massif qu'on peut définir comme le lieu des points également distants de l'intrados et de l'extrados. Le problème revient alors à tracer sur cette surface un réseau de lignes conjuguées auquel appartiennent d'une part les lignes de retombées, d'autre part, les lignes de parements dont l'ensemble limite extérieurement le contour de la surface moyenne ; il serait évidemment préférable de choisir comme réseau celui formé par les lignes de courbure qui se coupent orthogonalement, et si les lignes du contour extérieur n'appartenaient pas à ce réseau, on pourrait, comme nous l'avons précédemment expliqué, établir une zone de balancement ou de compensation ; dans tous les cas les lits et joints seraient constitués par des normales à la surface moyenne, en d'autres termes par des normales (Mannheim).

Après avoir examiné d'une manière générale les diverses formes que la surface d'intrados est susceptible de présenter, il convient de remarquer que cette douelle pourrait ne pas être continue, mais constituée par un réseau de lignes conjuguées ou nervures espacées formant

une ossature sur laquelle on ferait reposer un remplissage (plancher ou plafond). Cette conception est très ancienne puisqu'on la retrouve chez les Phéniciens, chez les Romains et dans l'architecture gothique dont elle est d'ailleurs une caractéristique essentielle, ainsi que l'a fait observer M. Choisy. En ce qui concerne les ponts, nous aurons à suivre le développement de cette conception dans la construction des ponts biais par arcs droits et dans celle des ponts du système Séjourné.

Quelquefois l'ossature disparaît complètement et l'on obtient alors un ouvrage entièrement construit en béton, sans aucune addition de pierre de taille ou de moellon.

Enfin nous aurons à dire un mot des ponts à articulations dans lesquels on a réduit au minimum la surface des retombées et des clés et nous donnerons une courte description des diverses dispositions utilisées dans les ouvrages de ce genre.

22. **Ponts biais.** — Les ponts biais sont formés par des voûtes en berceau à génératrices horizontales, dont les têtes verticales sont obliques à ces génératrices. En raison de l'extension croissante des ponts métalliques, il est incontestable que ces ouvrages sont beaucoup moins employés qu'autrefois; d'autre part, la substitution progressive du moellon de petites dimensions et même du béton à la pierre de taille diminue l'importance de l'appareil et donne à son étude un intérêt en quelque sorte théorique et rétrospectif.

Nous allons toutefois décrire sommairement les divers appareils adoptés dans l'exécution de ces ouvrages ¹.

¹ Pour la réparation de ces ouvrages l'ingénieur doit connaître les divers appareils employés.

a) *Appareil orthogonal* (fig. 78). — Si l'on développe sur un plan la douelle d'intrados, elle sera limitée dans un

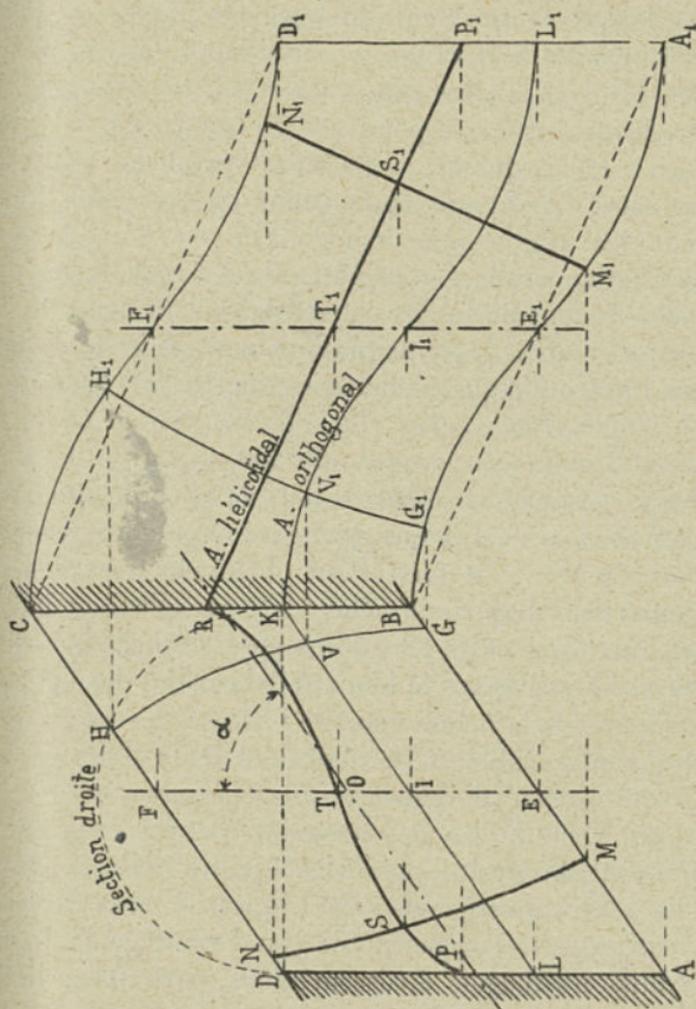


Fig. 78. — Appareils orthogonal et helicoidal.

sens par les génératrices de naissance, dans l'autre par les développements des courbes de tête. L'équation et le

tracé de ces développements sont d'ailleurs très faciles à obtenir d'après la définition du berceau cylindrique et des plans de tête. Pour obtenir le tracé des lignes de joints discontinus on divisera en un certain nombre de parties égales les génératrices comprises entre les têtes, et l'on reliera les points correspondants. Si les têtes sont parallèles, il est clair que les joints seront parallèles entre eux et aux têtes. Quant aux lits continus on les obtiendra en traçant les trajectoires orthogonales — d'où le nom donné à l'appareil — des joints ainsi définis. L'appareil que nous venons de décrire est satisfaisant au point de vue théorique, mais il présente pratiquement de grandes difficultés d'exécution qui rendent son adoption très onéreuse¹.

b) *Appareil hélicoïdal* (fig. 78). — En général, les courbes de tête développées affectent la forme de sinusoides se rapprochant d'autant plus de la corde sous-tendue que le biais est moins prononcé et le surbaissement de l'arc de tête plus fort. Pour obtenir le tracé des lits continus dans l'appareil hélicoïdal, on substitue par la pensée aux courbes de tête développées les cordes sous-tendues, lesquelles sur le berceau deviennent des hélices ; on simplifie de la même manière le tracé des joints discontinus intermédiaires, et il devient facile d'en dessiner les trajectoires orthogonales qui représenteront les lits continus. Dans le cas des têtes parallèles, ces lits développés sont des droites parallèles équidistantes, et dans le cas de têtes convergentes symétriques des arcs de cercle concentriques. Cet appareil a le grand avantage de donner des vousoirs d'égale épaisseur, mais, par contre, il né-

¹ Sur la figure 78 les traits fins se rapportent à l'appareil orthogonal et les traits gros à l'appareil hélicoïdal.

cessite l'emploi de coussinets à taille assez compliquée le long des génératrices de naissance.

c) *Modification proposée par Dupuit.* — Cette modification revient à substituer aux courbes de tête développées une courbe mixtiligne composée d'une partie centrale rectiligne se raccordant de chaque côté avec un arc de cercle. On épouse mieux ainsi la forme de la courbe qu'avec la corde de l'appareil hélicoïdal, mais on obtient également un appareil plus compliqué et plus coûteux.

d) *Modification proposée par Léveillé.* — Cette modification consiste à n'appliquer l'appareil hélicoïdal (ou orthogonal) que dans la partie centrale du berceau située au-dessus des joints de rupture ; au-dessous, on trace les lits suivant les génératrices. Ce dispositif est sensiblement plus économique et d'une exécution beaucoup plus facile ; toutefois l'aspect est peu satisfaisant, car on ne s'explique guère un changement d'appareil au-dessus de la ligne des naissances.

e) *Ponts de grande longueur.* — Dans ce cas, on peut ne faire régner l'appareil que sur une certaine longueur à partir des têtes, et construire la partie médiane comme un berceau droit, en établissant deux zones de balancement. Il en résulte évidemment une moindre dépense et une plus grande facilité d'exécution, surtout lorsque les têtes ne sont pas parallèles.

f) *Appareil par arcs droits.* — On peut également constituer la voûte par une série d'arcs droits indépendants, jointifs ou espacés : dans ce dernier cas, on les recouvre au moyen de dalles ou de voûtelettes. L'aspect de la douelle intérieure n'est sans doute pas très satisfaisant à cause des redans successifs que présentent les arcs, mais

on pourrait atténuer cet inconvénient en recoupant les angles saillants des arceaux.

Lorsque le biais est faible (angle du biais supérieur à 75°), on peut, sans inconvénient, appareiller la voûte comme si elle était droite, c'est-à-dire avec des lits suivant les génératrices ; seule, la première ligne des joints discontinus à partir de chaque tête est parallèle à celle-ci ; les autres sont tracées parallèlement aux sections droites.

De même on appareille fréquemment les petits aqueducs biais sous remblais comme des berceaux droits, et l'on rachète le biais par des murs en retour ou en aile dissymétriques. Cette solution est un peu disgracieuse, mais très économique, et il n'y a aucun inconvénient à l'adopter dans des ouvrages peu importants situés en pleine campagne.

Dans les ponts biais, l'un des piédroits présente un angle dièdre aigu, dont l'arête saillante serait exposée à s'épaufrer ou à se fendiller soit sous l'action des chocs, soit sous celle des intempéries. Il est préférable d'abattre cette arête en forme de chanfrein qui diminue de la naissance à la clef ; quelquefois, simplement par raison de symétrie, on prolonge ce chanfrein jusqu'à l'autre piédroit.

En plan, la forme qu'il est préférable de donner aux avant-becs (ou arrière-becs) des piles des ponts biais est celle d'une demi-ellipse rapportée à ses diamètres conjugués (axe de la pile, parallèle aux plans de tête) ; on peut aussi adopter une ogive à branches inégales ayant son sommet sur l'axe de la pile, de manière à accuser nettement cet axe.

23. Berceaux à têtes inclinées, berceaux en

penne, voûtes coniques ou trompes et, d'une manière générale, voûtes à douelle développable. — Si les têtes d'un pont ne sont pas verticales, les génératrices étant supposées horizontales, il sera très facile d'établir une zone de compensation permettant de réaliser un raccordement convenable avec une section verticale (droite ou non, suivant le cas) située à une certaine distance de chaque tête.

Dans une voûte en penne on pourra, après avoir développé la douelle sur un plan, proposer différentes solutions pour le tracé de l'appareil :

a) On développera les sections normales à la projection horizontale des génératrices et l'on prendra comme lits continus les trajectoires orthogonales de ces courbes ; c'est une solution analogue à celle de l'appareil orthogonal.

b) On substituera aux courbes de tête développées AMB , $A'M'B'$ des lignes brisées $ACDB$, $A'C'D'B'$ (fig. 79) épousant le tracé de ces courbes aussi bien que possible ; cela revient à adopter un appareil droit dans la partie centrale de la voûte et un appareil hélicoïdal symétrique de chaque côté de cette partie centrale ; c'est une solution analogue à la modification de Leveillé.

c) On remplacera (fig. 80) la courbe de tête AMB par la ligne brisée ANB , ce qui donnera un appareil hélicoïdal symétrique dans chaque moitié de la douelle ; dans ce cas, l'appareil des voussoirs de clef présentera une certaine complication par suite de la nécessité d'employer des voussoirs en forme de losange ou d'hexagone.

d) Enfin, on pourra soit appareiller la voûte avec des lits parallèles aux génératrices et des joints suivant des courbes verticales normales à la projection horizontale de

ces génératrices, soit, si la voûte a une certaine longueur, appareiller la partie médiane en berceau droit et établir des zones de balancement aux abords de chaque tête; mais cette dernière solution, qui est fréquemment adoptée dans la pratique pour des berceaux de faible pente, est très critiquable en théorie, car les charges extérieures

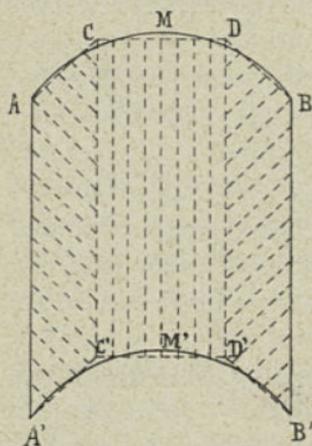


Fig. 79.
Appareil d'une voûte en descente.

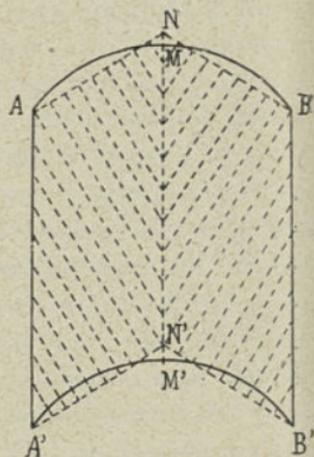


Fig. 80.
Appareil d'une voûte en descente.

étant verticales on peut, avec juste raison, considérer la voûte comme une juxtaposition de tranches verticales très minces ayant leur résistance propre¹, mais on ne saurait, sans inconvénient, effectuer une semblable décomposition suivant des tranches inclinées normales aux génératrices; il va sans dire que dans les tunnels à très faible déclivité

¹ On a quelquefois appareillé les voûtes en descente au moyen d'arcs droits de faible longueur, présentant des décrochements ou redans successifs (fig. 81).

des chemins de fer on peut appareiller la voûte comme un berceau droit sur toute sa longueur.

On procédera d'une manière analogue pour les voûtes quelconques à douelle développable. Comme on connaît la répartition des forces extérieures, il sera, en général, possible de partager la voûte en tranches juxtaposées très

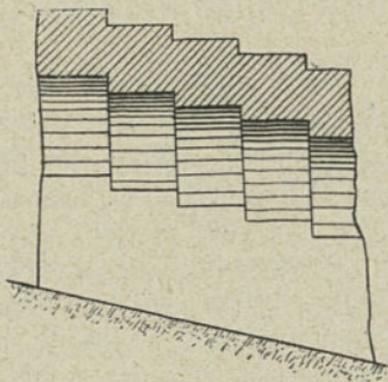


Fig. 81. — Appareil d'une voûte en descente.

minces, parallèles à la direction de ces forces et d'effectuer le développement des intersections de ces tranches avec la douelle. On cherchera alors les trajectoires orthogonales de ces courbes ou de courbes mixtilignes suffisamment approchées (droites, arcs de cercle, etc.), ce qui, dans certaines conditions, permettra de simplifier notablement la solution du problème.

24. Voûtes à douelle non développable. — D'une manière générale, on coupera la douelle par des sections planes ou gauches parallèles aux forces agissantes et correspondant à une répartition rationnelle de celles-ci ; il suffira ensuite de chercher les trajectoires orthogonales

des courbes ainsi obtenues. Lorsqu'il n'en résultera aucun inconvénient appréciable, on remplacera ces trajectoires orthogonales théoriques par des courbes plus simples, s'en rapprochant le plus possible et parallèles entre elles afin d'avoir la même hauteur d'assise sur toute l'étendue d'un lit; il est clair qu'on obtiendra ainsi une économie de dépense et une plus grande facilité d'exécution.

Il serait trop long d'énumérer toutes les variétés possibles de douelles et, d'ailleurs, cette étude est plutôt du domaine de la stéréotomie; nous nous bornerons donc à indiquer ici les plus fréquentes.

a) *Surfaces de révolution.* — Dans ce cas, si l'on admet que les forces agissantes sont parallèles à l'axe, il est évident que les lits continus devront être tracés suivant les parallèles de la surface et les joints discontinus suivant les méridiens: cette règle devra être également observée si la voûte n'est pas complète, par exemple s'il s'agit d'un pendentif en triangle sphérique.

Si l'on a des intersections de berceaux (voûtes d'arêtes convexes, voûtes en arc de cloître à arêtes concaves) on pourra, comme nous l'avons déjà mentionné, établir des zones de balancement de chaque côté de ces arêtes.

b) *Biais passé gauche.* — On appelle ainsi une sorte de surface conoïdale définie par trois directrices, parmi lesquelles se trouve une ligne droite. Si les deux autres directrices sont des courbes planes — comme c'est ordinairement le cas — il est visible qu'il suffira de couper la surface par des plans contenant cette directrice pour obtenir très simplement toutes les génératrices. Au lieu d'une droite directrice, on pourrait donner un plan directeur, et les plans auxiliaires seraient alors parallèles

à celui-ci. La combinaison de ces deux conditions (droite directrice et plan directeur) donnerait les surfaces conoïdes proprement dites.

c) *Cornes de vache*. — Ce sont des surfaces gauches habituellement définies par deux directrices (arc de tête et courbe tracée sur l'intrados de manière à réaliser une forme d'évasement donnée *a priori*) avec la condition supplémentaire que les droites génératrices rencontrent ces deux directrices sous des angles intérieurs d'un même côté égaux. Parfois on se donne les extrémités correspondantes des deux directrices, on divise celles-ci en un même nombre de parties égales, et l'on trace les génératrices par les points de division correspondants. Dans les cornes de vache, l'appareil est donc basé exclusivement sur la définition géométrique de la douelle, parce qu'on admet que la répartition des forces extérieures est sans influence appréciable sur la stabilité de la voussure.

d) *Généralisation des pendentifs*. — Nous citerons seulement les élargissements réalisés aux abords du Pont de Tours, et dont voici la définition géométrique. La douelle est formée par la rotation autour d'un axe vertical (intersection du plan de tête et du parement du quai à 90° du précédent) d'une demi-ellipse qui se déforme en conservant son axe vertical en grandeur, et dont les sommets décrivent deux courbes données *a priori*. Dans ses deux positions extrêmes, la demi-ellipse coïncide avec la demi-courbe de tête de l'arche de rive. On aurait dû appareiller la douelle en traçant les lits continus suivant les trajectoires orthogonales des méridiens, mais on a préféré une solution approximative plus simple et parfaitement acceptable et qui consiste à décomposer les trajectoires théoriques en trois parties respectivement conte-

nues dans des plans normaux aux méridiens extrêmes et dans un plan horizontal.

25. **Ponts du système Séjourné** ¹. — M. l'Ingénieur en chef Séjourné a été conduit à proposer une solution économique pour la construction de larges ponts en pierre au moyen de deux ponts minces à chaque tête portant un plancher en béton armé (pont du Luxembourg, de Toulouse, etc.).

Dans un grand pont en pierre construit avec les dispositions habituelles, dit cet éminent ingénieur, les matériaux ne travaillent guère qu'à se porter eux-mêmes et sont d'autant plus mal utilisés que l'ouverture et la hauteur de l'ouvrage sont plus grandes. Cela signifie que le travail dû aux surcharges mobiles — celles en vue desquelles le pont est uniquement fait — est très faible par rapport au travail total dû au poids mort et à ces surcharges. Cette constatation est incontestablement la caractéristique des ponts et viaducs en maçonnerie.

M. Séjourné cherche à augmenter le rapport mentionné ci-dessus, mais il est clair que cette augmentation ne peut pas être intégralement profitable, car il semble résulter des lois bien connues de Wœhler que si l'écart entre les limites extrêmes du travail augmente, il faudra diminuer dans une certaine proportion le coefficient usuel de résistance.

D'un autre côté, M. Séjourné constate qu'on n'impose pas aux matériaux l'effort maximum qu'ils pourraient supporter sans inconvénient, et il donne à ce sujet des renseignements très intéressants.

¹ *Revue générale des chemins de fer*, (n° d'octobre 1904).

Les voûtes de 40 mètres de Prarolo et de Maretta (ligne d'Alexandrie à Gênes) ont été construites en 1851-1852, avec des briques s'écrasant en moyenne à $54^{\text{kg}},74$; or, au passage de deux trains la pression maximum à la clef atteint 25 kilogrammes, soit $46/100$ de la charge d'écrasement.

L'arche d'essai de Souppes avait une ouverture ($37^{\text{m}},886$), une flèche ($2^{\text{m}},125$) et une épaisseur ($1^{\text{m}},10$), telles qu'on ne pouvait y tracer de courbe de pression donnant moins de 70 kilogrammes, et la pression maximum devait, par conséquent, être notablement plus considérable. La contre-clef, diminuée au ciseau, tenait encore à une pression de 400 kilogrammes et ne s'est écrasée qu'à 468 kilogrammes, c'est-à-dire sous la charge même de rupture de la pierre.

Dans les grands ponts construits antérieurement au XIX^e siècle (Trezzo, Vieille-Brioude, Lavaur, Gignac) la pression dépassait certainement, au moins dans les premiers temps, la charge d'écrasement des mortiers ; or, il est évidemment illogique de ne pas demander de plus grands efforts à nos matériaux actuels, alors surtout que nous possédons des ciments notablement plus résistants que les anciennes chaux grasses.

M. Séjourné fait ensuite remarquer que dans les ouvrages métalliques le rapport du travail permis à la charge de rupture est de $\frac{25}{100}$ pour les câbles des ponts suspendus et de $\frac{27}{100}$ pour les maîtresses poutres des ponts importants. Or, pour les ponts en maçonnerie, à l'inverse de ce qui a lieu pour les ponts métalliques et surtout pour les ponts suspendus, la surcharge roulante est insigni-

Ciment dur Teil	Au laboratoire de la Société Pavin de Lafarge sur briques normales en 8	1 kilog. de chaux pour 5 kilog. de sable normal (environ 300 kilog. de chaux par mètre cube de sable)	gâché fermé et conservé à l'air	25 ^k	40 ^k	70 ^k	90 ^k	130 ^k	190 ^k	200 ^k	320 ^k	»
Ciment du grappier du Teil	id.	1 kg. de ciment pour 3 kg. de sable normal (environ 500 kg. de ciment par mètre cube de sable)	conservé à l'air	123 ^k	176 ^k	225 ^k	272 ^k	338 ^k	438 ^k	356 ^k	435 ^k	»
Ciment artificiel Vicat N° 1	Au laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées (7 février 1896) sur des briques normales en 8	id.	mortier plastique conservé à l'air humide	209 ^k	311 ^k	387 ^k	454 ^k	530 ^k	»	538 ^k	»	»

moyennes des essais sur 4 échantillons
(6 briquettes essayées par échantillon)

fiance par rapport à la charge morte ; les efforts sont toujours dans le même sens et varient peu ; il n'y a pas d'effort instantané ; le temps qui rouille le métal, qui desserre les rivets, durcit le mortier. Il semble donc qu'il n'y aurait aucun inconvénient à faire travailler les moellons et les mortiers dans les conditions les plus défavorables de surcharge et de température au quart de leur charge d'écrasement.

En conséquence comme, d'une manière générale, les moellons sont plus résistants que le ciment, M. Séjourné estime qu'on pourrait accepter un effort maximum de 45 kilogrammes, 60 kilogrammes et même 75 kilogrammes suivant le mortier employé, la confection et l'épaisseur des joints, le temps passé sur cintre, etc.

En pratique, il n'est guère possible d'atteindre de pareils efforts et cela parce que la pression moyenne à la clef est la somme de deux pressions : celle due aux charges et surcharges placées au-dessus de l'extrados et celle due à la voûte elle-même, tympans compris. En général, ce dernier facteur, de beaucoup le plus important, est à peu près indépendant de l'épaisseur à la clef, du moins pour des intrados rationnels et des élégissements bien compris ; aussi pour obtenir les efforts maxima qu'une voûte peut et doit supporter, il est nécessaire de la charger et la disposition indiquée par M. Séjourné permet de réaliser dans d'excellentes conditions le résultat poursuivi, car à l'économie dans le cube des matériaux s'ajoute celle d'un cintre qui peut être employé deux fois.

Au pont du Luxembourg, la dalle en béton armé a une largeur d'environ 7 mètres pour recouvrir un vide de 6 mètres entre les deux ponts jumeaux ; mais au pont de Toulouse M. Séjourné a prolongé la dalle au delà des têtes

extérieures de manière à mettre les trottoirs en encorbellement. On obtient ainsi une économie qu'aucun autre système ne paraît pouvoir donner, sous réserve de la question d'aspect, et à condition d'avoir la hauteur nécessaire pour loger la dalle au-dessus des ponts jumeaux.

On peut citer aussi la disposition de M. Tavernier¹ dans laquelle les arcs seuls sont en pierre de taille et toute la superstructure en béton armé.

26. **Ponts en béton.** — Les ponts construits en béton sont surtout avantageux dans les pays où la pierre de taille manque et où le gravier abonde ; de même, pour les ouvrages biaisés ou à douelle compliquée, l'emploi du béton supprime toute difficulté d'appareil ; aussi tend-il de plus en plus à se répandre.

Le bétonnage ne s'effectue pas par couches successives, mais par voussoirs transversaux s'étendant d'une tête à l'autre et confectionnés simultanément en plusieurs points différents des cintres, de manière à répartir les charges aussi uniformément que possible. Quelquefois les têtes sont en pierre de taille ou en blocs de béton de ciment moulés d'avance ; cette dernière disposition a été également adoptée pour l'ensemble de la voûte (viaduc de Connecticut-Avenue à Washington : cinq arches de 45^m,75 et deux arches extrêmes de 26^m,40).

Nous citerons comme ouvrages en béton : dans le Wurtemberg, de nombreux ponts sur la ligne de Nurtin-gen à Neuffen (pont sur la Steinach, ouverture : 19^m,60, flèche : 3^m,50, épaisseur à la clef : 0^m,60, aux naissances :

¹ Pont de la gare d'eau Branla, près Lyon (arcs articulés à la clef et aux naissances avec joints coulés en zinc fondu).

1^m,08); à Genève, le pont sur la Coulevrenière (deux arches articulées aux naissances et à la clef : ouverture : 40 mètres, flèche : 5^m,50, épaisseur à la clef : 1 mètre, aux reins : 1^m,40, aux naissances : 1^m,20); en Bavière, les ponts articulés de Lantlach (ouverture : 57^m,16, flèche : 9^m,82) et de Kempten (ouverture des arches : 64^m,50, flèche : 26^m,43, épaisseur à la clef : 1^m,25, aux reins : 2^m,00, aux naissances : 1^m,85)¹.

Le dosage habituellement employé pour le béton des voûtes est en volume : ciment 1, sable 2,5, gravier 5 à 6; pour les voussoirs moulés d'avance destinés au parement on emploie un dosage un peu plus riche : ciment 1, sable 2, gravier 4,5 à 5.

27. Ponts avec articulations. — Les articulations, en fixant les points de passage de la courbe des pressions, font disparaître ou atténuent tout au moins les difficultés qui s'attachent à la détermination de la position exacte de cette courbe. Dans les ponts non articulés, en effet, celle-ci subit des variations assez importantes, mais qu'il est malaisé de préciser, suivant les imperfections d'exécution de la voûte, les mouvements des appuis, les déformations des cintres, les changements de température, etc.; cette incertitude est due, d'une part, à l'insuffisance manifeste des méthodes théoriques de calcul qui ne sont, et ne peuvent être qu'approximatives, d'autre part, à notre ignorance des caractéristiques essentielles (coefficients d'élasticité, de dilatation, etc.), des divers matériaux em-

¹ Voir aussi A. P. C. 1^{er} trimestre, 1902, p. 289 et 296, ponts à Hanovre et sur le chemin de fer de Gürbenthal : même année, 4^e trimestre, p. 325, d'autres exemples de ponts en béton.

ployés pour les voûtes (moellons, mortiers, bétons, etc.), ainsi que des terrains de fondation sur lesquels reposent les appuis.

Il y a donc un avantage théorique incontestable à adopter des articulations dans les arches en maçonnerie, car le problème acquiert alors un degré de précision qui permet de réduire les dimensions de la voûte aux proportions strictement nécessaires et en rapport avec la résistance des matériaux employés ; toute la difficulté réside ensuite dans la réalisation de dispositions pratiques, sûres et efficaces pour les articulations et il semble qu'à ce point de vue il reste à accomplir encore de sérieux progrès.

Dans les ouvrages construits en Wurtemberg de 1882 à 1887 par le président Leibbrand la semi-articulation était obtenue par l'emploi dans les joints de clef et de rupture de bandes de plomb régnant sur le tiers central du joint. L'épaisseur du plomb était de 0^m,015 à 0^m,022 et la largeur du joint était calculée de manière à avoir sur la bande centrale une pression moyenne de 60 kilogrammes par centimètre carré. Cette disposition est évidemment intéressante, mais elle ne constitue guère qu'un palliatif, car, dans une voûte mal conçue ou mal construite, on pourrait parfaitement provoquer l'écrasement du plomb et des voussoirs adjacents ; si le fait ne s'est pas produit, cela peut être attribué aussi bien à l'excellente exécution des voûtes qu'à l'efficacité des joints réduits.

Nous citerons ensuite le pont de Munderkingen (Autriche) construit en 1893 sur le Danube avec une ouverture de 50 mètres et une flèche de 5 mètres seulement. Cet ouvrage entièrement exécuté en béton de ciment a été pourvu de rotules en acier formant articulation à la clef et aux naissances ; chaque joint comportait l'emploi de

dix caissons isolés, noyés dans le béton voisin et portant les rotules. De cette manière on avait la certitude qu'après le décintrement la courbe des pressions passerait par les rotules et que le travail du béton n'excéderait pas la limite fixée (34 kilogrammes $= \frac{1}{10}$ environ de la résistance à l'écrasement du béton après cinq mois d'exposition à l'air); on a, après coup, noyé l'ensemble des articulations dans le béton de façon à rétablir la continuité de la maçonnerie. Il s'agit donc d'un dispositif temporaire permettant de régler d'une manière rigoureuse les conditions de stabilité de la voûte après décintrement. Dans l'espèce on n'était pas sûr de la fixité des appuis et l'on a constaté des mouvements de recul des culées de $0^m,0065$ pour l'une et de $0^m,0036$ pour l'autre. Ces mouvements qui auraient pu avoir des inconvénients graves dans une voûte encastree aussi surbaissée n'ont, pour ainsi dire, pas modifié les conditions de résistance de la voûte articulée.

Cette disposition qui consiste à faire travailler la voûte comme un arc à trois rotules sous son propre poids et comme un arc encastree sous l'action des surcharges a été également appliquée au pont en maçonnerie de Morbegno sur l'Adda (ouverture 70 mètres, flèche 10 mètres).

Dans les ponts déjà cités de la Coulevrenière et de Kempten on a laissé, au contraire, les rotules apparentes de sorte que les arcs fonctionnent constamment comme des arcs articulés; à Kempten, les rotules ont une surface d'appui telle que la charge maximum ne dépasse guère 16 kilogrammes par millimètre carré; cette charge se répartit sur les voussoirs de béton adjacents à raison de $0^{kg},66$ par millimètre carré alors que la résistance du béton est d'au moins 4 kilogrammes.

M. Bourdelles a indiqué une autre disposition des articulations dans le cas où l'on désire s'affranchir de tout entretien ultérieur : il suffit de noyer le métal dans un bain de chaux grasse, de goudron, etc., emprisonné entre deux lames de plomb scellées par leurs bords : au point de vue esthétique il convient alors de masquer ces articulations par des motifs décoratifs.

On a également cherché à obtenir des articulations entièrement en pierre ; dans une des premières applications (1897, pont sur la Eyach, près d'Imnau en Autriche), on a utilisé des pierres de granit très dur qu'on a assemblées à tenon et à mortaise ; mais cet assemblage était évidemment plus nuisible qu'utile, car il diminuait considérablement la résistance propre des pierres. On a essayé ensuite des pierres artificielles s'appuyant par des surfaces cylindriques de rayons différents et courbées dans le même sens. Il résulte de nombreuses expériences que la rupture de ces articulations ne se produit pas par écrasement, mais à la suite d'efforts de traction transversaux ; ce ne sont pas les pierres les plus résistantes à l'écrasement qui supportent les plus fortes charges, mais celles qui sont suffisamment élastiques et surtout parfaitement homogènes. Cette considération a conduit les constructeurs à proposer l'emploi du béton armé ; toutefois les expériences sont trop récentes pour qu'on puisse considérer ces résultats comme définitivement acquis.

PARTIE SYNTHÉTIQUE

CHAPITRE V

ÉTUDE D'UN PROJET. MÉTHODES GÉNÉRALES DE CALCUL

28. **Propriétés mécaniques des maçonneries. Généralités.** — On distingue les maçonneries à pierres sèches, les maçonneries hourdées au mortier et les bétons.

Les premières sont constituées par des pierres simplement juxtaposées de manière à réduire au minimum le vide qui les sépare. Pour obtenir dans ces conditions un massif plein susceptible de résister à des efforts un peu importants, il faudrait donner aux pierres une forme très régulière et les tailler avec le plus grand soin afin d'assurer leur contact par de larges surfaces. C'est ainsi que procédaient les Romains pour leurs ouvrages dont la stabilité était égale, sinon supérieure, à celle des constructions modernes ; mais aujourd'hui, sauf le cas où l'on emploierait des pierres artificielles, il en résulterait une dépense considérable par suite du choix et de la préparation des matériaux ; aussi, en général, n'emploie-t-on la maçonnerie à pierres sèches que pour des travaux dans lesquels les

efforts à supporter sont à peu près négligeables, tels que revêtements, perrés, etc.

Dans les maçonneries hourdées au mortier les pierres sont entourées sur toutes leurs faces d'une matière adhérente qui remplit les vides et établit une liaison entre les parties constitutives du massif. Le mortier de remplissage a pour objet principal de transmettre les efforts de compression d'une pierre à l'autre ; en outre, par suite de son durcissement et de son adhérence aux pierres contiguës, il peut permettre au massif de supporter des efforts de traction ou de cisaillement plus importants que si les pierres étaient simplement juxtaposées. En fait, l'adhérence du mortier aux pierres de même que sa résistance aux efforts de traction sont toujours notablement inférieures à sa résistance aux efforts de compression ; aussi en résulte-t-il que les maçonneries, même hourdées au mortier, ne peuvent guère résister efficacement qu'à des efforts de compression.

La maçonnerie est assisée lorsque les pierres sont disposées par tranches successives, séparées par des couches de mortier. On appelle *assise* chaque tranche ou étage de pierres, *lit* la couche interposée entre deux assises voisines, *joints* les portions de mortier qui remplissent les vides entre les pierres d'une même assise. En général, les assises doivent être orientées de manière à ne supporter, autant que possible, que des efforts de compression.

La maçonnerie de blocage est une maçonnerie dans laquelle, au contraire, on évite soigneusement la présence de lits ou joints un peu étendus. Les couches intermédiaires de mortier sont en effet des surfaces de séparation tout indiquées lorsque les efforts leur deviennent paral-

lèles ; aussi, quand la direction de ceux-ci est inconnue ou très variable, il paraît prudent de s'opposer à la dislocation du massif soit en augmentant le développement des surfaces de séparation, soit en escomptant la résistance propre des pierres aux efforts de cisaillement. Dans tous les cas, pour obtenir un blocage bien plein, c'est-à-dire un massif dans lequel le volume du mortier de garnissage soit réduit au minimum il faut, comme nous l'avons déjà dit, soigner tout spécialement le choix et la mise en œuvre des matériaux.

Le béton ne diffère de la maçonnerie de blocage que par les plus faibles dimensions des pierres et par la façon dont il est employé. Le mélange intime des pierres et du mortier est opéré préalablement et le serrage des lits et joints est obtenu par compression ou damage au moment où le mortier est encore à l'état plastique. D'une manière générale, le volume du mortier dans le béton (35 à 45 %) est plus considérable que dans une maçonnerie de blocage bien confectionnée (25 à 35 %) et surtout que dans une maçonnerie assisée à éléments réguliers (10 à 25 %).

Densité. — La densité d'une maçonnerie dépend essentiellement de la densité de la pierre, de celle du mortier et de la proportion respective de chacun de ces constituants.

Les pierres ont des densités très variables¹ : calcaires tendres : 1,3 à 1,7 ; calcaires durs : 1,7 à 2,7 ; meulières : 1,25 à 1,55 ; grès : 2,1 à 2,3 ; laves : 2 à 2,6 ; granits et porphyres : 2,5 à 2,9 ; briques : 1,7 à 2 ; laitiers : 1,4 à 1,5 ; mâchefer, scories : 0,8 à 1,0, etc.

¹ On consultera à ce sujet le « Répertoire des carrières de pierres de tuille exploitées en 1889. »

La densité du mortier varie avec celle de la matière inerte (sable, laitier, scories), de la matière liante (chaux, ciment), de la quantité d'eau employée, du serrage obtenu par un mélange plus ou moins intime, par une compression plus ou moins énergique, etc.

On peut admettre que la densité des maçonneries varie de 1,0 (béton poreux de mâchefer) à 2,8 (maçonnerie de pierres de taille en granit); le grand écart entre ces valeurs extrêmes suffit pour montrer que c'est seulement au moyen d'expériences directes qu'on peut déterminer approximativement la densité de chaque espèce de maçonneries.

Résistance à la compression. — Les maçonneries étant formées par la juxtaposition de deux matériaux différents (pierres et mortier), c'est surtout par la considération de l'élément le plus facile à désagréger que l'on parviendra à déterminer la résistance de l'ensemble.

Or, en général, le mortier étant beaucoup moins résistant que la pierre ¹, la rupture par écrasement se produira

¹ Exceptionnellement, les mortiers de ciment portland peuvent acquérir une résistance supérieure à celle des calcaires tendres ou des briques.

En ce qui concerne la résistance à l'écrasement des diverses pierres, voir le « Répertoire » déjà cité.

M. de Perrodil a remarqué une certaine relation entre la densité δ des pierres calcaires du bassin de Paris et leur résistance à la rupture par écrasement R. En prenant δ comme abscisses et R comme ordonnées, on obtient une courbe qui affecte une forme hyperbolique, de sorte que la relation peut s'écrire, δ_m étant une densité limite maximum, a et c des constantes :

$$(\delta_m - \delta) (R \pm a) = c \quad \text{d'où} \quad R = \frac{c}{\delta_m - \delta} \pm a.$$

On obtiendrait une relation analogue en admettant que R est une

d'abord dans les lits de mortier et il est clair que ce commencement de désagrégation dépendra de la composition, de la préparation et de l'âge du mortier, du soin apporté dans le remplissage des vides entre les pierres, de la grandeur de ces vides, etc.

Ce dernier facteur a d'ailleurs été mis en évidence par des expériences précises de M. Tourtay dont voici les conclusions :

1° L'écrasement du mortier dans les maçonneries avec joints a lieu sous des pressions bien supérieures à la résistance intrinsèque du mortier, mais très inférieures à la résistance de la pierre.

2° La pression qui produit la désagrégation du mortier est en raison inverse de l'épaisseur du joint, toutes choses égales, de sorte qu'il y a intérêt à réduire l'épaisseur des joints en mortier au minimum compatible avec leur bonne fabrication.

3° Les pierres superposées sans joints donnent des résistances notablement inférieures à celles de la pierre, mais supérieures à celles de la maçonnerie avec joints de mortier, dans les conditions des expériences.

4° Les blocs réunis par un simple coulis de ciment

fonction linéaire de la pression sous laquelle la pierre s'est solidifiée, et en appliquant la formule de Van der Waals (généralisation de la loi de Mariotte). Bien entendu cette relation ne doit s'appliquer qu'à des pierres similaires quant à leur constitution et ne différant entre elles que par la compression plus ou moins énergique de leurs parties élémentaires.

Il serait également très intéressant d'avoir une relation entre $\frac{R}{\delta}$ et δ ; $\frac{R}{\delta}$ représente en effet la hauteur d'écrasement d'une pierre sous son propre poids, et c'est un coefficient qui se retrouve fréquemment dans les calculs relatifs à la Résistance des Matériaux.

paraissent travailler comme des monolithes et donnent des résistances très supérieures à celles des maçonneries avec joints.

De nouvelles expériences ont également démontré que la résistance des lits de mortier dépend de la résistance des pierres contiguës et augmente avec celle-ci ; il en est de même si l'on empêche les dilatations latérales du mortier par une sorte de fretage.

Les anciens errements conduisaient à admettre comme effort maximum dans les maçonneries le dixième et quelquefois une fraction moindre de la charge de rupture à l'écrasement des matériaux les moins résistants, c'est-à-dire du mortier ; nous avons vu précédemment à l'occasion des ponts du système Séjourné que, dans les maçonneries bien soignées, rien ne paraissait s'opposer à augmenter ce taux et à le porter au quart environ, toutefois à la condition expresse d'avoir des joints minces, bien remplis avec du mortier uniformément tassé et au besoin énergiquement maté, et de ne faire supporter ces efforts exceptionnels au mortier qu'au bout d'un certain temps après sa prise complète.

Les tableaux ci-contre qui sont les résultats d'expériences faites au laboratoire de la Société Pavin de Lafarge montrent nettement, en effet, l'influence de l'âge du mortier sur sa résistance.

En ce qui concerne les bétons, le règlement du 20 octobre 1906 sur l'emploi du béton armé prescrit de prendre comme résistance pratique aux efforts de compression les 28 % de la charge d'écrasement de cubes de 0^m,20 de côté, 90 jours après la prise. Les règlements étrangers prescrivent 25 % de la charge d'écrasement après 28 jours.

Dates des ruptures		7 jours	1 mois	3 mois	6 mois	9 mois	1 an	1 an et demi	2 ans	2 ans et demi	3 ans
Essais à l'eau douce	Arra- chement } Chaux pure mortier $\frac{1}{5}$	4,02	8,37	17,33	21,97	24,26	26,41	26 80	27,00	27,20	28,10
		3,30	6,28	11,50	12,27	13,07	13,72	14,81	14,93	14,33	15,71
	Ecrä- sement } Chaux pure mortier $\frac{1}{5}$	40 »	80 »	190 »	276 »	340 »	300 »	366 »	350 »	373 »	370 »
		24 »	50 »	78 »	84 »	94 »	95 »	117 »	132 »	142 »	153 »
Essais à l'air	Arra- chement } Chaux pure mortier $\frac{1}{5}$	4,60	7,40	11,50	15,10	18,80	23,60	39,80	39,80	36,30	38,30
		3,75	7,00	12,00	13,80	16,80	18,80	23,00	24,00	34,00	32,00
	Ecrä- sement } Chaux pure mortier $\frac{1}{5}$	40 »	70 »	120 »	140 »	150 »	240 »	380 »	350 »	375 »	400 »
		25 »	40 »	70 »	90 »	100 »	130 »	190 »	200 »	320 »	320 »

Dates des ruptures			7 jours	1 mois	2 mois	3 mois	6 mois
Essais à l'eau douce	arra- chement	ciment pur	20.36	32.32	36.49	38.03	41.19
		mortier $\frac{1}{3}$	12.15	19.20	24.68	26.42	30.80
	écre- sement	ciment pur	207 »	468 »	621 »	654 »	750 »
		mortier $\frac{1}{3}$	139 »	197 »	259 »	326 »	370 »
Essais à l'air	arra- chement	ciment pur	15.11	23.34	21.74	25.73	30.53
		mortier $\frac{1}{3}$	12.55	16.58	20.10	25.04	32.96
	écre- sement	ciment pur	156 »	288 »	294 »	319 »	358 »
		mortier $\frac{1}{3}$	123 »	176 »	194 »	235 »	272 »
Essais à l'eau de mer	arra- chement	ciment pur	23.20	37.06	35.40	46.29	45.01
		mortier $\frac{1}{3}$	10.91	20.00	21.66	27.33	33.00
	écre- sement	ciment pur	285 »	340 »	415 »	588 »	557 »
		mortier $\frac{1}{3}$	148 »	196 »	233 »	253 »	266 »

9 mois	1 an	1 an et demi	2 ans	2 ans et demi	3 ans	3 ans et demi	4 ans	4 ans et demi	5 ans
43.04	43.82	44.12	46.43	47.83	48.08	47.01	48.35	48.36	49.02
31.02	32.62	33.25	34.58	35.44	34.24	34.37	36.33	35.33	35.60
800 » au-dessus de 800 kilos									
418 »	434 »	506 »	451 »	477 »	506 »	503 »	537 »	509 »	517 »
34.38	39.54	49.89	56.76	55.16	59.02	60.10	63.87	62.24	70.66
35.69	36.04	43.01	38.66	33.54	39.41	»	»	»	»
396 »	452 »	432 »	596 »	578 »	593 »	627 »	794 »	675 »	800 »
363 »	338 »	438 »	356 »	422 »	435 »	»	»	»	»
51.16	46.08	45.91	49.83	53.08	50.16	»	»	»	»
30.83	34.75	33.66	34.41	34.58	34.05	»	»	»	»
383 »	645 »	680 »	680 »	770 »	770 »	»	»	»	»
290 »	383 »	313 »	311 »	405 »	451 »	»	»	»	»

Suivant les cas l'effort maximum par centimètre carré à admettre en pratique peut varier de 5 kilogrammes (béton maigre de chaux) à 40, 60 et même 75 kilogrammes (maçonnerie de pierres dures, très soignée, hourdée au mortier de ciment); nous nous bornerons à indiquer ces valeurs extrêmes et nous répéterons que chaque espèce de maçonnerie possède, suivant sa constitution, son exécution et son âge, une résistance propre que seules des expériences directes peuvent faire connaître approximativement.

Résistance à la traction. — La résistance à la traction des pierres et surtout des mortiers est notablement inférieure à leur résistance à leur compression; cette dernière résistance est environ cinq fois plus élevée pour les mortiers de ciment et dix fois plus élevée pour les mortiers de chaux. Mais un nouveau facteur intervient ici qui ne permet pas d'attribuer à la maçonnerie la même résistance que celle de l'élément le moins résistant: l'adhérence des deux éléments entre eux. Or, cette adhérence est souvent très faible et presque négligeable notamment avec les pierres compactes à grain fin et à surface polie, avec les pierres insuffisamment nettoyées et recouvertes d'une mince pellicule argileuse, avec les pierres schisteuses, avec les pierres poreuses employées sèches et qui absorbent l'humidité du mortier avant qu'il n'ait fait sa prise complète. Les gelées, les variations de température peuvent aussi, sinon supprimer complètement, du moins diminuer considérablement cette adhérence par suite des différences dans la valeur des coefficients de dilatation des deux éléments et des efforts qui en résultent.

M. Tourtay (A. P. C. 1904. I, p. 95) cite les expériences suivantes au sujet des efforts par centimètre carré

ayant produit le décollement de la pierre et du mortier 28 jours après la prise de ce dernier.

Mortier sec maté de ciment portland au $\frac{1}{5}$ et blocs de granit dur compact	3 ^{kg} ,3
Mortier sec maté de ciment portland au $\frac{1}{5}$ et blocs de grès mi-dur un peu poreux	2 ^{kg} ,2
Mortier plastique de même dosage et mêmes pierres : effort un peu inférieur à	1 ^{kg} .
Mortier plastique de même dosage et briques pleines : environ	1 ^{kg} .
Mortier plastique de même dosage et briques creuses : environ	1 ^{kg} ,5

Il résulte des expériences de M. Souleyre (*Génie civil*, 9-16 novembre 1895) que la résistance à la traction des maçonneries et bétons au ciment est sept à huit fois plus faible que leur résistance à la compression ; avec l'emploi de la chaux, elle devient quinze à vingt fois plus faible. Malgré ces dernières indications, et en raison des nombreuses causes susceptibles de supprimer l'adhérence, on ne tient pas compte habituellement de la résistance que les maçonneries peuvent présenter aux efforts d'extension. Lorsqu'il n'est pas possible d'empêcher la production d'efforts de ce genre, il convient de prendre certaines précautions ; par exemple, on choisira des pierres d'une seule pièce (linteaux, escaliers), on remplacera la chaux par le ciment, on rejettera les moellons qui n'adhéreraient pas bien au mortier, on donnera la préférence aux maçonneries de blocage et surtout aux bétons, etc.

Dans certaines conditions exceptionnellement favorables on pourra obtenir une résistance à la traction relativement considérable ; ainsi, M. Cendre cite une adhé-

rence de 10 kilogrammes par centimètre carré obtenue au bout de trois ans entre du ciment Vicat et du calcaire de Sassenage (Isère), mais, en général, il sera prudent de ne compter que sur des résistances beaucoup plus faibles (2 à 3 kilogrammes au maximum).

Résistance au glissement. — Si sur une section plane d'un massif en maçonnerie (surface de séparation possible) il s'exerce une force faisant un angle α avec la perpendiculaire à la section et dont les composantes normale et tangentielle sont N et T, on admet que la condition nécessaire et suffisante pour qu'il n'y ait pas glissement est :

$$\text{tang } \alpha = \frac{T}{N} < f = \text{tang } \varphi \quad \text{ou : } \alpha < \varphi$$

f est le coefficient de frottement mutuel et φ l'angle de glissement mutuel.

Mais cette formule simple n'est applicable en fait que si N et T sont inférieurs à certaines limites ; d'une manière générale, M. Galliot a montré, en effet (*Annales des Ponts et chaussées*, 1893, 2^e sem., p. 111) que les efforts maxima produits par une force oblique sont sensiblement les mêmes que pour une force normale d'intensité

$$N + 5T;$$

au lieu de cette expression on aurait pu en choisir une autre de la forme :

$$\sqrt{N^2 + K^2 T^2}$$

qui se justifierait aisément par des considérations élémentaires ¹.

L'angle de glissement mutuel des pierres sur le mor-

¹ Il suffirait d'admettre que K est égal au rapport des coefficients d'élasticité longitudinale et transversale.

tier encore frais est très faible, mais il augmente rapidement au fur et à mesure que ce dernier prend de la consistance ; dès que la prise est terminée, on peut admettre que $\varphi = 22^\circ$, $f = 0,4$; ces valeurs continuent à augmenter de sorte qu'au bout de quelque temps il n'y a aucun inconvénient à poser $\varphi = 37^\circ$, $f = 0,75$; avec des maçonneries anciennes ces valeurs seraient encore plus élevées mais alors, ainsi que nous l'avons fait observer, la formule ci-dessus ne semble plus applicable, car la cohésion et l'adhérence interviennent.

Résistance au cisaillement. — Cette résistance dépend essentiellement de la forme de la surface de séparation possible. Si celle-ci coïncide avec un lit continu on ne peut guère compter que sur l'adhérence des pierres au mortier : or, nous avons reconnu que cette adhérence est très variable et presque toujours négligeable : c'est le cas, par exemple, des maçonneries assisées dans lesquelles on n'a pris aucune précaution spéciale en vue d'augmenter cette adhérence.

S'il s'agit, au contraire, d'une maçonnerie de blocage ou de béton dont les joints s'entrecroisent dans tous les sens, la séparation du massif ne pourra, en général, s'opérer par cisaillement sans la rupture préalable d'un certain nombre de pierres ; dans ces conditions il ne paraît pas téméraire d'admettre que la résistance au cisaillement puisse atteindre une fraction importante et même la moitié de la résistance à la compression¹. On devra donc proscrire la maçonnerie assisée toutes les fois que la direction des réactions mutuelles entre deux assises sera in-

¹ Le règlement du 20 octobre 1906 (emploi du béton armé) prescrit de limiter les efforts de cisaillement au dixième de ceux admis pour la compression.

connue ou très variable, car sinon on s'exposerait à détruire l'adhérence des assises entre elles et à compromettre la stabilité du massif.

Dilatation des maçonneries. — Les pierres et mortiers ont des coefficients de dilatation linéaire assez variables ainsi que le montrent les valeurs suivantes :

Pierres diverses	4 à 17. 10^{-6}
Béton de ciment (gravillon ou pierres cassées)	10. 10^{-6}
Béton de ciment (galets siliceux)	14. 10^{-6}
Maçonnerie de briques (en long)	5. 10^{-6}
» » » (de champ).	9. 10^{-6}

On voit que pour les bétons ce coefficient est, en général; voisin de celui du fer ou de l'acier (11 à 12. 10^{-6}) ce qui est une justification de l'emploi des armatures métalliques dans le béton de ciment.

Il convient d'ajouter que les maçonneries conduisent très mal la chaleur (pouvoir conducteur : pierres diverses 12 à 25, fer et acier 300 à 400) et que de plus elles ont, en général, des épaisseurs beaucoup plus grandes que ces derniers matériaux dans les ouvrages métalliques ; aussi, exception faite de certains cas particuliers (voûtes très minces, longs murs peu épais, vasques de fontaines, etc.), on peut dire que les massifs de maçonneries subissent des variations de température peu importantes, sans inconvénient pour leur conservation, sauf quelquefois pour la croûte superficielle qui s'effrite et se désagrège. Dans les ouvrages ayant un grand développement (murs de réservoirs, viaducs, ponts, etc.), il n'est pas rare de constater la présence de fissures qui s'ouvrent en hiver et se ferment en été, sans que la stabilité générale en soit compromise.

Elasticité des maçonneries. — On admet que si les efforts ne dépassent pas une certaine limite, les déforma-

tions — ou variations linéaires — sont proportionnelles aux efforts qui les produisent (Loi de Hooke). Ce facteur de proportionnalité (quotient de l'effort unitaire par la déformation de l'unité de longueur) s'appelle *coefficient d'élasticité*. On distingue le coefficient relatif aux efforts de compression (et d'extension) E et celui relatif aux efforts de cisaillement G.

Peu d'expériences ont été faites sur la détermination de G ; on admet cependant que l'on a généralement : $G < \frac{E}{2}$. Ce défaut de renseignements ne présente pas beaucoup d'inconvénients car, ainsi que nous l'avons déjà dit, on cherche autant que possible à éviter les efforts de cisaillement dans les maçonneries.

En ce qui concerne E on peut admettre qu'il varie de 1,8 à 3. 10⁹ pour le ciment Portland pur et de 2 à 4. 10⁹ pour les mortiers et bétons à dosage riche en ciment : on a donné également les valeurs suivantes :

Mortier de chaux	0,4 à 0,5. 10 ⁹
Maçonnerie de pierres de taille	2,5. 10 ⁹
Marbre blanc, granit	6. 10 ⁹
Fer, acier.	18 à 22. 10 ⁹

Il ne faut pas confondre l'élasticité des maçonneries avec les tassements irréguliers qui peuvent être dus soit à une mauvaise confection des mortiers, soit à une exécution défectueuse des lits.

29. **Considérations générales sur la stabilité des voûtes.** — Le problème fondamental à résoudre est le suivant : Etant donné une voûte de dimensions et de matériaux connus, reposant sur des appuis de nature connue,

soumise à des actions d'intensité connue, déterminer les efforts supportés par la voûte en ses différents points.

Ce problème soulève à son tour une question dont l'importance pratique est considérable, mais dont la solution théorique présente, en général, les plus grandes difficultés : Connaissant l'ouverture à franchir, la montée dont on dispose et les charges à supporter, quelle forme convient-il de donner à la fibre moyenne et suivant quelle loi faut-il faire varier l'épaisseur de la voûte pour que les matériaux travaillent aussi uniformément que possible sans que, dans aucun cas, les limites fixées ne soient dépassées ?

Nous avons vu dans un précédent chapitre que l'on peut assimiler les voûtes droites en berceau à une pièce prismatique courbe avec le sens donné à ce mot dans la « Résistance des Matériaux » ; en d'autres termes, la voûte peut être considérée comme engendrée par un profil plan (section transversale) constant ou variable d'une manière lente et continue et qui reste normal à la ligne (fibre moyenne ou axe longitudinal) que son centre de gravité est assujéti à décrire ; plus simplement, la voûte est constituée par des assises ou voussoirs d'épaisseur infiniment petite.

Chacun de ces voussoirs élémentaires est soumis à différentes forces : 1° son propre poids ; 2° les charges permanentes et les surcharges accidentelles qui lui sont appliquées ; 3° les actions moléculaires qui s'exercent sur les deux faces de la part des voussoirs voisins.

1° Le poids du voussoir élémentaire est le produit de son volume par sa densité ; il est appliqué en son centre de gravité qui, par définition, se trouve sur la fibre moyenne.

2° La charge permanente dépend des conditions d'établissement de la superstructure : tympans, remplissage chaussée, couronnement, etc. On admet habituellement que chaque voussoir supporte le cylindre élémentaire vertical ayant pour base la portion que ce voussoir détache sur la surface d'extrados. Cette hypothèse ne serait exacte, absolument parlant, que si la superstructure était un massif homogène, sans cohésion et n'exercant aucune poussée ¹. En fait, les tympans sont rarement homogènes ; ils sont, de plus, constitués par des matériaux liaisonnés entre eux de telle sorte que le long des parois verticales du cylindre élémentaire s'exercent des actions moléculaires horizontales et verticales dont la détermination exacte serait très malaisée ; néanmoins, pour ne pas compliquer à l'excès un problème déjà très difficile, nous conserverons l'hypothèse simpliste admise et nous remarquerons même qu'on peut, sans commettre d'erreur appréciable, faire supporter par le voussoir le cylindre élémentaire qui correspond à la portion détachée sur la surface des fibres moyennes ; cette charge passe alors par le centre de gravité et s'ajoute au poids du voussoir ².

¹ Dans la méthode de calcul de Navier et de Saint-Guilhem on assimile la superstructure à un liquide pesant dont la pression est normale à la surface d'extrados.

² Pour être exact, il faudrait procéder de la manière suivante : sur la surface d'extrados il s'exerce de la part de la superstructure une action élémentaire qui, composée avec le poids du voussoir, donne une résultante élémentaire ; lorsque l'épaisseur du voussoir diminue indéfiniment, cette résultante rencontre celui-ci en un point limite ω dont le lieu constitue une courbe continue. D'autre part, si l'on porte bout à bout en sens, direction et intensité, les résultantes élémentaires agissant sur les voussoirs successifs on obtient également une courbe continue ; il est clair dans ces conditions que

D'autre part, on peut remplacer la superstructure réelle par une autre fictive, homogène, de même densité que la voûte et telle que la charge supportée par un voussoir élémentaire soit représentée précisément par l'ordonnée correspondant à son centre de gravité et comprise entre la surface d'extrados et la surface d'arasement de cette superstructure fictive.

En ce qui concerne les surcharges (piétons, voitures, trains, etc.), on admet également qu'elles peuvent être appliquées directement à la voûte en faisant abstraction de la superstructure qui sert d'intermédiaire et qui, en réalité, étale ces surcharges sur une plus grande portion de la surface d'extrados. Il est aussi loisible de transformer ces surcharges comme nous l'avons fait pour la superstructure proprement dite et d'obtenir de cette manière des surfaces d'arasement variables avec la composition et l'intensité des surcharges considérées¹. En général, on se borne à examiner la plus lourde surcharge unitaire et à la répartir uniformément sur toute la surface de la chaussée; on procède de même à l'égard des trottoirs et accotements réservés à une circulation spéciale. Il convient de remarquer, en effet, qu'en raison de la prédominance du poids

pour avoir en position la résultante agissant sur un voussoir infinitésimal il suffit de mener par le point ω correspondant une parallèle à la tangente à la courbe des résultantes élémentaires, au point qui lui correspond.

¹ On peut admettre, par exemple, les conditions d'épreuve imposées par le règlement du 29 août 1891 sur les ponts métalliques ou plus simplement adopter les surcharges uniformes par mètre carré de 600 kilogrammes pour les ponts-routes et de $\frac{4000^2g}{3l}$ pour les ponts-rails, l étant l'ouverture de la voûte.

de la voûte et des charges permanentes par rapport aux surcharges accidentelles, l'influence de celles-ci est beaucoup plus faible dans les ponts en maçonnerie que dans les ouvrages métalliques ; aussi, une erreur d'appréciation dans la détermination du maximum de ces surcharges est-elle, en général, sans inconvénient au point de vue des applications pratiques.

3° Il nous reste enfin à examiner les actions moléculaires qui s'exercent sur chacune des faces du voussoir. On admet que ces actions sont réductibles à une force unique et, puisque le voussoir est en équilibre, on en conclut qu'une de ces résultantes est égale et directement opposée à la somme géométrique de l'autre et des différentes forces appliquées au voussoir (poids, charge, surcharge,) qui, par hypothèse, sont connues. En d'autres termes, si l'on connaît la résultante des actions moléculaires sur une face d'un voussoir, il sera facile de déterminer la résultante sur l'autre face et, en procédant par cheminement, on obtiendra la résultante sur toutes les sections transversales de la voûte.

Le polygone obtenu en joignant les points d'application des résultantes successives devient à la limite une courbe qu'on appelle *courbe des pressions* (fig. 82) ; cette notion si utile a été introduite par Méry et elle joue depuis un rôle essentiel dans la théorie de la stabilité des voûtes : aujourd'hui, on dirait plus simplement que cette courbe est le polygone (limite) funiculaire de l'action exercée sur une section transversale initiale de la voûte et des différentes forces infinitésimales (poids, charge, surcharge) appliquées aux voussoirs élémentaires compris entre cette section initiale et la section considérée.

Nous renverrons aux divers ouvrages de statique gra-

phique pour l'étude géométrique de ce polygone ou courbe funiculaire et nous nous bornerons à en donner ici les propriétés analytiques les plus importantes ¹.

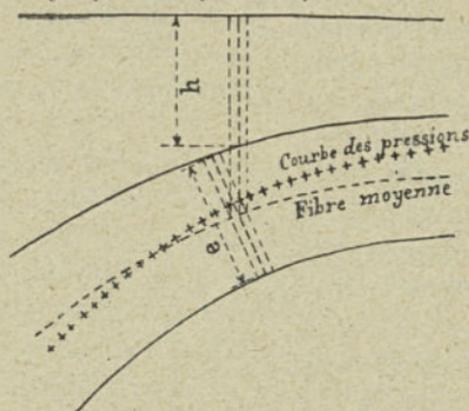


Fig. 82. — Courbe des pressions

Appelons δ la densité des matériaux de la voûte, e son épaisseur au point considéré, h la hauteur de la charge et surcharge fictives, ds l'épaisseur du voussoir élémentaire comptée suivant la fibre moyenne, x, y , les coordonnées courantes de cette courbe, α l'angle de l'élément ds avec l'horizontale.

Appelons de même $F, F + dF$ les actions qui s'exercent sur chacune des faces du voussoir, ds_1 la longueur de l'élément correspondant de la courbe des pressions, x_1, y_1 , les coordonnées courantes de cette courbe ¹, α_1 l'angle de l'élément ds_1 avec l'horizontale.

¹ Sur le tracé de cette courbe par les procédés de l'intégration graphique, voir : D'OCAGNE, 7, p. 89.

² D'après notre hypothèse, le point d'application de la résultante des actions moléculaires se trouve sur la verticale passant par le centre de gravité du voussoir élémentaire.

On a évidemment :

$$ds = \cos(\alpha - \alpha_1) ds_1.$$

Les trois forces appliquées au voussoir :

$$\varphi dx = \delta(eds + hdx), \quad F, \quad - (F + dF)$$

sont en équilibre : on a donc en projetant suivant les deux axes et en observant que φdx est verticale :

$$d\left(F \frac{dx}{ds_1}\right) = 0, \quad d\left(F \frac{dy_1}{ds_1}\right) = \delta(eds + hdx).$$

De la première on déduit :

$$F \frac{dx}{ds_1} = c^{te} = Q.$$

La composante horizontale de toutes les actions est constante (résultat qu'on aurait pu obtenir par des considérations élémentaires sur la composition des forces) et s'appelle la *poussée* de la voûte.

En substituant dans la seconde relation, on a :

$$d\left(Q \frac{dy_1}{dx}\right) = Q \frac{d^2y_1}{dx^2} dx = \delta\left(e \frac{ds}{dx} + h\right) dx = \varphi dx$$

ou :

$$Q \frac{d^2y_1}{dx^2} = \varphi;$$

c'est l'équation différentielle de la courbe des pressions.

Si nous prenons les composantes de φdx suivant la tangente ($\varphi_t dx$) et suivant la normale ($\varphi_n dx$) à la courbe des pressions, nous aurons, en négligeant les infiniment petits du second ordre et en appelant ρ_1 le rayon de courbure de cette dernière courbe :

$$\varphi_t dx = \frac{dF}{ds_1} ds_1, \quad \varphi_n dx = \frac{F}{\rho_1} ds_1$$

d'ailleurs :

$$\rho_1 = \frac{\left(1 + \left(\frac{dy_1}{dx}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y_1}{dx^2}} = \frac{1}{\frac{d^2y_1}{dx^2} \cos^3 \alpha_1}$$

et, par suite :

$$\varphi_n dx = F \frac{d^2y_1}{dx^2} \cos^3 \alpha_1 ds_1$$

relation qui ne diffère pas de la précédente puisque :

$$\varphi_n = \varphi \cos \alpha_1, \quad F \cos \alpha_1 = Q.$$

Nous avons vu que pour tracer la courbe des pressions il faut connaître en grandeur et en direction la résultante des actions moléculaires qui s'exercent sur une section transversale déterminée ; en d'autres termes, il faut avoir un point de la courbe, la tangente et la dérivée seconde (ou le rayon de courbure) en ce point. Cela fait trois conditions qui, théoriquement, peuvent être choisies d'une manière arbitraire ; l'équation différentielle ci-dessus renferme également trois constantes arbitraires, savoir : la valeur inconnue de Q et les valeurs initiales $(y_1)_0$ et $\left(\frac{dy_1}{dx}\right)_0$. Mais le problème peut aussi être résolu en se donnant ces trois conditions sous une autre forme, par exemple : trois points de la courbe¹, deux points et l'intensité de la poussée, deux points et la tangente en l'un d'eux², etc.

Le problème qui consiste à tracer la courbe des pressions correspondant à une voûte déterminée est sans doute très compliqué ; la solution exacte dépend, en effet,

¹ Voir FLAMANT. — *Stabilité des constructions*, p. 166.

² Voir RESAL. — *Ponts en maçonnerie. Stabilité des voûtes*, p. 81.

non seulement de la constitution de la voûte et des charges qu'elle supporte, mais aussi de la manière dont cette voûte a été construite, de la rigidité de son cintre, du serrage des voussoirs, de l'âge des mortiers et de la température au moment du décintrement, de la rapidité plus ou moins grande de cette dernière opération, etc. ; dans un certain sens, on peut dire qu'une voûte est un organisme individuel et que les réactions qu'elle oppose aux causes extérieures sont déterminées, non seulement par son état actuel, mais aussi en partie par ses états antérieurs ; toutefois, en compliquant ainsi la question et en introduisant des éléments en quelque sorte historiques et héréditaires, on arriverait à annihiler le rôle de la science et, sous prétexte d'une rigueur chimérique, à entraver son développement au point de vue surtout des applications pratiques qui en sont les heureuses conséquences. Il faut répondre à cette doctrine faussement scientifique que, si une solution absolument exacte est aujourd'hui impossible à obtenir, on peut, dans beaucoup de cas, se contenter d'une solution approximative ; chaque jour des progrès se réalisent soit dans la connaissance des matériaux, soit dans leur mise en œuvre, soit dans l'interprétation mathématique des phénomènes observés ; dans ces conditions, il apparaît comme évident que l'approximation de la solution ira constamment en augmentant, sans cependant qu'on puisse jamais parvenir à la solution rigoureusement vraie ; il semble donc, qu'en pratique, les solutions approximatives sont seules réellement utilisables et fécondes, mais les efforts des théoriciens purs ne sont ni vains, ni stériles, car la poursuite de la solution idéale est en somme le ferment qui provoque et le phare qui guide toutes les recherches.

Nous aurons donc à examiner sommairement les principales étapes parcourues pour arriver à une solution de plus en plus approchée du problème de la stabilité des voûtes.

30. Rappel des principes généraux de la résistance des matériaux. — Considérons un voussoir élémentaire d'épaisseur ds ; si cette épaisseur est suffisamment réduite, on peut admettre que le poids du voussoir et les charges extérieures sont négligeables; dans ce cas limite, les actions qui s'exercent sur chacune des deux faces sont égales et directement opposées. D'une manière tout à fait générale, ces actions sont réductibles à une résultante unique passant par le centre de gravité et à un couple qu'on peut représenter par un vecteur tracé également à partir de ce point; la résultante F aura une composante normale à la face F_n (effort de compression ou de tension) et une composante tangentielle F_t (effort de cisaillement appelé aussi effort tranchant); le couple M se décomposera de même en un couple normal (ou de torsion) M_n , et en un couple tangentiel (ou de flexion) M_t .

Réciproquement, à des composantes données de F et de M correspondra sur la face considérée une répartition des actions moléculaires, ou mieux une infinité de répartitions possibles, car le problème est évidemment indéterminé; c'est pour le résoudre, au moins approximativement et de la manière la plus simple et la plus commode, qu'interviennent les hypothèses fondamentales de la Résistance des Matériaux.

1) On admet que les actions ayant F_n pour résultante sont uniformément réparties sur toute la surface Ω de la section transversale considérée; l'effort unitaire est alors

$\frac{F_n}{\Omega}$, et si l'on donne le signe + aux efforts d'extension et le signe - à ceux de compression, l'allongement d'un élément de fibre dl sera :

$$\frac{F_n dl}{E\Omega}$$

Le travail de la déformation sera pour l'élément $d\Omega$:

$$\frac{1}{2} \frac{F_n^2 dld\Omega}{E\Omega^2}$$

car il faut tenir compte de ce fait que l'effort F_n n'est pas appliqué brusquement, mais d'une manière progressive par des valeurs variant de 0 à F_n .

Pour l'ensemble du voussoir, le travail total sera :

$$\mathcal{C} = \frac{F_n^2}{2E\Omega^2} \int dld\Omega = \frac{1}{2} \frac{F_n^2}{E\Omega^2} d\mathcal{V} = \frac{1}{2} \frac{F_n^2}{E\Omega^2} \Omega ds = \frac{1}{2} \frac{F_n^2 ds}{E\Omega}$$

La répartition uniforme est une conséquence de la loi bien connue du trapèze dont les applications paraissent suffisamment exactes ; on pourrait arriver à une solution un peu moins simpliste et sans doute plus conforme à la réalité des faits en traçant sur la section des lignes homothétiques au contour extérieur¹, et en admettant que dans la région comprise entre deux lignes infiniment voisines la répartition est uniforme, mais que, d'une région à la suivante, elle suit une loi plus ou moins compliquée.

Soient ρ le rayon vecteur correspondant à un point in-

¹ Pour que ce procédé soit applicable, il faut que la section soit pleine ; s'il y avait un ou plusieurs trous, la définition des lignes d'égale action deviendrait beaucoup plus compliquée.

térieur et R celui qui correspond au point homothétique situé sur le contour ; en posant :

$$u = \frac{\rho}{R} \quad \text{avec} \quad 0 < u < 1$$

on pourra définir la loi de répartition par la fonction :

$$f(u) = f\left(\frac{\rho}{R}\right)$$

et l'on aura :

$$\begin{aligned} F_n &= \int f(u) d\Omega = \iint f(u) \rho d\rho d\omega = \iint 2f(u) u du \frac{R^2 d\omega}{2} \\ &= 2\Omega \int_0^1 f(u) u du. \end{aligned}$$

Si, par exemple, on pose $f(u) = K(1 - \lambda u^2)$, ce qui correspond à une répartition parabolique, on trouvera facilement :

$$f(u) = \frac{F_n}{\Omega} \frac{1 - \lambda u^2}{1 - \frac{\lambda}{2}}$$

Le maximum de l'effort unitaire se produit au centre de gravité :

$$u = 0, \quad f(0) = \frac{F_n}{\Omega} \frac{1}{1 - \frac{\lambda}{2}}$$

le minimum se produit sur le contour :

$$u = 1, \quad f(1) = \frac{F_n}{\Omega} \frac{1 - \lambda}{1 - \frac{\lambda}{2}}$$

Si l'on admet que ces efforts sont de même signe, il faut que $\lambda < 1$.

En ce qui concerne le travail de déformation, il sera égal à :

$$\begin{aligned}\bar{c} &= \iint \frac{1}{2} f(u) \frac{f(u)}{E} d\Omega dl = \frac{dl}{2E} \iint (f(u))^2 \rho d\tau d\omega \\ &= \frac{R^2 dl d\omega}{2E} \int_0^1 (f(u))^2 u du\end{aligned}$$

A une première approximation, on peut faire $dl = ds$, il vient alors :

$$\bar{c} = \frac{\Omega ds}{E} \int_0^1 (f(u))^2 u du.$$

En particulier, si l'on a :

$$f(u) = K(1 - \lambda u^2)$$

il viendra :

$$\bar{c} = \frac{1}{2} \frac{F_t^2 ds}{E\Omega} \left(1 + \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{2 - \lambda} \right)^2 \right).$$

2) Examinons en second lieu la répartition de l'effort tranchant F_t ; à une première approximation on peut admettre qu'il se répartit uniformément sur toute la surface Ω de la section, de sorte que l'effort tranchant unitaire — parallèle à F_t — est égal à $\frac{F_t}{\Omega}$, le glissement longitudinal à $\frac{F_t dl}{G\Omega}$ et le travail de déformation à :

$$\frac{1}{2} \frac{F_t^2 ds}{G\Omega}.$$

Mais cette hypothèse simpliste se trouve ici en contradiction formelle avec une conséquence de la théorie mathématique de l'élasticité ; on sait, en effet, que si l'on a deux éléments plans perpendiculaires entre eux, les efforts

tangentiels normaux à la droite d'intersection sont égaux ; or, sur la périphérie du vousoir, il ne s'exerce par hypothèse aucun effort tangentiel appréciable ; il faut donc qu'aux points où la direction de F_t est normale au contour la répartition conduite à une valeur nulle (ou négligeable) de l'effort tangentiel correspondant.

Cette considération peut conduire à adopter comme loi de répartition une fonction $f(u)$ nulle sur toute l'étendue du contour, c'est-à-dire pour $u = 1$; on peut poser, par exemple :

$$f(u) = K(1 - u^n) = K\left(1 - \frac{\rho^n}{R^n}\right)$$

et l'on trouve facilement :

$$\begin{aligned} F_t &= \iint K(1 - u^n) \rho d\rho d\omega = \int \frac{R^2 d\omega}{2} 2K(1 - u^n) u du \\ &= \Omega K \frac{n}{n+2} \end{aligned}$$

d'où :

$$K = \frac{F_t}{\Omega} \left(1 + \frac{2}{n}\right).$$

En ce qui concerne le travail de déformation, on trouverait :

$$\bar{C} = \frac{1}{2} \frac{F_t^2}{G\Omega} \frac{n+2}{n+1}.$$

On pourrait aussi, comme dans la théorie ordinaire de la flexion, décomposer la section en bandes rectilignes infiniment minces, normales à la direction de l'effort tranchant et admettre une répartition uniforme à l'intérieur de chacune des bandes et une loi parabolique d'une bande à l'autre. Il est nécessaire, en effet, d'après ce qui vient d'être dit, que l'effort unitaire soit nul dans les bandes

tangentes au contour, d'où l'impossibilité d'admettre une loi de répartition linéaire.

Il convient, d'ailleurs, de remarquer que dans les constructions en maçonnerie les efforts de cisaillement sont, en général, très faibles et que par suite, les incertitudes qui peuvent régner sur leur répartition sont sans inconvénient appréciable au point de vue du résultat final.

3) Examinons la répartition du moment tangentiel ou de flexion M_t . On admet habituellement que le vecteur représentatif de ce moment mené par le centre de gravité peut être considéré comme un axe de rotation autour duquel tourne la section dans son mouvement de déformation ; les efforts et les déplacements élémentaires sont dès lors normaux à la section et proportionnels à la distance de l'élément à cet axe ; si donc v et Kv représentent la distance de l'élément $d\Omega$ à l'axe et l'effort unitaire correspondant, on aura en prenant les moments :

$$M_t = \int K v^2 d\Omega = KI.$$

I est le moment d'inertie de la section par rapport au vecteur représentatif du moment M_t .

Si I_x et I_y sont les moments d'inertie principaux de la section et α l'angle de ce vecteur avec l'axe des x , on sait que l'on a :

$$I = I_x \cos^2 \alpha + I_y \sin^2 \alpha.$$

L'effort unitaire en un point est donc : $\frac{M_t v}{I}$, l'allongement de la fibre ds : $\frac{M_t v}{EI} ds$ et le travail de déformation :

$$\int \frac{1}{2} \frac{M_t^2 v^2}{EI^2} d\Omega = \frac{1}{2} \frac{M_t^2}{EI} ds.$$

On pourrait généraliser les résultats qui précèdent et décomposer la section en bandes rectilignes infiniment minces parallèles au vecteur représentatif de M , en admettant une loi de répartition plus générale d'une bande à l'autre ; mais la solution que nous venons d'indiquer est suffisamment approchée et les nombreuses conséquences pratiques qui en ont été déduites semblent démontrer l'inutilité de chercher une solution plus exacte.

4) Il nous reste à examiner la répartition de la composante M_n ; ainsi que nous l'avons fait remarquer à propos de F_t , les constructions en maçonnerie sont conçues de manière à ne pas donner naissance à des efforts tangentiels importants ; aussi, une erreur commise dans la répartition de ces efforts ne présente-t-elle pas d'inconvénient appréciable.

Habituellement, on admet que sous l'action de M_n la section glisse sur elle-même en tournant autour du vecteur représentatif de M_n , tracé à partir du centre de gravité ; la direction de l'effort unitaire en un point est normale au rayon vecteur et son intensité proportionnelle à ce rayon vecteur.

Appelant K_ρ cet effort et prenant les moments, on a :

$$M_n = \int K_\rho r^2 d\Omega = KI_p$$

I_p est le moment d'inertie polaire de la section par rapport au centre de gravité, et l'on sait que : $I_p = I_x + I_y$.

L'effort est donc égal à $\frac{M_n \rho}{I_p}$, la déformation à $\frac{M_n \rho^2}{GI_p} dl$ et le travail de déformation à :

$$\int \frac{M_n^2 \rho^2 dl d\Omega}{2 GI_p^2} = \frac{M_n^2 ds}{2 GI_p}$$

Mais on n'a pas vérifié, sauf dans certains cas particuliers, que l'ensemble de ces efforts conduit à une résultante nulle ; en outre, l'application du principe déjà cité pourrait imposer un effort unitaire nul en certains points du contour, ce qui serait en contradiction avec la répartition admise. Pour répondre à ces objections, on pourrait conserver la direction de l'effort normale au rayon vecteur, mais adopter comme loi de répartition une expression plus générale $Kf(u)$ valable sur une bande infiniment mince et homothétique au contour.

En prenant les moments, on aura :

$$M_n = \int K \rho f(u) d\omega = \int \int K f(u) \rho^2 d\zeta d\omega = K \int R^3 d\omega \int f(u) u^2 du,$$

ce qui permet de déterminer le coefficient K ; mais, en général, on pourra se contenter de l'hypothèse simple faite en premier lieu.

Connaissant les efforts unitaires partiels dus à chacune des composantes, il suffira d'en faire la somme géométrique pour obtenir l'effort total ; les efforts dus à $F_n \left(\frac{F_n}{\Omega} \right)$ et à $M_t \left(\frac{M_t v}{I} \right)$ sont normaux à la section, et ils s'ajouteront ou se retrancheront selon leur signe ; soit R_n cette somme ; les efforts tangentiels dus à $F_t \left(\frac{F_t}{\Omega} \right)$ et à $M_n \left(\frac{M_n \rho}{I_p} \right)$ se composeront d'après la règle du parallélogramme ; soit R_t cette résultante ; l'effort total R aura comme composantes R_n et R_t , et l'on aura :

$$R = \sqrt{R_n^2 + R_t^2};$$

on procédera de même en ce qui concerne les déforma-

tions ; quant au travail total de déformation il sera évidemment égal à la somme arithmétique des travaux partiels.

Avant de revenir à la théorie de la stabilité des voûtes, nous rappellerons sommairement les solutions de deux questions que nous aurons l'occasion d'utiliser dans la suite. Ces deux questions sont les suivantes :

A) En admettant que les actions moléculaires soient normales à la section considérée et réparties suivant une loi linéaire, on demande dans quelle région doit se trouver le point d'application de la résultante pour que toutes ces actions soient du même signe (détermination du noyau central).

B) Dans la même hypothèse, on se donne le point d'application de la résultante (lequel peut se trouver en dehors du noyau central), on demande quelles doivent être les valeurs extrêmes de l'intensité de cette résultante pour que les efforts unitaires maxima de compression et d'extension restent inférieurs à des limites données ¹ (détermination des valeurs extrêmes des résultantes)

A) Nous avons vu précédemment que si les actions ont une résultante F et un moment M l'effort unitaire R en un point est égal à :

$$R = \frac{F}{\omega} + \frac{Mv}{I}$$

¹ On admet que les régions sur lesquelles les efforts dépassent les limites conventionnelles sont inutilisables pour la résistance et qu'il s'y produit des écrasements ou des fissures. En fait, au moins pour les efforts de compression ne dépassant pas une limite, il serait sans doute plus exact de supposer que ces régions supportent les efforts maxima conventionnels. (Voir PIGEAUD. *Méthode de calcul des ponts en ciment armé*. A. P. C., 1908, VI, p. 7.)

I est le moment d'inertie par rapport à la droite menée par le centre de gravité parallèlement au vecteur représentatif de M , v est la distance (positive ou négative) du point à cette droite.

Donc, pour tous les points situés sur une parallèle à cette droite et à une distance v_0 :

$$v_0 = - \frac{FI}{M\Omega},$$

on aura $R_0 = 0$; c'est ce qu'on appelle la *ligne neutre*.

D'après un théorème facile à démontrer et qui présente d'ailleurs une analogie complète avec la détermination du centre de percussion ¹, le point d'application de la résultante est l'antipôle de la ligne neutre par rapport à l'ellipse centrale d'inertie de la section considérée.

Si nous admettons que toutes les actions sont de même signe, il est clair que la ligne neutre sera entièrement extérieure à la section ; tout au plus pourra-t-elle devenir tangente au contour à la condition de ne pas couper la section ; il suffira donc de faire rouler une droite sur le contour sans la laisser pénétrer à l'intérieur et d'en prendre les antipôles successifs pour obtenir le contour du noyau central.

Nous rappellerons que, pour une ellipse, le noyau central est une ellipse homothétique réduite dans le rapport du $\frac{1}{4}$; pour un parallélogramme, le noyau central est un autre parallélogramme dont les côtés sont parallèles aux diagonales du premier et égaux au $\frac{1}{6}$ de ces diagonales.

En particulier, si, dans un pont biais, nous considérons

¹ Voir FLAMANT : *Stabilité des constructions*, p. 67.

une tranche de faible épaisseur parallèle aux têtes, nous voyons que la section transversale affecte une forme rectangulaire près de la clef et qu'elle se déforme progressivement de façon à devenir un parallélogramme au droit des retombées ; il sera indispensable de tenir compte de cette variation du noyau central dans l'étude de la stabilité de cette tranche si l'on admet que la maçonnerie n'est pas susceptible de résister à un effort d'extension, si faible qu'il soit.

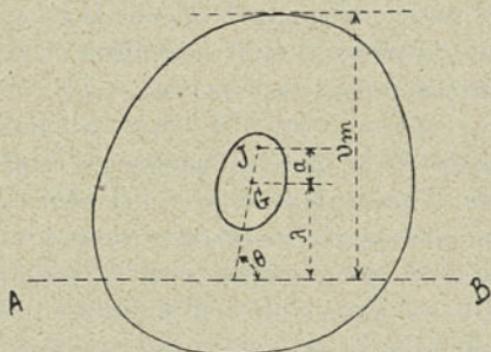


Fig. 83. — Détermination des valeurs maxima des résultantes.

B) Soit F la force d'intensité inconnue (fig. 83) et a la distance de son point d'application J au centre de gravité G : on a évidemment :

$$M = Fa$$

Par suite, l'effort unitaire R en un point est :

$$R = \frac{F}{\Omega} + \frac{Mv}{I} = F \left(\frac{1}{\Omega} + \frac{av}{I} \right).$$

La parenthèse acquiert son maximum lorsque le point considéré est sur le contour à la plus grande distance possible v_m de la ligne neutre AB ; nous rappelons que

celle-ci est l'antipolaire de J par rapport à l'ellipse centrale d'inertie ; sa direction est donc conjuguée de GJ et si l'on appelle θ l'angle de ces deux directions on aura :

$$I = \Omega \frac{a \cdot \lambda}{\sin \theta},$$

λ étant la distance de G à la ligne neutre AB.

Si donc R_m est l'effort maximum, il vient :

$$R_m = F \left(\frac{1}{\Omega} + \frac{av_m \sin \theta}{\Omega a \lambda} \right) = \frac{F}{\Omega} \left(1 + \frac{v_m \sin \theta}{\lambda} \right).$$

Pour :

$$\begin{aligned} a = 0 & \quad , \quad F = R_m \Omega \\ a = \infty & \quad , \quad F = 0. \end{aligned}$$

Si sur chaque point de la section nous élevons une perpendiculaire égale à F, nous voyons que cette valeur doit être comprise entre deux limites : $+ KR_c \Omega$ pour les efforts d'extension et $- KR_c \Omega$ pour ceux de compression¹ ; $K = 1$ pour le centre de gravité et devient nul lorsque le point d'application s'éloigne à l'infini ; les deux surfaces représentatives limites ont donc le plan de la section comme plan asymptotique.

En particulier, dans le cas d'une section ayant la forme d'un parallélogramme, si nous coupons les surfaces représentatives par des plans normaux à la section et parallèles aux côtés, nous obtenons comme courbes d'intersection des hyperboles équilatères dont les asymptotes sont d'une part la trace du plan considéré sur le plan de la section et d'autre part la perpendiculaire à cette trace menée par le sommet du noyau central. Comme on connaît d'ailleurs

¹ R. et R_c désignent les efforts maxima unitaires d'extension et de compression.

la valeur de F_m pour le centre de gravité, ces hyperboles (ou mieux fragments d'hyperboles) sont entièrement déterminées.

Dans le cas où l'on admet que la maçonnerie ne peut supporter aucun effort d'extension, les considérations précédentes ne sont valables que si le point d'application J reste à l'intérieur du noyau central. Lorsque ce point sort du noyau, il faut nécessairement éliminer une certaine région de la section sur laquelle s'exerceraient des efforts d'extension et effectuer la répartition de ceux de compression sur la portion restante. Le problème devient alors excessivement compliqué, car toute modification de la section entraîne en général un déplacement du centre de gravité, une déformation de l'ellipse centrale d'inertie, etc.; c'est seulement pour des contours très simples que cette étude peut être abordée analytiquement.

Mais une circonstance favorable rend heureusement à peu près inutiles les essais que l'on serait tenté de faire pour obtenir une solution rigoureuse de la question. Il est évident, en effet, que lorsque le point d'application s'approche du contour, la surface sur laquelle peuvent s'exercer des efforts unitaires de compression limités diminue indéfiniment de telle sorte que pour une résultante appliquée en un point du contour l'intensité maximum doit être nulle.

Dans ces conditions, la surface représentative limite devient fermée (à distance finie) et elle comprend la section considérée dont le contour se raccorde avec la partie de la surface déjà étudiée correspondant au noyau central; on voit ainsi qu'une erreur commise dans la manière dont ce raccordement s'opère est sans inconvénient appréciable au point de vue du résultat cherché.

En particulier, dans le cas d'un contour en forme de parallélogramme, les hyperboles équilatères déjà étudiées sont remplacées à l'extérieur du noyau central par des droites qui leur sont tangentes et qui aboutissent au contour. On obtient ainsi le profil limite utilisé dans la méthode de M. A. Durand-Claye pour la vérification de la stabilité des voûtes.

31. Théorie du coin de Lahire et d'Eytelwein.

Formule de Navier. — Dans les premières théories sur la stabilité des voûtes, on assimilait chaque voussoir à un coin pénétrant de force entre les deux voussoirs voisins ; même certains auteurs, désireux de simplifier le problème ou ignorant la valeur du coefficient de frottement des voussoirs les uns sur les autres admettaient que les lits étaient des surfaces infiniment polies sur lesquelles des réactions normales pouvaient seules s'exercer. Cette hypothèse de Lahire (1712), par trop imitée des méthodes idéales de la mécanique rationnelle, conduisait à des formes d'extrados inacceptables ; en particulier, dans un plein-cintre, les voussoirs des naissances dont les lits sont horizontaux n'auraient pu résister à une poussée parallèle, même très faible, à moins d'avoir un poids infiniment grand.

Eytelwein perfectionna la théorie en faisant intervenir le frottement des voussoirs entre eux ; mais son erreur — qui fut d'ailleurs partagée pendant longtemps par les techniciens et les théoriciens — était de croire que les voûtes s'effondrent par suite d'un glissement excessif des voussoirs sur les plans de lit ; il fallut attendre les recherches de Couplet (1730) et de Coulomb (1773), les observations de Perronet et surtout les expériences de

Boistard (1822) pour faire abandonner cette fausse conception.

La théorie d'Eytelwein ne pouvait donc être appliquée à l'ensemble d'une voûte car, à partir d'une certaine excentricité des efforts, le glissement des voussoirs est remplacé par une rotation avec ouverture des lits; mais en se bornant à considérer un voussoir — et en particulier un voussoir de clef infinitésimal — cette théorie, interprétée correctement, permettait d'arriver à un résultat très important.

Ce résultat, connu sous le nom de formule de Navier, s'énonce comme il suit : Dans une voûte symétrique, la poussée est égale à la charge à la clef par unité de longueur horizontale (voûte, charge, surcharge) multipliée par le rayon de courbure de l'intrados, disait Navier, de la fibre moyenne, disaient ses commentateurs et, en réalité, de la courbe des pressions.

Nous avons vu précédemment en effet que si F est l'action résultante qui s'exerce sur la face d'un voussoir infinitésimal, $\frac{ds_1}{\rho_1}$ l'angle de contingence de la courbe des pressions, $\varphi_n dx$ la composante des forces extérieures (poids du voussoir, charge, etc.) suivant la normale à la courbe des pressions, on a :

$$\varphi_n dx = F \frac{ds_1}{\rho_1}.$$

Or, en prenant dans une voûte symétrique le voussoir infinitésimal de clef, il est clair que la résultante F sera horizontale et égale à la poussée Q , et l'on aura :

$$\varphi_n dx = (h_0 + e_0) \delta ds,$$

e_0 étant l'épaisseur à la clef, h_0 la charge et surcharge

exprimées en maçonnerie de même densité δ et ds l'épaisseur correspondante du voussoir.

On peut admettre à une première approximation que $ds = dx$ et par suite il vient :

$$Q = \varphi_n \rho_1 = (h_0 + e_0) \delta \rho_1.$$

Pour justifier sa formule, Navier assimilait la voûte d'un pont à un demi-tuyau *circulaire* d'épaisseur *infinitement petite* soumis à une pression extérieure *normale et constante* p agissant à la manière d'un fluide pesant. Dans ce cas en effet la formule :

$$Q = p \rho_1$$

est rigoureusement exacte et la courbe des pressions coïncide avec la fibre moyenne qui est aussi l'intrados. Mais les efforts se répartiraient suivant une loi beaucoup plus compliquée si la pression extérieure devenait oblique ou variable, si la forme du tuyau était elliptique, si son épaisseur n'était plus négligeable ¹, etc. D'autre part, s'il est déjà difficile d'admettre que les tympans exercent une pression normale et constante sur l'extrados, il est impossible de faire la même hypothèse pour les voussoirs qui pèsent tous suivant la verticale ; or, comme le poids de ces derniers est toujours une fraction importante du poids total, il en résulte que la formule de Navier, avec le sens qui lui était donné primitivement, est inexacte.

Les commentateurs de Navier qui prennent pour ρ_1 le rayon de courbure de la fibre moyenne admettent, explicitement ou non, que la poussée passe au milieu du voussoir de clef ; or, c'est là une hypothèse arbitraire, d'ailleurs

¹ Voir FÖPPL, p. 283.

inexacte, ainsi que nous le verrons dans la suite ; le point d'application de la poussée comme le rayon de courbure de la courbe des pressions sont, on le sait aujourd'hui, des éléments inconnus que seules l'étude de la déformation de la voûte et l'observation des conditions de son exécution et de son décintrement permettent de déterminer.

Toutefois, la formule de Navier rectifiée va nous permettre d'obtenir une expression rationnelle pour la détermination de l'épaisseur à la clef.

Nous avons trouvé la relation

$$Q = \lambda(h_0 + e_0)\delta\rho_1,$$

λ étant un coefficient de correction.

On peut admettre, si la voûte est bien construite, que ρ_1 ne différera pas notablement du rayon de courbure ρ_0 de la fibre moyenne tout en lui étant habituellement inférieur ; on posera donc :

$$\rho_1 = K\rho_0 \quad \text{avec } K < 1;$$

d'autre part, si R est la limite pratique admise pour la résistance des matériaux à la compression, la poussée Q répartie uniformément sur l'épaisseur e_0 devra donner un effort unitaire d'autant plus inférieur à R que le point d'application de Q s'écartera davantage du milieu de l'épaisseur ; on aura donc :

$$Q = mRe_0 \quad m < 1$$

et par suite :

$$mRe_0 = \lambda(h_0 + e_0)\delta K\rho_0,$$

ou en simplifiant :

$$h_0 + e_0 = \beta_0 \frac{Re_0}{\delta\rho_0} \quad \text{avec : } \beta_0 = \frac{m}{K\lambda}$$

d'où :

$$e_0 = \frac{h_0}{\beta_0 \frac{R}{\rho_0} - 1}$$

Or, il est clair qu'en fait la poussée à la clef Q et par conséquent l'épaisseur e_0 qu'il convient de donner au voussoir central dépendent de la manière dont la charge se répartit au-dessus de l'extrados, de la façon dont l'épaisseur de la voûte augmente de la clef aux reins, de la courbure générale de la fibre moyenne, etc. Ce sont ces considérations qui conduisent à généraliser la formule ci-dessus et à poser :

$$e_0 = \frac{h_0 + \alpha(h_1 - h_0)}{\beta \frac{R}{\rho_m} - (1 + \gamma)}$$

dans laquelle h_1 est la charge au-dessus des reins, ρ_m le rayon de courbure moyen ou mieux le paramètre de la fibre moyenne, α , β , γ des coefficients numériques à déterminer par l'expérience et dont nous avons donné la signification dans un précédent chapitre.

32. Expériences de Boistard. Méthode de Méry.

— Boistard entreprit une série d'expériences très ingénieuses sur la résistance des voûtes dont il publia le compte rendu en 1822 dans un mémoire détaillé qui renferme également des renseignements précieux de toute nature sur l'exécution des travaux. Nous nous abstenons de donner une description sommaire de ces expériences qu'on pourra lire dans les traités spéciaux ¹

¹ DEBAUVE, CROIZETTE-DESNOYERS. 2.

et nous nous bornerons à citer les conclusions que Boistard en a déduites.

« La première conséquence qu'on doit tirer de ce qui précède, dit-il, est que la théorie ordinaire de l'équilibre des voûtes doit être entièrement abandonnée. La marche régulière de nos expériences faites sur des voûtes assez grandes et dont la forme est si variée, la similitude de nos résultats avec ceux qui ont été observés dans les voûtes des ponts construits par Perronet et consignés dans son ouvrage, nous assurent que nous possédons les véritables données du problème de l'équilibre des voûtes résolu jusqu'à présent d'une manière hypothétique et contraire à l'expérience. En effet, il est constant que jamais les voussoirs ne glissent les uns sur les autres, mais qu'ils tournent sur leurs arêtes et que les voûtes considérées avec leurs piédroits se brisent toujours en quatre parties principales. C'est donc l'action et la réaction de ces quatre parties qu'il s'agit de soumettre au calcul afin qu'il en résulte l'équilibre; sur quoi nous ferons observer qu'une voûte peut avoir de la stabilité indépendamment de tout équilibre toutes les fois que les parties agissantes qui partent de la clef ont moins d'action que les deux résistantes qui partent des naissances de la voûte ou de la base des piédroits. »

A parler exactement, les expériences de Boistard ne constituaient pas une introduction à l'étude de la stabilité des voûtes, mais bien à celle de leur rupture ou mieux de leur équilibre-limite; cette confusion, qui semble devoir être attribuée à Boistard lui-même, était sans importance au point de vue des applications pratiques, mais, au point de vue didactique, elle avait l'inconvénient de ne pas distinguer deux problèmes essentiellement

différents; on peut apercevoir les conséquences de ce défaut de précision dans ce fait que la courbe des pressions de Méry, dont il va être question un peu plus loin et qui correspond à un état d'équilibre-limite voisin de la rupture, est souvent considérée, aujourd'hui encore, tantôt comme une courbe se réalisant effectivement dans l'état normal de la voûte, tantôt au contraire comme une courbe essentiellement conventionnelle et sans aucune signification théorique.

Le premier essai de la stabilité des voûtes, fondé sur les expériences de Boistard, est dû à Lamé et Clapeyron¹. Ceux-ci considèrent les matériaux de la voûte comme des solides indéformables, mais ils admettent que, sous l'action des charges croissantes, la voûte se divise en quatre fragments séparés entre eux par le joint de clef et les deux joints de rupture et que les solides ainsi obtenus tournent autour de points-charnières placés, celui de clef à l'extrados et ceux de rupture à l'intrados.

Les conclusions de ce mémoire qui servent en quelque sorte d'introduction à la méthode de Méry sont les suivantes :

a) Le joint de rupture est celui pour lequel la tangente à l'intrados vient couper l'horizontale passant par le sommet ou extrados de la clef en un point appartenant à la verticale du centre de gravité du fragment tendant ainsi à se détacher.

b) Une surcharge quelconque est d'autant plus favorable à la stabilité qu'elle est plus rapprochée de la verticale passant par un point-charnière de rupture.

c) Si l'on détermine pour une voûte quelconque le

¹ *Mémoire sur la stabilité des voûtes*, 1823.

joint de rupture, celui-ci restera le même de quelque manière que la voûte se prolonge au-delà de ce joint, c'est-à-dire quelles que soient la forme et la hauteur des piédroits ; en conséquence, le joint de rupture se trouvera aux naissances dans toutes les voûtes surbaissées pour lesquelles le joint de rupture de la voûte complétée serait au-dessous des dites naissances.

La conclusion *a*) est pour ainsi dire intuitive si l'on admet que les réactions s'exerçant sur les points charnières sont normales aux joints correspondants, lesquels sont par hypothèse tracés normalement, ou à peu près, à l'intrados ; cette conclusion exprime donc simplement la condition d'équilibre-limite du fragment de voûte au moment où les rotations vont s'opérer.

La conclusion *b*) est beaucoup trop simpliste et devrait être précisée et complétée ; elle repose d'ailleurs comme la conclusion *c*) sur une hypothèse manifestement inexacte : l'indéformabilité de la voûte et de ses piédroits ; or, ainsi que l'a fait remarquer M. Resal, si les matériaux sont indéformables le problème est indéterminé ; s'ils sont déformables, il faut tenir compte de leur élasticité et il est clair que la déformation des piédroits par exemple influe au premier chef sur les conditions de stabilité de la voûte.

Enfin l'hypothèse de l'existence de points-charnières à la périphérie du voussoir doit être abandonnée car, ainsi que nous l'avons fait observer précédemment, si l'on admet qu'il ne s'exerce sur la face du voussoir que des efforts unitaires de compression limités et répartis d'après la règle du trapèze, c'est-à-dire conformément à une loi linéaire, on trouve aisément que sur la périphérie les résultantes de ces efforts doivent être nulles ; ce résultat est en contra-

diction formelle avec la théorie de Lamé Clapeyron qui revient à admettre sur la périphérie des efforts unitaires de compression infiniment grands.

Outre l'introduction de la notion si utile de la courbe des pressions, la méthode de Méry ¹ a apporté un important perfectionnement dans l'interprétation des expériences de Boistard en attribuant l'ouverture des joints des voûtes non à des efforts de compression dont la résultante tombe en dehors du joint, mais à des efforts d'extension relativement faibles et cependant assez énergiques pour détruire l'adhérence des voussoirs avec le mortier voisin.

En somme, cette méthode — application directe de la règle dite du trapèze ² — consiste à substituer au point-charnière de Lamé-Clapeyron une répartition linéaire donnant sur la périphérie, du côté opposé à la charnière, de légers efforts d'extension ³. Nous avons vu que dans ce cas la résultante se trouve à la limite du noyau central, lequel, dans l'espèce, est constitué par une voûte fictive engendrée par le tiers moyen de la section transversale. Dans ces conditions, la détermination du joint de rupture s'effectuera au moyen de la proposition suivante : la

¹ Poncelet attribue à Moseley le premier emploi de la courbe des pressions, mais il semble que ce soit à tort car le mémoire de Méry publié en 1840 aurait été rédigé en 1833 comme rapport de service et Méry en possédait les éléments essentiels dès 1827.

² Cette règle semble avoir été formulée pour la première fois par Navier dans ses leçons à l'École des Ponts et Chaussées.

³ Dans ce cas, le trapèze dégénère en triangle et l'effort unitaire maximum est double de l'effort unitaire moyen : ce maximum doit être d'ailleurs inférieur à la limite admise pour la résistance des matériaux à la compression.

tangente à l'intrados du noyau central au droit de ce joint de rupture rencontrera la tangente (horizontale) à l'extrados de ce même noyau au droit de la clef sur la verticale passant par le centre de gravité de la portion correspondante de la voûte. Cette détermination semble assez compliquée en théorie, mais en pratique on arrivera aisément à la solution par une règle de fausse position (fig. 84) ¹.

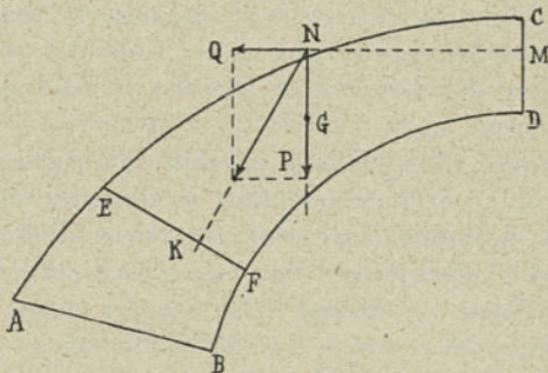


Fig. 84. — Méthode de Méry.

Méry a trouvé que dans un plein cintre le joint de rupture passe approximativement par le milieu de la

¹ Soit G le centre de gravité et P le poids de la portion de voûte CDFE détachée par la clef CD et un joint quelconque EF. Menons une horizontale par le tiers supérieur de CD et, par le point de rencontre N avec la verticale de G, abaissons une perpendiculaire sur le joint EF; si $KF > \frac{EF}{3}$ le joint de rupture doit être cherché plus bas que EF; si, au contraire $KF < \frac{EF}{3}$ il faut le chercher plus haut. La distribution des charges au-dessus de l'extrados pourrait exceptionnellement modifier cette règle, mais au bout de quelques tâtonnements on obtiendra un résultat suffisamment exact.

montée de l'intrados, ce qui donne une inclinaison d'environ 30° sur l'horizontale ; dans une voûte surbaissée en arc de cercle, l'inclinaison augmente et devient égale à 47° pour un surbaissement d'environ $\frac{1}{5}$; au delà le joint de rupture se trouverait au-dessous des naissances, mais, par une hypothèse analogue à celle de Lamé-Clapeyron, Méry admet que dans ce cas le joint de rupture coïncide avec celui des naissances ; pour être logique, il devrait placer le point de passage de la courbe à l'intérieur du tiers central et non à la limite de ce tiers, mais l'erreur est peu importante et sans inconvénient, au contraire, car elle conduit à une légère augmentation de stabilité.

La méthode de Méry n'est que la traduction des expériences de Boistard ; aussi n'est-elle applicable que si l'on se trouve à peu près dans les conditions où opérait cet ingénieur, c'est-à-dire si l'intrados ne diffère pas sensiblement de la forme circulaire entre la clef et le joint incliné à 30° (plein cintre, arc de cercle, ellipse surbaissée, anse de panier) et si la répartition de la surcharge est conforme à celle que présentent en général les ponts ordinaires. Lorsque l'intrados a un profil notablement différent (plate-bande, ogive, ellipse surhaussée) ou lorsque la surcharge est répartie d'une manière anormale (grands remblais, évidements transversaux importants), l'application de cette méthode pourrait conduire à des résultats absolument erronés.

Le D^r Scheffler a proposé de modifier la méthode de Méry par une généralisation de la théorie de Lamé-Clapeyron ; avec ces auteurs, il admet que les matériaux de la voûte sont indéformables et en outre il pose en principe que la courbe des pressions cherchée est celle

qui, ne sortant pas du profil de la voûte, permet d'obtenir la poussée minimum ; nous avons déjà dit que la première hypothèse est inacceptable ; quant à la seconde, malgré les efforts de l'auteur pour la justifier en faisant appel à un principe dit « de la moindre résistance », nous estimons qu'elle ne repose sur aucun fondement sérieux.

Nous en dirons autant de la théorie de Dupuit ; en examinant les circonstances qui accompagnent le décroissement des voûtes et en assimilant celles-ci à des solides indéformables, Dupuit a été amené à penser que la courbe des pressions rencontre tangentiellement l'intrados au droit du joint de rupture. D'après ses conclusions, ce joint se trouve sensiblement au milieu de la montée de l'intrados pour les voûtes complètes (à retombées verticales) et aux naissances pour les voûtes incomplètes ; dans le premier cas, il trace la tangente à l'intrados par le joint de rupture jusqu'à sa rencontre avec la verticale du centre de gravité de la portion de voûte correspondante et, par le point d'intersection, il mène une horizontale qui donne la poussée à la clef en grandeur et en position ; on voit qu'*a priori* pour une certaine répartition de la surcharge, il n'y a aucune impossibilité à ce que la poussée sorte du joint de clef ; dans le second cas, Dupuit admet arbitrairement que la courbe des pressions passe par le tiers supérieur du joint et par l'intrados aux naissances et il obtient l'intensité de la poussée par la décomposition du poids de la voûte suivant la règle du parallélogramme.

M. Laterrade a proposé de remplacer la courbe de Méry, qu'il considère comme purement conventionnelle, par une autre courbe passant par le milieu des joints de clef et de rupture ; il pense qu'on obtiendrait de cette

manière des renseignements comparatifs plus précis et plus utiles sur la stabilité des voûtes. Nous ferons remarquer tout d'abord que la courbe de Méry n'est pas conventionnelle, mais qu'elle est l'interprétation d'expériences faites dans des conditions déterminées ; en second lieu, on peut se demander comment M. Laterrade définit la position du joint de rupture puisque son hypothèse a précisément pour objet de faire passer la résultante des actions par le milieu de ce joint ; pour ces deux raisons, nous estimons que la méthode de M. Laterrade n'est au fond, comme celle de Dupuit, qu'une altération injustifiée de la méthode de Méry.

Pour l'emploi rapide de cette dernière méthode, nous citerons les tables de M. Tourtay ¹, les abaques de M. Cosyn, et enfin les formules et tableaux de M. Croizette-Desnoyers ² qui se rapportent à des voûtes en plein-cintre, en arc de cercle ou en ellipse avec des tympans pleins ou élégis.

33. Méthode de A. Durand-Claye. — Cette méthode diffère complètement de la précédente en ce sens qu'on ne cherche plus à déterminer la courbe des pressions correspondant à l'équilibre-limite ou à un état donné de la voûte, mais bien le faisceau ou l'ensemble des courbes compatibles avec la résistance des matériaux employés.

Le principe de cette méthode est le suivant (fig. 85).

¹ M. Tourtay, reprenant une idée de M. Carvallo, décompose la voûte en plans de joints verticaux, ce qui n'a aucun inconvénient au point de vue spécial dont il s'occupe.

² P. 462, 478, 479, 483, 484.

lieu) comprise entre AB et CD ; abaissons FH perpendiculaire sur le joint CD et traçons de chaque côté des droites FJ, FI faisant avec FH un angle égal à φ ; si FK représente à l'échelle convenue le poids de la voûte et si nous menons l'horizontale KI, il est clair que l'intensité de la poussée sera comprise entre KJ et KI. Portons donc $EE' = KJ$, $EE'' = KI$ et menons $A'E'B'$, $A''E''B''$ parallèlement à AEB ; le domaine AMB sera remplacé par le domaine $A'A''B''B'$.

Chacun des points de ce domaine définit une poussée à la clef en grandeur et en position ; en la composant avec le poids FK, on obtient une résultante sur le joint CD dont on prendra la composante suivant la normale à ce joint ; on aura ainsi un domaine, correspondant à $A'A''B''B'$, dont on ne conservera que la portion intérieure à CND, c'est-à-dire la partie hachurée sur la figure et marquée V.

Réciproquement, à chaque point de cette partie correspondent toutes les résultantes ayant le même point d'application, la même composante normale et faisant avec celle-ci un angle inférieur ou égal à φ ; en composant ces résultantes avec une force égale et contraire à FK on obtiendra, pour une direction particulière de la résultante, une poussée à la clef horizontale, c'est-à-dire un point du domaine représentatif de cette poussée ; on refera la même construction et l'on ne conservera que les points intérieurs au domaine $A'A''B''B'$, c'est-à-dire la partie hachurée sur la figure et marquée U.

En considérant tous les joints autres que CD on obtiendra de nouvelles régions U dont on ne conservera que la région U_m intérieure à toutes ; cette dernière représentera donc en grandeur et en position toutes les valeurs de

la poussée compatibles avec les conditions de résistance des matériaux de la voûte et ces valeurs seulement.

M. Durand-Claye donne alors à sa méthode la conclusion suivante : soit R la limite pratique de résistance à la compression qui a conduit à la région finale U_m ; si R diminue progressivement, il arrivera un moment où pour une valeur $R' < R$ la région U'_m se réduira à un point ; on pourra, dans ces conditions, admettre que le quotient $\frac{R}{R'}$ représente le coefficient de stabilité de la voûte.

Cette définition — toute conventionnelle — soulève cependant une objection, car il pourrait arriver que pour une valeur $R'' (R > R'' > R')$ une région V d'un joint déterminé se réduisît à un point ; dans ce cas c'est le rapport $\frac{R}{R''}$ qu'on devrait prendre comme coefficient de stabilité, mais on voit les difficultés et les longueurs qu'entraînerait cette détermination.

D'autre part, en considérant l'enveloppe de toutes les courbes de pression compatibles et en déterminant les joints où cette enveloppe est parallèle à l'intrados ou à l'extrados, on pourra dire, avec M. Durand-Claye, que ces joints auront une plus grande tendance à s'ouvrir que les autres ; il faut toutefois reconnaître que cette affirmation n'est qu'une hypothèse assez vraisemblable ; si, par exemple, l'on se trouve dans les conditions des expériences de Boistard on aura, outre le joint de clef qui tend à s'ouvrir à l'intrados, un second joint de rupture dont l'ouverture se produira à l'extrados ; si, au contraire, on sait par expérience que la voûte envisagée tend à s'ouvrir à l'extrados à la clef, on pourra déterminer l'autre joint de rupture qui s'ouvrira à l'intrados. A ce point de vue on

peut considérer la méthode de Durand-Claye comme un complément et un perfectionnement de celle de Méry : mais les courbes ainsi tracées ne renseignent pas sur la position réelle de la courbe des pressions et sur la véritable stabilité de la voûte ; on en est réduit en somme à admettre cette hypothèse qu'on peut qualifier de postulat : Une voûte est stable lorsqu'on peut y tracer une courbe des pressions telle que les efforts maxima qui en résultent (compression, tension, glissement) ne dépassent pas les limites que l'on s'est imposées ; or, il n'est nullement évident que si une courbe des pressions est susceptible d'assurer la stabilité de la voûte elle se réalisera effectivement.

La méthode de M. Durand-Claye a été remaniée par M. le général Peaucellier et simplifiée par les travaux et remarques de MM. Cuncq, Gilliot, etc. ; néanmoins, il ne semble pas qu'elle ait pénétré dans la pratique sans doute à cause de la complication des nombreuses constructions graphiques qu'elle nécessite ; ainsi que nous l'avons dit, elle ne donne pas la solution exacte et complète du problème posé, mais elle n'en constitue pas moins un acheminement sérieux vers cette solution.

Certains auteurs¹ ont cru pouvoir, par l'application d'un principe plus ou moins bien fondé, choisir entre les diverses courbes de pressions possibles celle qui se produira réellement. A leur avis, cette courbe doit être telle que le maximum de l'effort unitaire de compression obtenu avec celle-ci soit moindre qu'avec toute autre courbe de pressions ; ils admettent, en outre, que ce maximum se réalisera à la fois et avec la même

DROUETS, CRÉPIX, etc.

valeur à la clef et aux joints de rupture ; c'est là une hypothèse surabondante et tout à fait arbitraire. Nous avons vu, en effet, précédemment qu'en diminuant peu à peu la limite de résistance R on arrive à réduire à un point la région de stabilité qui correspond soit à la clef, soit à un autre joint ; à ce moment, une seule courbe de pressions, d'ailleurs bien déterminée, est possible, mais il ne s'ensuit pas qu'elle se réalisera effectivement et encore moins qu'elle subsistera sans changement dans l'état normal d'une voûte susceptible de résister à des efforts beaucoup plus élevés.

D'ailleurs le principe de la moindre action invoqué par M. Drouets¹ est un principe de mécanique ration-

¹ Voici le passage du mémoire en question : « Dans la nature, il « est impossible d'admettre que le problème soit indéterminé et, en « fait, dans un pont existant et dont le décintrement a été exécuté, « il y a pour un état donné des surcharges et à un moment donné « une courbe des pressions et il n'y en a qu'une seule. »

« D'un autre côté, lorsqu'une question n'est à priori susceptible « que d'une solution et qu'il se présente une série de solutions « toutes équivalentes et indifféremment admissibles, mais qu'il y a « une seule solution distincte des autres et complètement définie, il « semble rationnel de penser que cette solution unique sera la solution « réelle de la question ; mais, pour l'admettre, il faut qu'on ait pu « tenir compte dans cette recherche de toutes les circonstances pouvant « influencer sur le résultat. Or, c'est précisément ce que nous ne pouvons « faire pour la théorie des voûtes, dont certains ordres de phéno- « mènes échappent encore à une appréciation exacte. Ainsi rien ne « prouve que la courbe réelle à laquelle conduirait la considération « complètement exacte de toutes les forces agissant sur la voûte, « serait identique à celle unique et seule définie, à laquelle nous « arrivons en ne tenant compte que d'une partie des circonstances, « et des actions produites sur la voûte. »

« Cette courbe de pression la plus favorable satisfait au principe « métaphysique de la moindre action, car c'est de tous les systèmes

nelle qui ne saurait être confondu avec le principe du minimum de l'effort maximum qu'il prétend en déduire. M. Dupuit¹ a fait une critique spirituelle de la gratuité de cette hypothèse : « Les anciens philosophes disaient *Natura horret vacuum*. A ce principe, M. Drouets substitue le suivant : *Natura horret inutile*. L'un n'est pas plus vrai que l'autre. La nature n'a aucune de ces passions qu'on lui suppose ; elle est soumise à des lois inflexibles et invariables et tout ce qui arrive en est une conséquence nécessaire... On ne peut s'empêcher de reconnaître combien il est facile de s'égarer dans cette voie où l'on prend pour guide l'imagination au lieu du raisonnement. Les uns disent : La nature résiste avec la moindre poussée, ce

« d'équilibre possibles celui qui assure cet équilibre en exigeant des « matériaux le moindre effort possible, et en développant les forces « réactrices moléculaires dans la mesure nécessaire, mais la moindre « possible ».

M. Drouets ajoute : « La nature ne développe les forces moléculaires de résistance que dans la mesure rigoureusement nécessaire, « pour faire équilibre aux forces extérieures agissant sur les molécules. ».

On voit par cette citation combien M. Drouets se montre réservé dans l'appréciation de la valeur des données du problème, mais par contre combien il est absolu et téméraire dans ses conclusions.

Il semble d'ailleurs que l'application du principe qu'il invoque aurait dû le conduire à décréter, non le minimum de l'effort unitaire maximum, mais plutôt le minimum du travail total de la déformation dû aux forces réactrices. Ce principe déjà entrevu par Cournot, Vène, Ménabréa, a été mis en évidence par Castigliano (Voir FÖPPL, p. 160).

¹ *Traité de l'équilibre des voûtes*, Ch. v, p. 132. Cette critique se rapporte également à l'hypothèse du Dr Scheffler qui conclut au minimum de la poussée par application du principe de la moindre résistance de Moseley.

qui donne la pression la plus grande sur les joints ; les autres disent : La nature résiste avec la moindre pression par centimètre carré. Pourquoi ne pas dire aussi que la nature, qui a le choix des courbes de pression, réalise celle qui se rapproche le plus de la ligne droite par l'horreur qu'elle a des voies détournées ? »

En somme, au lieu d'invoquer ce principe vague que « la nature agit toujours par les moyens les plus simples et les plus économiques », il est préférable de répéter après Maupertuis : « Nous ne connaissons pas assez quel est le but de la nature et nous pouvons nous méprendre sur la quantité que nous devons regarder comme sa dépense dans la mesure de ses effets. »

34. Théorie fondée sur les principes de la résistance des matériaux ¹. — Si l'on considère une voûte en maçonnerie comme un massif déformable et parfaitement élastique, au moins dans la limite des efforts moléculaires qui se produisent pratiquement, on n'aura pour la calculer qu'à lui appliquer les lois de la déformation des solides vérifiées par l'expérience et traduites en formules semi-empiriques par la Résistance des Matériaux ; en d'autres termes on pourra, toutes différences conservées, traiter cette voûte comme un arc métallique.

C'est précisément la possibilité de cette assimilation qui va nous permettre de traiter le problème assez sommairement et de renvoyer à l'ouvrage si complet et si bien étudié de M. Pigeaud pour tous les résultats qui ne sont pas spéciaux aux voûtes en maçonnerie.

¹ Voir les articles de M. de PERRODIL, de M. LAVOINNE, les ouvrages de MM. SEYRIG, MÜLLER-BRESLAU, RETTER (traduction Kœchlin), RÉCAL, etc.

On a objecté, il est vrai, contre cette assimilation que la maçonnerie n'est pas une matière homogène puisqu'elle est constituée par une juxtaposition de pierre et de mortier dont les propriétés élastiques sont essentiellement différentes. Mais, ainsi que le fait remarquer M. Resal, cette objection est sans valeur car une voûte se compose, en général, de tranches distinctes limitées par des lits sensiblement normaux à l'axe longitudinal. Pour que les principes de la Résistance des Matériaux soient applicables, il faut et il suffit que chacune de ces tranches soit homogène dans son ensemble, mais rien ne s'oppose à ce que deux tranches voisines soient complètement différentes¹.

Par contre, l'assimilation ne serait plus légitime si la voûte était constituée par des rouleaux superposés ou par des anneaux juxtaposés et dont les matériaux seraient doués de propriétés élastiques différentes ; si, par exemple, à une première voûte en granit et ciment on en superpose une seconde en brique et chaux, puis une troisième en béton, il est clair qu'on ne pourra considérer cet ouvrage comme une voûte unique ; de même, si l'on a deux voûtes accolées constituées par des matériaux différents et reliées l'une à l'autre par des arrachements pratiqués au droit de la section commune ; dans les deux cas les sections transversales ne seront plus homogènes et la répartition des efforts moléculaires dépendra essentiellement de l'élasticité des divers matériaux constituants ; il se manifestera certainement des efforts anormaux dus à la dis-

¹ L'élasticité des voûtes de pont est mise en évidence d'une manière incontestable par les mouvements dus aux variations de température, par la propagation des vibrations, notamment des vibrations sonores, etc.

cordance des déformations élastiques des matériaux voisins et des ruptures ou des décollements s'en suivront très vraisemblablement.

Il faut d'ailleurs bien reconnaître que la maçonnerie, si soignée qu'elle soit, présente toujours des imperfections et des irrégularités dues soit à la nature même des matériaux, soit à leur mise en œuvre ; c'est pour parer à cette circonstance qu'il conviendra de ne pas accorder une confiance aveugle aux résultats du calcul et de se donner une marge de sécurité d'autant plus grande qu'on sera moins sûr de la bonne qualité et de la parfaite exécution de la maçonnerie.

En outre, il faut considérer que pour la confection d'une voûte on ne peut pas, comme pour les arcs métalliques, procéder à un montage d'essai et régler avec une précision presque absolue les dimensions des diverses pièces ; on sait qu'il est nécessaire de se servir d'un cintre ou charpente provisoire plus ou moins déformable sous l'action des lourdes charges qu'il doit supporter ; sur ce cintre on confectionne un certain nombre de grands voussoirs maçonnés en laissant vides les lits séparatifs qu'on remplit ensuite avec un mortier pulvérulent, pas trop riche, qu'on mate en le bourrant avec beaucoup de soin ; ceci fait, et lorsque le mortier a suffisamment durci, on abaisse lentement le cintre et la voûte se supporte elle-même ainsi que les charges supplémentaires qu'on a ajoutées.

Le calcul d'une voûte en maçonnerie paraît donc *a priori* plus complexe et plus incertain que celui d'un arc métallique ; une circonstance vient encore aggraver cette différence, c'est que dans un arc métallique la surface Ω et le moment d'inertie I d'une section transversale

sont des quantités indépendantes l'une de l'autre qu'on peut choisir de manière à résister le mieux possible aux efforts de compression et de flexion ; au contraire, dans les voûtes en maçonnerie dont le profil est nécessairement plein, la surface et le moment d'inertie dépendent essentiellement de la seule épaisseur e ; il en résulte une moins grande latitude dans les données. ce qui rend les calculs beaucoup plus difficiles et les résultats bien moins avantageux.

En retour, nous avons déjà fait remarquer que les voûtes, présentant des épaisseurs et une masse beaucoup plus importantes que celles des arcs, sont bien moins influencées soit par les variations de température, soit par les surcharges accidentelles ; une voûte se trouve en conséquence dans un état d'équilibre moléculaire s'écartant très peu d'un état d'équilibre moyen ; le problème de la stabilité des voûtes se simplifie beaucoup de ce fait, mais avec cette simplification augmente l'intérêt qui s'attache à donner à la fibre moyenne une forme en harmonie avec les charges que la voûte doit supporter.

Pour être complète, une théorie de la stabilité des voûtes devra donc étudier successivement : la manière dont, en cours d'exécution, le poids des voussoirs se répartit sur le cintre et sur les retombées par l'intermédiaire des cales des joints secs ; les conséquences du matage de ces joints et la détermination des réactions du cintre et des retombées après cette opération ; l'analyse détaillée des phénomènes qui se produisent au moment du décintrement et l'exposé des principes qui peuvent permettre d'en déduire la position, sinon exacte, du moins suffisamment approchée, de la courbe des pressions ; l'influence des variations de température, de l'application des surcharges, de la défor-

mation des appuis, de la construction par rouleaux ; la recherche du profil le plus avantageux, etc., etc.

*Poids transmis par un voussoir au cintre et aux voussoirs inférieurs*¹. — Soit P le poids d'un voussoir ABCD et α l'angle que l'élément d'intrados fait avec l'horizontale (fig. 86).

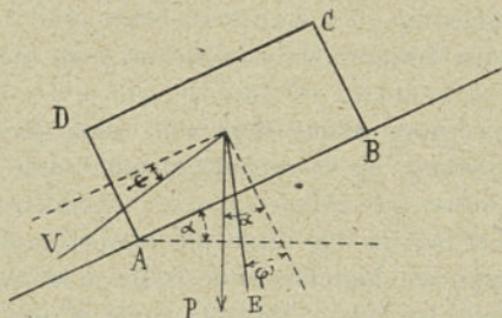


Fig. 86. — Conditions d'équilibre d'un voussoir.

Tant que α reste inférieur à l'angle de glissement φ' de la maçonnerie sur le bois du cintre, on admet que l'intégralité du poids P est transmise à ce dernier ; il en résulte une composante normale $C_n = P \cos \alpha$ et une composante tangentielle $C_t = P \sin \alpha < P \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi'$. D'après les expériences citées par M. Séjourné φ' peut varier de 25° à 45° avec une moyenne de $36^\circ 30'$.

De même lorsque α est compris entre $\frac{\pi}{2} - \varphi$ et $\frac{\pi}{2}$, φ étant l'angle de glissement du voussoir sur le mortier du lit de pose, on admet que la totalité du poids P est transmise au voussoir inférieur², ce qui donne une composante

¹ SÉJOURNÉ, 2, p. 508.

² À moins que par une disposition spéciale on ne fasse supporter ces poids par le cintre.

normale $V_n = P \sin \alpha$ et une composante tangentielle $V_t = P \cos \alpha < P \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi$. D'après les mêmes expériences, φ peut varier de $22^\circ 30'$ à 40° lorsque le mortier a commencé sa prise et à 90° lorsque la maçonnerie forme un bloc résistant, avec une moyenne d'environ 37° ; il est clair qu'au delà de la valeur $\alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi$ il ne s'agit plus d'une voûte, mais d'un massif pouvant être construit sans cintre.

Entre les valeurs $\alpha = \varphi'$ et $\alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi$, on admet que le poids P se décompose en deux forces : l'une C agissant sur le cintre et faisant avec la normale à celui-ci un angle égal à φ' dans le sens du glissement supposé possible ; l'autre V agissant sur le voussoir inférieur et faisant avec la normale à celui-ci un angle ψ compris entre 0 et φ ; dès lors, la composante normale transmise au voussoir se calcule aisément :

$$V_n = P \frac{\sin (\alpha - \varphi') \cos \psi}{\cos (\psi + \varphi')}$$

et varie de :

$$P \frac{\sin (\alpha - \varphi')}{\cos \varphi'} \quad \text{à} \quad P \frac{\sin (\alpha - \varphi') \cos \varphi}{\cos (\varphi + \varphi')}$$

On trouverait de même que la composante normale transmise au cintre est égale à :

$$C_n = P \frac{\cos (\alpha + \psi) \cos \varphi'}{\cos (\psi + \varphi')}$$

et varie de :

$$P \cos \alpha \quad \text{à} \quad P \frac{\cos (\alpha + \varphi) \cos \varphi'}{\cos (\varphi + \varphi')}$$

Nous citerons également à ce propos les formules *limites maxima* indiquées par MM. Séjourné et Resal :

$$\begin{array}{ll}
 C_n = P \sqrt{\cos \frac{4\alpha}{3}} & 0 < \alpha < \frac{3\pi}{8} & \text{(Séjourné)} \\
 C_n = P \cos \alpha & 0 < \alpha < \frac{\pi}{4} & \left. \vphantom{\begin{array}{l} C_n = P \sqrt{\cos \frac{4\alpha}{3}} \\ C_n = P \cos \alpha \end{array}} \right\} \text{(Resal)} \\
 C_n = P \cos \alpha \cotg \alpha & \frac{\pi}{4} < \alpha < \frac{\pi}{2} &
 \end{array}$$

Ces formules sont utilisées pour le calcul des cintres.

Conséquences du matage ¹. — Il résulte d'expériences faites au laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées que par le bourrage énergique d'un joint régulier de 0,015 d'épaisseur, on peut développer entre les voussoirs voisins des efforts de compression allant jusqu'à 16 kilogrammes par centimètre carré, à la condition de ne pas employer des mortiers trop riches ; avec des joints irréguliers dont l'épaisseur varie de 0,012 à 0,055, on peut encore obtenir des efforts unitaires de 8 à 9 kilogrammes. Ces efforts ne sont pas uniformément répartis sur toute la hauteur du joint maté ; ils sont un peu plus élevés dans la partie inférieure que dans le haut, et cette différence s'accroît avec l'emploi des mortiers riches. Cette constatation fait ressortir un avantage de la construction par

¹ SÉJOURNÉ, 2 ; TOURTAY, 6. — D'après M. Séjourné, le mortier de matage (à l'état de sable humide pulvérulent) contient 28 à 35 % de moins d'eau que le mortier plastique ordinaire (consistance de la terre à briques prête à être jetée en moule). Dans les expériences citées par M. Tourtay, la proportion d'eau de gâchage par rapport au poids du mélange sec variait selon que le mortier était plus ou moins riche de 7,5 à 4,2 % pour le ciment et de 8 à 6 % pour la chaux.

rouleaux qui permet de réaliser des efforts plus uniformément répartis. Sans doute, sur les chantiers où les joints sont moins réguliers, où les voussoirs sont moins bien taillés, où l'exécution du matage est moins soignée, on obtiendra, en général, une compression moins énergique ; ces expériences mettent cependant en lumière l'importance des réactions que l'on peut ainsi créer.

Jusqu'à quelle distance de la clef convient-il d'exécuter des joints matés ? Pour répondre à cette question, il faut se reporter à la détermination des efforts qui fait l'objet du précédent paragraphe. Tant que la compression transmise par le poids des voussoirs est inférieure à celle que l'on peut réaliser avec le matage, il est, en général, utile et avantageux de prévoir des joints secs, mais au delà leur bourrage pourrait présenter de sérieux inconvénients, d'abord en raison de l'inclinaison qui est une gêne pour l'opération, ensuite à cause des difficultés pour retirer les calages d'attente ; il semble donc qu'il y a intérêt à ne pas trop abaisser les joints secs, sauf à renforcer la partie inférieure du cintre de manière à la rendre aussi indéformable que possible. Rappelons que M. Séjourné a commencé les joints secs à 60° de la clef au pont du Castelet, à 55° à Lavour et à 50° au pont Antoinette.

D'après ce que nous avons dit à propos de la formule de Navier, si la compression uniformément développée par le matage entre deux voussoirs est égale à Q , il en résultera une diminution de la charge transmise normalement au cintre égale à $\frac{Q}{\rho}$, ρ étant le rayon de courbure de la fibre moyenne car, dans ce cas, le centre des pressions se trouve au milieu du voussoir ; cette diminution peut, dans certains cas, être assez importante pour annuler les

forces réactrices du cintre et, par suite, provoquer le décroisement de la voûte ; il en serait de même pour une élévation de température, car, si l'on admet l'indéformabilité au moins approximative des retombées, la dilatation de la voûte aura comme conséquence l'allongement de la fibre moyenne et le décollement de la surface d'intrados sur le cintre.

Pour la même raison, un rapprochement des retombées dû, soit à la poussée des terres ou à celle des arches voisines, soit à des fondations défectueuses, pourrait produire un résultat analogue.

En résumé, on peut dire que le matage équivaut à une augmentation de longueur de la fibre moyenne, tant à cause du mortier introduit à force entre les joints que par suite des efforts élastiques développés du fait de cette opération. L'allongement provoqué par ces efforts ne se réalise pas complètement parce qu'il est contrarié par les réactions des retombées, mais il est évident qu'on peut déterminer, au moins théoriquement, l'allongement fictif qui serait la conséquence intégrale et exclusive du matage des joints secs.

Lorsque la voûte a été clavée à une température t , on connaît donc, avec une approximation aussi grande qu'on le voudra, la position de la fibre moyenne sous l'influence des actions élastiques que les voussoirs exercent les uns sur les autres et qui sont dues :

1° Au poids propre des voussoirs ainsi qu'aux charges supplémentaires qui auraient pu être ajoutées déduction faite, bien entendu, des réactions du cintre ;

2° Aux conséquences du matage.

Il est dès lors possible, au moins théoriquement, d'en déduire la position de la fibre moyenne pour une tempé-

rature t_0 , choisie à titre de comparaison, en retenant *exclusivement* les conséquences du matage, c'est à-dire dans l'hypothèse où les actions élastiques dues au poids des voussoirs, aux réactions du cintre et aux autres charges, s'il en existe, ainsi que les déformations qui s'en suivent, seraient annulées.

Dans ces conditions, nous dirons avoir défini *l'état naturel* à la température t_0 de la fibre moyenne de la voûte.

Analyse du décintrement. — Pour rendre cette analyse abordable, nous avons déjà dit qu'il est indispensable de faire des hypothèses restrictives. A cet effet, nous admettrons que nous nous trouvons dans la phase parfaitement élastique de la déformation des corps considérés (voûte, retombées et fondations, cintres et appuis provisoires, etc.) ; en d'autres termes, nous supposerons que la loi de Hooke est intégralement applicable, c'est-à-dire que les déformations sont proportionnelles aux efforts qui les produisent, qu'elles disparaissent avec ceux-ci, qu'elles dépendent exclusivement de la valeur actuelle de ces efforts et nullement de la succession de leurs valeurs antérieures.

Dans ces conditions, si nous considérons une voûte après l'exécution des clavages, il est clair que les efforts moléculaires développés dans une section transversale auront une valeur bien déterminée d'après l'état actuel de la voûte en tenant compte de tous les changements apportés soit dans sa constitution, soit dans sa configuration (variations de température, addition de charges et surcharges, déplacement des retombées, etc.). Il importera peu que le décintrement ait été opéré par une température plus ou moins élevée, avec des tympans plus ou moins chargés, avec des cintres ou des retombées plus ou

moins déformables ; ces circonstances pourront modifier les conditions du décintrement proprement dit, en apportant un changement dans les forces réactrices du cintre que cette opération supprime, mais le résultat final n'en sera altéré en rien et, sous l'application d'efforts déterminés, la voûte se comportera toujours de la même manière, en donnant naissance aux mêmes forces moléculaires.

Cette hypothèse paraîtra sans doute très simpliste, car il est probable qu'en général des déformations permanentes se produiront soit dans la voûte, soit dans ses appuis, ce qui fera disparaître le caractère de réversibilité des cycles que nous avons admis *a priori* ; mais il semble bien difficile d'introduire cette nouvelle complication dans un problème déjà par trop complexe.

Considérons donc une voûte d'abord à l'état naturel et à la température t_0 , ensuite après décintrement et à la même température. Il est clair que les efforts élastiques développés dans chaque voussoir élémentaire, de même que les déformations en résultant, seront dus *exclusivement* au poids propre des voussoirs et aux autres charges appliquées. Nous supposons connues la distribution et l'intensité de ces poids et charges (ces dernières sont pour plus de simplicité supposées toutes verticales), de sorte que, si nous avons en grandeur et en position la réaction qui s'exerce sur une retombée, celle de gauche, par exemple, il serait très facile de tracer le polygone funiculaire de ces forces, en d'autres termes la courbe des pressions de la voûte.

Nous obtiendrions ainsi pour chaque section transversale le moment M des forces élastiques pris par rapport au centre de gravité de cette section, leur composante nor-

male à cette section N et leur composante tangentielle T.

En prenant comme origine la retombée de gauche de la fibre moyenne et en appelant ξ, η , les coordonnées courantes, nous pourrions écrire ¹ :

$$\begin{aligned} M &= \mu + A + B\xi - Q\eta \\ N &= \frac{d\mu}{d\xi} \frac{d\eta}{d\sigma} + B \frac{d\eta}{d\sigma} + Q \frac{d\xi}{d\sigma} \\ T &= \frac{d\mu}{d\xi} \frac{d\xi}{d\sigma} + B \frac{d\xi}{d\sigma} - Q \frac{d\eta}{d\sigma}. \end{aligned}$$

μ et $\frac{d\mu}{d\xi}$ sont le moment fléchissant et l'effort tranchant qui se produiraient dans un arc posé sur appuis statiques, $\frac{d\xi}{d\sigma}$ et $\frac{d\eta}{d\sigma}$ sont les cosinus directeurs de la tangente à la fibre moyenne ; enfin A, B, Q sont des inconnues dont la détermination permettra de définir exactement les réactions des retombées.

On pourrait calculer le déplacement que, dans la déformation totale de la voûte, subit l'une des retombées par rapport à l'autre supposée immobile ; en écrivant que ce déplacement relatif est le même pour les retombées considérées comme appartenant aux terrains de fondation ², on obtiendra des équations de condition dont la résolution donnera la valeur des inconnues A, B, Q.

Nous arriverons à un résultat identique en écrivant que le travail total de déformation est égal au travail de la pesanteur augmenté de la variation du potentiel des forces

¹ PIGEAUD, E. S., p. 272.

² Le cas d'une pile ou d'une culée intermédiaire serait plus compliqué, mais se traiterait d'une manière analogue.

élastiques, laquelle ne dépend que de l'état initial et de l'état final considérés.

Pour la voûte proprement dite comprise entre les retombées, le travail de déformation $\bar{\epsilon}_i$ s'obtiendra évidemment en prenant l'intégrale du travail de chaque voussoir élémentaire; d'après ce que nous avons dit précédemment, on aura :

$$\bar{\epsilon}_i = \int \left(\frac{M^2}{2EI} + \frac{N^2}{2E\Omega} + \frac{T^2}{2G\Omega} \right) d\tau,$$

c'est une fonction du second degré des inconnues A, B, Q, dont les coefficients dépendent de la forme de la fibre moyenne, des dimensions de la voûte et de la distribution des charges supplémentaires.

La déformation des retombées entraîne nécessairement la déformation correspondante du massif sous-jacent. Celle-ci s'étendra plus ou moins loin en profondeur ou en largeur, selon la constitution et les propriétés élastiques du massif envisagé. Il serait sans doute difficile de préciser les limites et l'intensité locale de cette déformation; mais, à une première approximation, on peut admettre que le travail total de cette déformation extérieure à la voûte $\bar{\epsilon}_e$ sera représenté par une fonction linéaire des termes que nous avons rencontrés dans l'étude des déformations élémentaires; en d'autres termes si l'indice 0 désigne les éléments de la retombée de gauche et l'indice 1 ceux de l'autre retombée, on pourra poser :

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}_e = & \alpha_0 \frac{M_0^2}{2E_0I_0} + \beta_0 \frac{N_0^2}{2E_0\Omega_0} + \gamma_0 \frac{T_0^2}{2G_0\Omega_0} \\ & + \alpha_1 \frac{M_1^2}{2E_1I_1} + \beta_1 \frac{N_1^2}{2E_1\Omega_1} + \gamma_1 \frac{T_1^2}{2G_1\Omega_1} \end{aligned}$$

ce qui donne une nouvelle fonction du second degré des inconnues A, B, Q.

Pour calculer le travail de la pesanteur \bar{c}_p , il convient de rappeler que les forces agissantes (poids et charges) se ramènent en définitive d'une part aux actions que la voûte exerce sur ses retombées et, d'autre part, à un système de forces égales et contraires distribuées le long de la courbe des pressions tangentiellement à celle-ci. Ces dernières forces ne produisent pas d'autre travail que celui de la déformation déjà examiné ; en ce qui concerne les premières, on peut admettre, à une première approximation, qu'elles produisent des déformations proportionnelles aux actions envisagées : il en résultera un travail \bar{c}_p qui se déterminera aisément par le produit des deux éléments : action et déplacement ; on obtiendra ainsi une expression qui sera entièrement semblable à la précédente sauf la valeur des coefficients qui en différera.

En admettant que le décintrement s'opère sans vitesse, c'est-à-dire sans création de force vive, le principe fondamental de l'équivalence du travail donnera :

$$\bar{c}_i + \bar{c}_e + \bar{c}_p = \bar{c} = H_a - H_b,$$

H_a et H_b étant le potentiel des forces élastiques de la voûte avant et après le décintrement.

Cette relation capitale doit subsister quels que soient les changements virtuels apportés dans la valeur des inconnues A, B, Q, en fonction desquelles le travail total \bar{c} est exprimé ; en d'autres termes, on doit avoir en différentiant :

$$d\bar{c} = \frac{\partial \bar{c}}{\partial A} dA + \frac{\partial \bar{c}}{\partial B} dB + \frac{\partial \bar{c}}{\partial Q} dQ = 0.$$

Or, comme dA , dB , dQ sont des accroissements indépendants, on en déduit les relations suivantes :

$$\frac{\partial \bar{\mathcal{E}}}{\partial A} = 0 \quad \frac{\partial \bar{\mathcal{E}}}{\partial B} = 0 \quad \frac{\partial \bar{\mathcal{E}}}{\partial Q} = 0,$$

qui constituent un système de trois équations linéaires à trois inconnues dont la résolution ne présente aucune difficulté.

On remarquera que les équations ainsi obtenues sont les mêmes que celles auxquelles on serait conduit par l'étude géométrique de la déformation de la fibre moyenne et dont on trouvera le résumé dans l'ouvrage de M. Pigeaud ; toutefois, nous avons conservé les effets dus aux actions tangentielles qu'on néglige en général comme peu importants et, d'autre part, au lieu de faire figurer explicitement les déplacements des retombées en les considérant comme donnés *a priori*, nous les avons exprimés en fonction (linéaire, à une première approximation) des actions qui les produisent. Ces équations sont en somme une application directe du théorème de Castigliano¹, d'après lequel le déplacement du point d'application d'une force extérieure agissant sur un corps satisfaisant à la loi de Hooke est égal à la dérivée partielle du travail de déformation prise par rapport à la force considérée.

En particulier, dans le cas où les appuis sont supposés rigoureusement indéformables, on aura :

$$\bar{\mathcal{E}}_e = 0, \quad \bar{\mathcal{E}}_p = 0, \quad \text{d'où : } \bar{\mathcal{E}}_i = \bar{\mathcal{E}},$$

et par suite :

$$d\bar{\mathcal{E}}_i = 0,$$

¹ Voir FÖPPL, p. 160.

ce qui prouve que le travail de déformation dû au décintrement de la voûte est un minimum¹; c'est le principe du travail minimum de déformation dont il a déjà été question à propos des recherches de Scheffler, Drouets, Crépin, etc., mais on voit de quelles restrictions l'énoncé de ce principe doit être accompagné, car il s'applique à la déformation produite à partir de l'état naturel de la voûte et il suppose en outre que la température ne varie pas et que les retombées sont indéformables.

Considérons pour plus de simplicité une fibre moyenne symétrique par rapport à la verticale de la clef et dont les charges sont verticales et disposées symétriquement; il est clair que dans nos précédentes équations B deviendra nul (par raison de symétrie) et nous n'aurons plus que deux inconnues A et Q.

Rappelons la relation :

$$\bar{c}_i = \int \left(\frac{M^2}{2EI} + \frac{N^2}{2E\Omega} + \frac{T^2}{2G\Omega} \right) d\tau,$$

et par suite :

$$\frac{\partial \bar{c}_i}{\partial A} = \int \frac{M d\tau}{EI}$$

$$\frac{\partial \bar{c}_i}{\partial Q} = \int \left(-\frac{Mr_1}{EI} + \frac{N}{E\Omega} \frac{d\xi}{d\tau} - \frac{T}{G\Omega} \frac{dr_1}{d\tau} \right) d\tau.$$

En appelant $\partial\omega$ le changement d'orientation relative des retombées (angle dont l'une a tourné par rapport à l'autre dans l'opération du décintrement) et ∂u l'aug-

¹ On reconnaît qu'il s'agit d'un minimum parce que la dérivée seconde est négative. (Voir FÖRPL).

mentation de longueur de la corde des naissances, on aura par l'application du théorème de Castigliano et sous les réserves énoncées précédemment :

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial A} = \delta \omega = \int \frac{\mu \tau - A - Q \tau_i}{EI} d\tau$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial Q} = \delta u = \int \left[\frac{Q \tau_i - A - \mu \tau_i}{EI} + \frac{\left(Q \frac{d\xi}{d\tau} + \frac{d\mu}{d\xi} \frac{d\tau_i}{d\tau} \right) \frac{d\xi}{d\tau}}{E\Omega} + \frac{\left(Q \frac{d\tau_i}{d\tau} - \frac{d\mu}{d\xi} \frac{d\xi}{d\tau} \right) \frac{d\tau_i}{d\tau}}{G\Omega} \right] d\tau$$

équations qui ne diffèrent de celles de M. Pigeaud¹ que par la considération de la déformation due à l'effort tangentiel T ; celle-ci est toujours assez faible dans les voûtes bien conçues et on peut en général la négliger sans inconvénient².

Influence des variations de température. — Nous avons supposé que la température était égale à t_0 ; si celle-ci changeait et devenait t_1 , il aurait fallu considérer la voûte à l'état naturel et à la température $t_1 = t_0 + (t_1 - t_0)$ ³.

Soit α le coefficient de dilatation des matériaux de la voûte ; le coefficient d'amplification (ou de réduction) qui devra être appliqué pour calculer les nouvelles dimensions de la voûte à l'état naturel sera :

$$1 + \alpha(t_1 - t_0) = 1 + \varepsilon.$$

¹ PIGEAUD, p. 78.

² On trouvera dans l'ouvrage de M. Kœchlin (p. 229 à 338) une théorie géométrique de l'arc élastique d'après le professeur W. Ritter dans laquelle on tient compte des déformations causées par les actions tangentielles. Cette théorie se trouverait entièrement confirmée par l'étude analytique des équations établies précédemment.

³ Rien ne s'oppose à admettre que la température n'est pas uniforme ; il suffit de déterminer l'état naturel de la voûte avec la distribution donnée de température.

On peut admettre que chaque élément $d\sigma$ de la fibre moyenne acquiert une longueur $d\sigma(1 + \varepsilon)$ et se transporte parallèlement de manière à conserver son centre de courbure et à avoir un nouveau rayon de courbure égal à $\rho(1 + \varepsilon)$. Dans cette déformation, les sections extrêmes ou retombées conservent la même orientation ; mais les extrémités de la fibre moyenne se déplaceront l'une par rapport à l'autre et si les coordonnées relatives (ou différences de coordonnées) étaient u, v , elles deviendront $u(1 + \varepsilon), v(1 + \varepsilon)$ après la variation de température.

Il suffira donc, dans les équations de la déformation, de tenir compte du déplacement des sections extrêmes de la voûte à l'état naturel produit par cette variation ; on procéderait de la même manière s'il s'agissait d'une contraction ou d'une expansion des mortiers sans changement de température.

Résolution des équations. — Les coefficients qui figurent dans les équations à résoudre pourront être déterminés soit par les procédés connus de statique graphique¹, soit par un calcul sommaire algébrique, surtout s'il s'agit seulement d'une première approximation.

Si nous considérons (fig. 87) une fibre moyenne symétrique rapportée à la ligne horizontale des naissances et à la verticale de clef on aura, en appelant e l'épaisseur de la voûte au point (ξ, η) , à calculer les intégrales suivantes s'appliquant à toute la longueur de la fibre moyenne :

$$\int \frac{d\sigma}{e}, \quad \int \frac{d\sigma}{e^3}, \quad \int \frac{\eta d\sigma}{e^3}, \quad \int \frac{\eta^2 d\sigma}{e^3}, \quad \int \frac{\eta^3 d\sigma}{e^3}, \quad \dots$$

¹ PIGEAUD, E. S.

car on pourra en général exprimer μ en fonction simple de η .

On admet habituellement, à titre d'exemple, dans les traités classiques, que la fibre moyenne est un arc de circonférence ou de parabole ; nous n'aurons donc pas à reproduire des calculs bien connus et nous nous bornerons à examiner deux autres cas : arc de cycloïde ou de chaînette ¹.

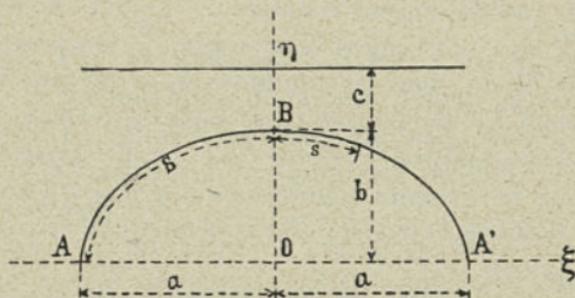


Fig. 87. — Calcul sommaire d'une voûte.

Dans le premier cas en appelant $2S$ la longueur totale de la fibre moyenne, r le rayon du cercle générateur et en comptant toujours les arcs σ à partir de la clef nous aurons :

$$\eta = \frac{S^2 - \sigma^2}{8r};$$

le rayon de courbure ρ satisfera à la relation :

$$\rho^2 + \sigma^2 = 16r^2,$$

c'est-à-dire qu'il diminue à partir de la clef.

¹ V. AURIC, 1, où se trouve le calcul sommaire d'une voûte, dont la fibre moyenne affecte la forme d'une logarithmique de cosinus.

On a d'ailleurs :

$$OA = a = r(u_0 + \sin u_0), \quad OB = b = r(1 - \cos u_0),$$

$$S = 4r \sin \frac{u_0}{2}.$$

ce qui permet de calculer, au moins par la méthode des approximations successives, r et u_0 en fonction de a et b .

Nous admettrons pour e la loi de variation ¹

$$e = e_0 \left(1 + \frac{\sigma}{S} \right)^\alpha,$$

ce qui donne aux retombées :

$$e_1 = 2^\alpha e_0$$

et l'on pourra disposer de l'indéterminée α pour donner approximativement la forme voulue aux courbes d'intrados et d'extrados.

Dans ces conditions, on trouve par un calcul facile :

$$\int \frac{d\sigma}{e} = \frac{2^{1-\alpha} - 1}{1 - \alpha} \cdot \frac{S}{e_0}, \quad \int \frac{d\sigma}{e^4} = \frac{2^{1-3\alpha} - 1}{1 - 3\alpha} \cdot \frac{S}{e_0^3}$$

$$\int \frac{\sigma d\sigma}{e^3} = \frac{2^{3(1-\alpha)} + 3\alpha - 4}{3(1-\alpha)(2-3\alpha)} \cdot \frac{S^3}{8re_0^3}$$

$$\int \frac{\sigma^2 d\sigma}{e^3} = \frac{2^{3(2-\alpha)} - 9\alpha^2 + 33\alpha - 32}{3(1-\alpha)(4-3\alpha)(5-3\alpha)} \cdot \frac{S^5}{64r^2e_0^3}$$

$$\int \frac{\sigma^3 d\sigma}{e^3} = \frac{3 \cdot 2^{3(3-\alpha)} + 27\alpha^3 - 108\alpha^2 + 486\alpha - 384}{(4-3\alpha)(5-3\alpha)(6-3\alpha)(7-3\alpha)} \cdot \frac{S^7}{512r^3e_0^3}$$

¹ Ainsi que nous l'avons fait remarquer, cette loi donnerait à la clef un jarret pour les courbes d'intrados et d'extrados ; mais il serait facile de le faire disparaître par un raccordement ou de le cacher par un motif de décoration.

Considérons maintenant un arc de chaînette.

Si c est la constante caractéristique de cette courbe, c'est-à-dire l'ordonnée de son sommet par rapport à sa base géométrique, on aura :

$$r_1 = \sqrt{c^2 + S^2} - \sqrt{c^2 + \sigma^2}$$

le rayon de courbure ρ sera donné par la relation :

$$\rho = c + \frac{\sigma^2}{c},$$

c'est-à-dire qu'il augmente à partir de la clef.

Si nous posons :

$$b + c = c \cos v_0,$$

on aura :

$$a = c \cdot \text{Log tang} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{v_0}{2} \right) \quad \text{et} \quad S = c \text{ tang } v_0,$$

ce qui permettra de déterminer c et v_0 en fonction de a et b .

Nous prendrons comme loi de variation ¹:

$$e = e_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma^2}{c^2}}$$

qui, dans l'espèce, correspond à la loi simple bien connue : la projection verticale d'un joint est constante et égale à e_0 .

¹ On pourrait également adopter cette loi de variation avec un arc de cycloïde. (V. AURIC A. P. G., 1905).

Dans ces conditions on trouve :

$$\int \frac{d\sigma}{e} = \frac{c}{e_0} \operatorname{Lognep} \left(\frac{S}{c} + \sqrt{1 + \frac{S^2}{c^2}} \right) = \frac{c}{e_0} \mathcal{Q}$$

$$\int \frac{d\sigma}{e^3} = \frac{S}{e_0^3 \sqrt{1 + \frac{S^2}{c^2}}}$$

$$\int \frac{\tau_1 d\sigma}{e^3} = \frac{c^2}{e_0^3} \left(\frac{S}{c} - \operatorname{arctang} \frac{S}{c} \right)$$

$$\int \frac{\tau_1^2 d\sigma}{e^3} = \frac{c^3}{e_0^3} \left[\frac{S}{c} \sqrt{1 + \frac{S^2}{c^2}} - 2 \sqrt{1 + \frac{S^2}{c^2}} \operatorname{arctang} \frac{S}{c} + \mathcal{Q} \right]$$

$$\int \frac{\tau_1^3 d\sigma}{e^3} = \frac{c^4}{e_0^3} \left[\frac{S^3}{c^3} - 3 \left(1 + \frac{S^2}{c^2} \right) \operatorname{arctang} \frac{S}{c} + 3 \sqrt{1 + \frac{S^2}{c^2}} \mathcal{Q} \right]$$

Au moyen de ces expressions on pourra, au moins approximativement, déterminer la valeur des inconnues Λ et Q et le calcul complet de la voûte s'en suivra.

On pourra également, en suivant les indications données dans l'ouvrage de M. Pigeaud, tracer ou calculer les diverses lignes d'influence dues à des charges isolées, à des charges uniformément réparties, à une variation de température, à un déplacement des appuis, etc. ; on en déduira aisément le coefficient de travail maximum maximorum auquel sera soumise la maçonnerie de la voûte dans le cas le plus défavorable.

35. Ponts à triple articulation ¹. — Dans ce cas,

¹ Note de M. RÉSAL dans l'article de M. BOURDELLES, 402. PIGEAUD, E. S., p. 432.

puisque les réactions (et par conséquent aussi la courbe des pressions) passent par les articulations, il est possible de les déterminer par la simple application des théorèmes de statique. Le problème ne comporte dès lors aucune difficulté spéciale. On peut observer toutefois que les données de la fibre moyenne (ouverture, flèche) peuvent subir de légers changements du fait de la déformation des massifs d'appui et de la voûte et que, dans certains cas, il y a lieu d'en tenir compte dans les calculs.

Soit par exemple le cas d'une voûte symétrique avec articulation à la clef : en appelant Q la poussée inconnue, on aura :

$$\mu_0 = Qy_0,$$

y_0 étant la flèche à la clef et μ_0 le moment des forces extérieures par rapport à cette section ; or, y_0 est une fonction linéaire de Q qu'on obtiendra facilement en appliquant les formules de la déformation, de sorte que Q sera déterminée par la résolution d'une équation du second degré. En fait, les déformations de la voûte sont toujours très faibles par rapport à ses dimensions propres ; il en résulte qu'à une première approximation on pourra calculer la poussée comme s'il n'y avait pas de déformation. Une fois la poussée connue, la courbe des pressions s'en suivra et l'on calculera aisément la valeur des efforts dans une section quelconque.

36. Détermination de l'axe longitudinal le plus favorable. — C'est ici qu'il convient de traiter cette question qui a été abordée dans les travaux d'Yvon Villarceau, de Saint-Guilhem, etc. Ces savants s'étaient proposé de déterminer la fibre moyenne d'une voûte de

manière qu'elle coïncidât partout avec la courbe des pressions due aux charges que cette voûte était appelée à supporter. Si un semblable résultat pouvait être obtenu, il est clair que les matériaux de la voûte seraient placés dans d'excellentes conditions de stabilité en raison de l'uniformité et de la normalité des efforts transmis à chaque voussoir. Malheureusement, la position de la courbe des pressions dépend essentiellement de la déformation de la voûte et de ses massifs d'appui et *a priori* il est impossible d'obtenir cette coïncidence à moins d'imposer à la courbe des pressions l'obligation de passer par trois points déterminés de la fibre moyenne, ce qui peut effectivement être réalisé en établissant des articulations en ces points.

Dans ce cas le problème devient abordable et se pose de la manière suivante : déterminer dans un pont à trois articulations la fibre neutre de la voûte, de manière qu'elle coïncide avec la courbe des pressions due à une distribution déterminée des charges et surcharges.

Nous rappellerons la formule que nous avons établie plus haut :

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = \varphi,$$

dans laquelle y , x représentent les coordonnées courantes de la fibre moyenne qui est ici la courbe des pressions, Q la poussée horizontale constante, φ la valeur des charges et surcharges par unité de projection horizontale; cette formule peut aussi s'écrire :

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{Q}{\rho \cos^3 \alpha} = \varphi,$$

en appelant ρ le rayon de courbure au point considéré

et $\cos \alpha = \frac{dx}{ds}$ le cosinus de l'angle formé par l'élément ds de la fibre avec l'axe horizontal des x .

Différentes hypothèses peuvent être faites sur la fonction φ .

a) On peut poser :

$$\varphi = C^{1e} = A,$$

ou :

$$\rho \cos^3 \alpha = \frac{Q}{\Lambda},$$

c'est-à-dire :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{A}{Q} \quad \text{et} \quad y = \frac{\Lambda x^2}{2Q} + Bx + C;$$

c'est l'équation d'une parabole.

En transportant les axes à la clef parallèlement à eux-mêmes, on aura :-

$$y = \frac{\Lambda x^2}{2Q};$$

et en appelant $2a$ la corde de la fibre moyenne et f sa flèche, on obtiendra la formule connue :

$$Q = \frac{\Lambda a^2}{2f}.$$

b) On peut poser :

$$\varphi = \Lambda \frac{ds}{dx} = \frac{\Lambda}{\cos \alpha},$$

ce qui donne :

$$\frac{d^2y}{ds^2} = \frac{\Lambda}{Q} \quad \text{et} \quad \rho \cos^2 \alpha = \frac{Q}{\Lambda}.$$

On reconnaît facilement que l'intégration donne :

$$y = \frac{Q}{A} \cos \operatorname{hyp} \frac{A}{Q} (x - x_0) + B$$

$$y' = \sin \operatorname{hyp} \frac{A}{Q} (x - x_0)$$

$$s = \frac{Q}{A} \sin \operatorname{hyp} \frac{A}{Q} (x - x_0) + C.$$

Dans ce cas, la fibre moyenne affecte la forme d'une chaînette ¹ ; la charge n'est plus, en effet, répartie également suivant la projection horizontale, mais uniformément suivant la longueur de la courbe elle-même.

Nous retrouvons ainsi les propriétés bien connues dans la théorie élémentaire des ponts suspendus.

Nous avons d'ailleurs dans le cas de la chaînette :

$$(y - B)^2 = (s - C)^2 + \frac{Q^2}{A^2},$$

relation du 2^e degré entre y et s , et :

$$\frac{ds}{dx} = \cos \operatorname{hyp} \frac{A}{Q} (x - x_0) = \frac{A(y - B)}{Q}$$

On en déduit :

$$\varphi = \frac{A^2(y - B)}{Q},$$

ce qui signifie que la charge est une fonction linéaire de

¹ M. Legay a proposé l'emploi de projections de chaînette.

Pour résoudre le problème qui consiste à faire passer un arc d'une telle transcendante par les trois points donnés, M. d'Ocagne a proposé une solution nomographique fort simple fondée sur les substitutions à la courbe transcendante de l'ellipse surosculatrice au sommet dans les limites où l'approximation est suffisante (D'OCAGNE, 8).

l'ordonnée de la fibre moyenne et qu'en lui donnant une densité fictive déterminée elle sera arasée suivant un plan supérieur horizontal.

c) On peut poser :

$$\varphi = \Lambda \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 = \frac{\Lambda}{\cos^2 \alpha} \quad ^1$$

ce qui donne :

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = \Lambda \left(1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right) \quad \text{et :} \quad \rho \cos \alpha = \frac{Q}{\Lambda}.$$

Cette équation ² s'intègre facilement et l'on trouve :

$$y = B - \frac{Q}{\Lambda} \text{Log} \cos \frac{\Lambda}{Q} (x - x_0)$$

d'où :

$$y' = \text{tang} \frac{\Lambda}{Q} (x - x_0)$$

$$\frac{dx}{ds} = \cos \alpha = \cos \frac{\Lambda}{Q} (x - x_0).$$

et par suite :

$$\alpha = \frac{\Lambda}{Q} (x - x_0).$$

¹ C'est l'équation qui correspond à la chaînette d'égale résistance et qui donne le profil d'équilibre rationnel d'une voûte, dans laquelle tous les joints supportent le même effort de compression par unité de surface ; dans ce cas, la projection verticale des joints est constante et égale à l'épaisseur à la clef. Il y aurait un réel intérêt à accepter ce profil théorique pour le premier rouleau des très grandes arches ainsi que pour les coupoles de grande dimension.

² M. Lebert a étudié l'équation plus générale (voir plus loin) :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = a + b \left(\frac{dy}{dx} \right)^2.$$

On trouve également :

$$\text{Log tang} \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\Lambda}{2Q}(x - x_0) \right] = \frac{\Lambda(s - s_0)}{Q}.$$

Jusqu'à présent les courbes considérées pouvaient conduire pour la voûte à une ouverture infinie ; mais, dans le cas actuel, en comptant les abscisses à partir de la verticale de la clef ($x = x_0$), il est clair que l'on devra avoir :

$$\frac{\Lambda x}{Q} \leq \frac{\pi}{2}$$

et l'ouverture $2a$ sera inférieure ou au plus égale à $\frac{\pi Q}{\Lambda}$ d'ailleurs pour une flèche infiniment grande.

d) Posons :

$$\varphi = \Lambda \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 = \frac{\Lambda}{\cos^3 \alpha},$$

ce qui donne :

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = \Lambda \left(\frac{ds}{dx} \right)^3 \quad \text{et} \quad \rho = \frac{Q}{\Lambda}.$$

La fibre moyenne affecte la forme d'un arc de cercle et l'ouverture $2a$ sera inférieure ou au plus égale à $\frac{2Q}{\Lambda}$.

e) Posons :

$$\varphi = \Lambda \left(\frac{ds}{dx} \right)^4 = \frac{\Lambda}{\cos^4 \alpha},$$

ce qui donne :

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = \Lambda \left(1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right)^2 \quad \text{et} \quad \rho = \frac{Q \cos \alpha}{\Lambda}.$$

On reconnaît là une propriété caractéristique de la cycloïde dans laquelle $\frac{\rho}{\cos \alpha}$ est égal au double du diamètre.

du cercle générateur ; la fibre moyenne est donc obtenue par le roulement du cercle de diamètre $\frac{Q}{2\Lambda}$ et l'ouverture $2a$ est en conséquence inférieure à $\frac{\pi Q}{2\Lambda}$.

Si nous définissons la cycloïde par les relations habituelles :

$$y = R(1 - \cos u) = 2R \sin^2 \frac{u}{2}, \quad x = R(u - \sin u),$$

on trouve aisément avec :

$$R = \frac{Q}{4\Lambda},$$

$$y' = \frac{dy}{dx} = \cotang \frac{u}{2} \quad s = -4R \cos \frac{u}{2},$$

$$\frac{dx}{ds} = \cos \alpha = \sin \frac{u}{2};$$

d'où :

$$\alpha = \frac{\pi - u}{2}$$

et :

$$y = 2R \left(1 - \frac{s^2}{16R^2} \right) = 2R - \frac{s^2}{8R}.$$

Après avoir étudié cette succession de courbes qui correspondent à une répartition théorique des charges, nous allons examiner s'il est possible de donner à la voûte une épaisseur telle que l'effort unitaire de compression soit le même pour tous les voussoirs ; c'est le problème de la chaînette d'égale résistance qui a été étudié par Coriolis, Yvon Villarceau, Ossian Bonnet, Maurice Lévy, etc.

Si δ est la densité de la maçonnerie et Ω la section transversale, nous aurons en mettant en évidence le poids du voussoir :

$$\varphi dx = h dx + \delta \Omega ds \quad \text{ou :} \quad \varphi = h + \delta \Omega \frac{ds}{dx}.$$

L'effort total et normal de compression N a pour composante horizontale la poussée Q ; on a donc :

$$N = Q \frac{ds}{dx}$$

et pour que :

$$\frac{N}{\Omega} = \frac{Q \frac{ds}{dx}}{\Omega} = C^{te} = R_0.$$

il faut que :

$$\Omega = \frac{Q}{R_0} \frac{ds}{dx}$$

d'où ce résultat bien connu que pour qu'une voûte soit d'égale résistance sous l'action de charges verticales, il faut que la projection verticale de la section soit constante et égale à la section de clef Ω_0 .

Nous aurons donc comme équation de la fibre moyenne :

$$Q \frac{d^2y}{dx^2} = h + \frac{\partial Q}{R_0} \left(\frac{ds}{dx} \right)^2.$$

c'est-à-dire :

$$\frac{R_0}{\partial} \frac{d^2y}{dx^2} = \left(1 + \frac{hR_0}{\partial Q} \right) + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2.$$

Admettons en premier lieu que h soit une constante ; nous aurons, en posant :

$$1 + \frac{hR_0}{\partial Q} = \Lambda^2$$

$$\frac{R_0}{\partial} \frac{d^2y}{dx^2} = \Lambda^2 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2.$$

Prenant comme fonction :

$$z = \frac{y}{\Lambda} \quad \text{ou} \quad y = \Lambda z,$$

il viendra :

$$\frac{R_0}{\delta \Lambda} \frac{d^2 z}{dx^2} = 1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2.$$

Nous retombons sur le cas déjà examiné c) :

$$z = B - \frac{R_0}{\delta \Lambda} \text{Log} \cos \frac{\partial \Lambda}{R_0} (x - x_0),$$

et par suite :

$$y = AB - \frac{R_0}{\delta} \text{Log} \cos \frac{\partial \Lambda}{R_0} (x - x_0).$$

D'une manière plus générale, on pourrait admettre que la charge h est une fonction linéaire de l'ordonnée y , ce qui donne l'équation différentielle :

$$\frac{R_0}{\delta} \frac{d^2 y}{dx^2} = \Lambda + By + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2.$$

On peut intégrer cette équation en posant :

$$\frac{dy}{dx} = y', \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{dy'}{dx} = \frac{dy'}{dy} \frac{dy}{dx} = \frac{dy'}{dy} y' = \frac{1}{2} \frac{dy'^2}{dy}$$

ce qui donne :

$$\frac{R_0}{2\delta} \frac{dy'^2}{dy} = \Lambda + By + y'^2$$

c'est une équation différentielle linéaire en y'^2 qui permet d'exprimer y' en y :

$$y' = \frac{dy}{dx} = \psi(y)$$

d'où :

$$x = \int \frac{dy}{\psi(y)}.$$

On aurait obtenu une équation analogue en exprimant h par la relation plus générale :

$$h = A + By + Cy'^2.$$

Examinons enfin le cas où, suivant l'hypothèse de Navier et de Saint-Guilhem, la voûte ne supporte, en dehors de son propre poids, que des forces normales à sa fibre moyenne.

En premier lieu, si le poids de la voûte est négligeable, on aura en rappelant nos précédentes relations :

$$\varphi_t = 0 = \frac{dF}{ds}, \quad \varphi_n \frac{dx}{ds} = \frac{F}{\rho} = \frac{F_0}{\rho}$$

Donc l'effort total de compression est constant sur toutes les sections et la courbure $\left(\frac{1}{\rho}\right)$ de la fibre moyenne est proportionnelle à la force normale par unité de longueur de fibre.

Si ces forces sont uniformément réparties, la fibre moyenne correspondante sera un arc de cercle.

Si nous ne négligeons plus le poids de la voûte et si nous appelons p la force par unité de longueur de fibre moyenne qui s'exerce normalement à celle-ci, nous aurons, en prenant les composantes des actions suivant l'horizontale et suivant la tangente à la fibre moyenne :

$$\frac{dF}{ds} \frac{dx}{ds} = -p \frac{dy}{ds}, \quad \frac{dF}{ds} = \varphi_t = \delta\Omega \frac{dy}{ds}$$

Si la voûte est d'égale résistance, on aura :

$$F = R_0\Omega$$

et par suite :

$$\frac{dF}{dy} = \frac{\delta}{R_0} F$$

ce qui donne :

$$F = F_0 e^{\frac{\delta y}{R_0}}$$

On a d'ailleurs :

$$\frac{dF}{dy} \frac{dx}{ds} = -p$$

de sorte que si p est exprimé en fonction de y on pourra écrire également :

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)^2 = 1 + y'^2 = \psi(y)$$

équation différentielle d'où l'on tirera y' en fonction de y et x par une quadrature.

Les indications que nous venons de donner permettront de résoudre ou du moins d'aborder sous sa forme la plus générale, mais avec la réserve faite au début de ce paragraphe, le problème d'Yvon Villarceau.

37. Ponts articulés aux naissances. — Considérons une voûte articulée aux naissances et admettons pour plus de simplicité qu'elle soit symétrique et symétriquement chargée. Examinons tout d'abord la loi qu'il convient d'adopter pour la variation de l'épaisseur; nous venons de voir que si la courbe des pressions pouvait coïncider avec la fibre moyenne, la voûte d'égale résistance serait celle dont l'épaisseur aurait une projection verticale constante et égale à l'épaisseur à la clef; mais cette coïncidence ne pourrait se produire que tout à fait accidentelle-

ment [pour une certaine température ou pour une déformation déterminée des appuis], à moins d'établir une articulation à la clef, ce qui nous ramènerait au cas précédent.

Nous admettrons donc que la courbe des pressions s'écarte progressivement de la fibre moyenne à partir des naissances, de façon à atteindre son maximum d'écartement au droit de la clef. Dans ces conditions, lorsqu'on s'éloigne de celle-ci, l'intensité de la résultante sur une section augmente (puisque sa composante horizontale est constante et égale à la poussée Q) mais, par contre, l'excentricité de son point d'application diminue, de sorte qu'il y a à peu près compensation. Dans les arcs métalliques, on fait habituellement diminuer la section Ω et le moment d'inertie I proportionnellement à $\cos \alpha = \frac{dx}{ds}$, α étant l'angle de la section considérée avec l'horizontale, mais dans les voûtes en maçonnerie il convient de rappeler que la courbe des pressions ne s'écarte jamais beaucoup de sa position moyenne et que, d'autre part, si Ω diminuait comme $\cos \alpha$, I décroîtrait comme $\cos^3 \alpha$; dans ces conditions, il semble plus rationnel, plus esthétique et surtout plus simple, d'admettre que l'épaisseur e reste constante ($e = e_0$); rien n'empêche d'ailleurs de refaire les calculs en adoptant une variation lente de e .

Nous prendrons comme fibre moyenne celle qui correspond à la voûte à trois articulations ayant même ouverture, même montée, même épaisseur constante, même distribution des charges et surcharges, même température, etc.

Cette disposition permet d'affirmer que pour une certaine température ou pour une déformation déterminée

des appuis on pourrait amener la courbe des pressions à coïncider avec la fibre moyenne de la voûte.

En négligeant la déformation due aux efforts tranchants (ou tangentiels), la valeur de la poussée Q sera donnée par la relation :

$$Q \left[\int \frac{y^2 ds}{EI} + \int \frac{ds}{E\Omega} \right] = \int \frac{\mu y ds}{EI} + \sigma - \lambda$$

σ est l'augmentation de longueur de la corde de la voûte due à une variation de température, λ est l'augmentation de distance des articulations due à la déformation des massifs d'appui, μ est le moment fléchissant dû aux charges :

$$I = I_0 = I_0, \quad \Omega = \Omega_0 = \Omega_0.$$

D'après notre hypothèse, si q est la poussée dans le cas d'une triple articulation, on aura :

$$\mu = qy$$

Dès lors l'équation vient :

$$Q \left[\frac{I}{I_0} \int y^2 ds + \frac{I}{\Omega_0} \int ds \right] = \frac{q}{EI_0} \int y^2 ds + \sigma - \lambda$$

$\int ds = L$, longueur de la fibre moyenne ;

$\int y^2 ds = \mathfrak{J}$, moment d'inertie de cette fibre par rapport à la ligne des articulations, d'où :

$$Q = \frac{q\mathfrak{J} + EI_0(\sigma - \lambda)}{\mathfrak{J} + \frac{I_0}{\Omega_0} L} = \frac{q\mathfrak{J} + EI_0(\sigma - \lambda)}{\mathfrak{J} + \frac{e_0^2}{12} L}.$$

Pour que $Q = q$, c'est-à-dire pour que la courbe des pressions coïncide avec la fibre moyenne, il faudrait que :

$$EI_0(\sigma - \lambda) = q \frac{e_0^2 L}{12}.$$

Calculons le maximum de l'effort unitaire de compression à la clef (R_0) et aux retombées (R_1).

Si z est la distance du point de passage de Q au centre de la section de clef, on aura :

$$R_0 = \frac{Q}{\Omega_0} + \frac{Qze_0}{2I_0}.$$

D'ailleurs, si f est la flèche de la fibre moyenne, on a :

$$Q(f + z) = qf$$

d'où, en substituant :

$$R_0 = \frac{q \left(\bar{y} + \frac{fLe_0}{2} \right) - EI_0(\sigma - \lambda) \left(\frac{6f}{e_0} - 1 \right)}{\Omega_0 \left(\bar{y} + \frac{e_0^2}{12} L \right)}.$$

En ce qui concerne les naissances, on peut admettre à une première approximation que la résultante est normale à la section, de sorte que l'effort unitaire est le même que si la poussée Q se répartissait uniformément sur la projection verticale de la section, soit $\Omega_0 \cos \alpha_1$: on aura donc :

$$R_1 = \frac{Q}{\Omega_0 \cos \alpha_1} = \frac{q\bar{y} + EI_0(\sigma - \lambda)}{\Omega_0 \cos \alpha_1 \left[\bar{y} + \frac{e_0^2}{12} L \right]}.$$

On vérifiera ainsi facilement si R_0 et R_1 sont inférieurs

aux maxima prévus. L'étude de la déformation s'en suivra, mais nous renverrons pour cela à l'ouvrage de M. Pigeaud. E S

38. **Ponts sans articulation.** — Dans ce cas, la courbe des pressions passe à la clef au-dessus (ou au-dessous) de la fibre moyenne, se rapproche progressivement de celle-ci de façon à la rencontrer au droit d'une section Ω_2 , puis elle s'en écarte de nouveau de plus en plus jusqu'aux naissances Ω_1 . On pourrait ne pas avoir de variation appréciable de l'épaisseur de la voûte entre la clef et Ω_2 , mais alors l'accroissement d'épaisseur devrait être beaucoup plus accentué entre Ω_2 et Ω_1 parce que l'intensité de la résultante augmente et que son point d'application s'éloigne du centre du voussoir ; au point de vue de la bonne construction et de l'esthétique, il semble préférable d'adopter une loi continue de variation, celle par exemple des voûtes d'égale résistance à triple articulation (constance de la projection verticale de l'épaisseur) ; Ω est alors proportionnel à :

$$\frac{ds}{dx} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

et l à :

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)^3 = \frac{1}{\cos^3 \alpha}$$

C'est une règle analogue que l'on adopte habituellement pour les arcs métalliques où l'on prend :

$$\Omega = \frac{\Omega_0}{\cos \alpha}, \quad l = \frac{l_0}{\cos \alpha}$$

Nous admettrons que la voûte est symétrique et symétriquement chargée et que sa fibre moyenne coïncide

avec celle de la même voûte à triple articulation qui serait une courbe funiculaire des charges et surcharges considérées ; cela revient à affirmer que pour une certaine température ou pour une déformation déterminée des appuis on pourrait amener la courbe des pressions à coïncider avec la fibre moyenne de la voûte.

Pour simplifier les équations, nous poserons ¹ :

$$y = Y + c$$

avec :

$$\int \frac{Y ds}{I} = 0 = \int \frac{y ds}{I} - c \int \frac{ds}{I}$$

ou

$$\int Y \cos^3 \alpha ds = \int y \cos^3 \alpha ds - c \int \cos^3 \alpha ds.$$

Cela revient à chercher le centre de gravité de la fibre moyenne sur laquelle une masse serait répartie avec la densité $\cos^3 \alpha$; c est l'ordonnée de ce centre de gravité par rapport à la ligne des naissances.

On a alors :

$$M \int \frac{ds}{EI} = - \int \frac{\mu}{EI} ds - \omega$$

$$Q \left[\int \frac{Y^2 ds}{EI} + \int \frac{ds}{E\Omega} \right] = \int \frac{\mu Y}{EI} ds + \sigma - \lambda$$

M représente le moment de la poussée inconnue Q par rapport au centre de la retombée, ω est l'augmentation de l'angle formé par les deux retombées ; les autres notations sont les mêmes que précédemment.

¹ PIGEAUD, p.

Si q est la poussée dans le cas de la triple articulation, nous aurons par hypothèse :

$$\mu = qy = q(Y + c)$$

ce qui donne :

$$M \int \frac{ds}{EI} = -q \int \frac{Y+c}{EI} ds - \omega = -qc \int \frac{ds}{EI} - \omega$$

$$Q \left[\int \frac{Y^2 ds}{EI} + \int \frac{ds}{E\Omega} \right] = q \int \frac{Y(Y+c)}{EI} ds + \sigma - \lambda$$

$$= q \int \frac{Y^2 ds}{EI} + \sigma - \lambda$$

$\int \frac{Y^2 ds}{EI}$ est, à une constante près, le moment d'inertie de la courbe dont nous avons déterminé précédemment le centre de gravité ; nous poserons donc :

$$\int \frac{ds}{EI} = \frac{1}{EI_0} \int \cos^3 \alpha ds = \frac{L}{EI_0},$$

$$\int \frac{Y^2 ds}{EI} = \frac{1}{EI_0} \int Y^2 \cos^3 \alpha ds = \frac{J}{EI_0}$$

$$\int \frac{ds}{E\Omega} = \frac{1}{E\Omega_0} \int \cos \alpha ds = \frac{S}{E\Omega_0}$$

et il viendra :

$$Q = \frac{qJ + (\sigma - \lambda) EI_0}{J + \frac{SI_0}{\Omega_0}}, \quad M = -qc - \frac{\omega EI_0}{L}$$

On trouvera de même pour l'effort unitaire à la clef et aux retombées :

$$R_0 = \frac{q\left(\delta + \frac{Sfe_0}{2}\right) - (\sigma - \lambda) \frac{E\Omega_0 e_0}{2} \left(f - \frac{e_0}{6}\right)}{\delta\Omega_0 + S\Gamma_0} - \frac{6qc}{\Omega e_0} - \frac{E\omega e_0}{2L}$$

$$R_1 = \frac{q\delta + (\sigma - \lambda) EI_0}{\delta\Omega_0 + S\Gamma_0} + \frac{e_0 \cos^2 \alpha_1}{2} \left(\frac{qc}{I_0} + \frac{\omega E}{L}\right).$$

L'étude de la déformation de la voûte se déduira de la connaissance des éléments initiaux de la courbe des pressions.

39. **Stabilité des piles et culées.** — Il est nécessaire, pour obtenir des résultats suffisamment approchés, de considérer les piles et culées comme constituant le prolongement de la voûte voisine et de calculer celle-ci jusqu'à la fondation proprement dite, laquelle est supposée pouvoir supporter sans déformation dangereuse les efforts qui lui sont transmis.

Certains auteurs préconisent la recherche du *coefficient de stabilité*, c'est-à-dire du quotient des moments, pris par rapport à l'arête de rotation possible, de la composante normale à la base d'appui et de celle parallèle à cette même base. La connaissance de ce coefficient aurait une signification si le massif considéré était un solide indéformable, analogue à ceux que l'on envisage dans les théories de la mécanique rationnelle ; mais nous avons vu qu'il n'en est pas ainsi et que seule l'étude des déformations élastiques permet de déterminer les efforts unitaires maxima soit dans le massif, soit sur la base de fondation ; le calcul du coefficient de stabilité est donc inutile et même nuisible par les présomptions dange-

reuses qu'il peut susciter, ainsi que l'a fort bien montré M. Resal⁴.

Dans le calcul des culées on pourra tenir compte de la poussée des terres en utilisant les tables numériques qui, pour une hauteur de remblai et une inclinaison de parement, donnent l'intensité et la direction de la poussée élémentaire correspondante; mais la question devient alors très complexe et ne paraît pas susceptible d'une solution générale simple (voir § 18).

Lorsque deux voûtes sensiblement égales se font suite, on peut admettre que les poussées s'annulent l'une l'autre et que la pile intermédiaire ne supporte que des efforts verticaux. Dans ce cas, un calcul élémentaire permet de déterminer la section que doit avoir la pile pour qu'elle soit d'égale résistance; si aux naissances on a une section S_0 et une charge totale RS_0 uniformément répartie, la section S située au-dessous à une distance y sera donnée par la formule :

$$S = S_0 e^{\frac{\delta}{R} y}$$

dans laquelle δ représente la densité des maçonneries de la pile.

Mais, en principe, les poussées ne s'annulent jamais rigoureusement, soit parce que les voûtes voisines ne sont pas identiques, soit parce que les surcharges ne sont pas symétriques; il est dès lors nécessaire de s'assurer que la déformation de la pile sous l'action de cette différence de poussée n'est pas susceptible de provoquer la chute de l'ouvrage. A cet effet, on peut admettre que le point de rencontre des fibres moyennes des deux voûtes voisines est

⁴ Voir RESAL, 4, p. 275.

soumis à une force horizontale inconnue ; on calculera le déplacement de ce point en le supposant appartenir d'abord à la voûte de droite (la voûte de gauche enlevée), ensuite à celle de gauche (celle de droite enlevée) ; en écrivant que le déplacement est le même dans les deux cas on aura une équation de condition qui permettra de déterminer la poussée inconnue.

D'une manière plus générale, on peut assimiler en quelque sorte un pont de plusieurs voûtes à une poutre reposant sur plusieurs appuis. En introduisant les inconnues nécessaires (actions sur les bases de fondation), on calculera l'expression du travail total de déformation et, par l'application du théorème de Castigliano aux déplacements de chacun des appuis des piles et culées, on obtiendra un nombre d'équations linéaires précisément égal au nombre des inconnues à déterminer ¹.

Comme exemple de déformation élastique des piles et de leurs appuis on peut citer le pont de Vernon, sur la Seine, dont on détruisit volontairement une arche en 1870 à l'occasion de la guerre ; sous l'action de la poussée des deux voûtes voisines, les deux piles non équilibrées s'inclinèrent, ce qui entraîna la chute des arches et ainsi de suite jusqu'aux culées ; on constata d'ailleurs, qu'après cette chute totale des voûtes, les piles étaient revenues dans leur position primitive, de telle sorte que le pont put être reconstruit en les conservant intégralement ².

40. Notions sur le calcul des cintres. — Les cintres

¹ Voir LOSSIER. — *Application de la méthode de Ritter.*

² Des observations très intéressantes ont été faites par M. Morandière sur plusieurs ponts détruits pendant la guerre de 1870 : voir son ouvrage ou le résumé dans CROIZETTE, t. I, p. 413.

sont des ouvrages provisoires permettant la mise en place des voussoirs et la confection des maçonneries de la voûte¹. Ils se composent essentiellement d'un certain nombre de fermes parallèles aux plans de têtes et soigneusement reliées et contreventées entre elles afin d'empêcher toute déformation ou dislocation dangereuse. Ces fermes reposent sur un certain nombre d'appuis (pieux, palées, etc.) par l'intermédiaire d'appareils qui permettront ultérieurement le décintrement de la voûte ; elles sont formées par une triangulation de pièces en bois ou en métal, autant que possible sans éléments surabondants autres que les contreventements nécessaires, afin de pouvoir en déterminer les dimensions par un calcul sûr et rapide ; la courbe d'intrados est divisée en un certain nombre de segments à peu près égaux supportés par des vaux dont les extrémités sont reliées à la ferme soit par une contrefiche verticale ou radiale (c'est-à-dire normale à l'intrados), soit par deux contrefiches inclinées et arc-boutées ; les vaux supportent des couchis qui reposent sur les fermes voisines et, sur les couchis, on établit en général, surtout pour les ouvrages importants, un platelage jointif où les lits et joints de la douelle peuvent être tracés à l'avance².

Les appuis des cintres sont ordinairement constitués au moyen de palées en charpente, formées par une ou

¹ Lorsque les circonstances le permettent, on utilise comme cintre le sol recouvert ou non d'un enduit ; il suffit ensuite d'enlever la terre avec précaution lorsque le mortier a fait une prise complète.

² On distingue les cintres à arbalétriers (Scarpe, Hennebont, Collonges), à contrefiches isolées (Chester, Annibal), à contrefiches arc-boutées (Montlouis, Chalonnes), à contrefiches radiales ou en éventail (Saint-Waast, Lavour, Antoinette). Les anciens cintres re-

plusieurs rangées de pieux solidement moisées et contreventées et défendues, si besoin est, contre l'action du courant par un groupe de pieux indépendants.

On a quelquefois construit des cintres sans point d'appui intermédiaire : en bois (anciens cintres retroussés), en métal (Valence), mixtes (Luxembourg); mais ces cintres sont relativement beaucoup plus déformables et il est nécessaire de surélever leur membrure supérieure afin de parer à l'abaissement que produit la charge totale à supporter.

Nous avons donné précédemment l'évaluation des efforts maxima transmis aux cintres par les voussoirs ; dans ces conditions le calcul des cintres devient une simple application de la théorie des poutres et des systèmes articulés ; les couchis et les vaux se calculent comme des poutres droites reposant sur deux appuis et chaque ferme comme la charpente métallique correspondante ; nous ne pouvons dès lors que renvoyer à l'ouvrage de M. Pigeaud et nous nous contenterons d'indiquer ici les formules pratiques proposées par M. Séjourné¹. On pourra également consulter les formules données dans l'ouvrage de M. Degrand².

Couchis. — En admettant pour le sapin de bonne qualité une résistance R de 80 kilogrammes par centimètre

troussés de Perronet (Neuilly, Cravant) ne sont plus employés à cause de leur trop grande déformabilité.

C'est par comparaison avec les cintres usités que l'on parviendra à trouver la meilleure solution dans chaque cas particulier.

¹ On prendra bien entendu les échantillons du commerce dont les dimensions sont immédiatement supérieures à celles données par les formules

² DEGRAND, p. 566.

carré et un coefficient d'élasticité E voisin de 10^9 , on a la formule :

$$e = \frac{4Rab^2}{3p\Delta^2} = \frac{141b^3}{c \sqrt{\cos \frac{4}{3}\alpha}}$$

e représente l'espacement des couchis d'axe en axe ;

b leur hauteur ($0^m,10$ ou $0^m,14$) ;

a leur largeur : la résistance maximum des pièces travaillant à la flexion découpées dans un bois rond est obtenue pour :

$$\frac{a}{b} = \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{5}{7} \text{ environ}$$

(d'où $a = 0^m,07$ ou $0^m,10$.)

Δ est l'espacement des fermes d'axe en axe qui peut varier de 1 mètre à $1^m,50$;

p est la pression exercée normalement au couchis :

$$p = \gamma c \sqrt{\cos \frac{4}{3}\alpha}$$

γ , densité de la maçonnerie, environ 2400 kilogrammes ;

c , épaisseur de la voûte ;

α , angle formé par le joint avec la verticale.

Vaux. — Si l est la portée d'un vau, a sa largeur, b et $b + f$ sa hauteur aux appuis et au milieu, on aura la formule :

$$b + f = \frac{3}{2}l \sqrt{\frac{\Delta c \sqrt{\cos \frac{4}{3}\alpha}}{1000a}}$$

Contrefiches, poteaux. — Comme ces pièces sont comprimées, il sera nécessaire que l'effort admis soit inférieur à celui qui pourrait provoquer leur flambement. A cet effet, on pourra appliquer la formule connue de Rankine ou celle d'Euler-Tetmajer ¹.

M. Séjourné propose de limiter l'effort de compression par centimètre carré à :

$$\frac{80}{1 + 576 \frac{L^2}{b^2}}$$

L étant la longueur de la pièce de bois considérée et b sa plus faible épaisseur ².

Nous rappellerons que l'on doit toujours employer du bois parfaitement sec en le faisant travailler dans le sens des fibres et non dans le sens perpendiculaire à celles-ci. Autant que possible il faut prévoir des pièces maîtresses ayant un équarrissage marchand et courant, car elles sont moins chères et plus faciles à trouver en cas d'urgence; il est bon que leur longueur soit comprise entre 3 mètres et 10 mètres et que leurs dimensions en coupe soient supérieures à 0^m,15 et inférieures à 0^m,35.

Les dimensions des bois équarris du commerce varient avec l'essence et la région considérées; nous donnons ci-après les renseignements contenus dans « la Pratique de l'Art de construire », de Claudel ³.

¹ FÖPPL, p. 344, 354. RÉSAL.

² Pour les cintres des voûtes biaises, on consultera un article de M. Thérel (A. P. C., 1^{re} sem. 1905, p. 65.)

³ CLAUDEL. — *La Pratique de l'Art de construire*, p. 810.

Chêne

Battants	0,32	à 0,33	sur 0.108 à 0.110
Petits battants	0.23	—	0.075
Membrures	0.16	—	0.081
Chevrans	0.081	—	0.081
Doublettes	0.33	—	0.055
»	0.24	—	0.035
Echantillons	0.24	—	0.055
Entrevois.	0.33	—	0.035
»	0.33	—	0.027
Feuillets	0.24	—	0.022
»	0.24	—	0.013
Panneaux.	0.216	—	0.02
»	0.243	—	0.013
Voliges.	0.243	—	0.015
»	0.216	—	0.013

Sapin du Nord

Madriers	0.22	sur 0.08
Madriers pour gitages.	0.17, 0.18, 0.20, 0.23	— 0.08 ou 0.07
Poutres	0.30	— 0.40
»	0.30	— 0.24
Poutres de Riga	0.35	— 0.30
Poutrelles ou solives	0.20	— 0.14
Feuillets	0.22	sur 0.01, 0.014, 0.018
Planches	0.22	— 0.027, 0.034, 0.041, 0.054
Chevrans	0.08	— 0.08
Bastaings	0.17	— 0.065

Sapin de Lorraine

Madriers	0,22	sur 0.075
»	0.22	— 0.054
Planches	0.22	— 0.034
»	0,22	— 0.027

CHAPITRE VI

PROCÉDÉS GÉNÉRAUX DE CONSTRUCTION

41. **Fondations. Généralités.** — Un pont en maçonnerie est, de par sa constitution, un massif lourd et peu élastique qui exerce des pressions considérables sur ses appuis et qui résiste très mal aux déformations; celles-ci, même légères, peuvent développer des efforts de compression et surtout de tension notablement supérieurs aux limites de sécurité admises dans la pratique; c'est pourquoi tout mouvement appréciable de ses appuis (tassement, glissement,) entraîne en général la ruine complète de l'ouvrage.

La recherche d'un bon sol et l'application d'un bon procédé de fondation sont donc des questions de la plus haute importance qu'il faut étudier avec soin et résoudre avec discernement, car c'est de la solution adoptée que dépendra presque toujours le sort de l'ouvrage tant au point de vue de la solidité qu'à celui des dépenses de construction et de la durée d'exécution des travaux.

Un bon sol de fondation doit donc pouvoir supporter, sans subir des déformations supérieures à celles acceptées comme maxima dans les calculs de stabilité, non seulement les efforts transmis par l'ouvrage lui-même sur sa base d'appui, mais encore les altérations auxquelles ce sol est soumis du fait de cette construction et de toute autre cause. Ainsi, par exemple, ce sol peut être exposé à des affouillements provoqués par les courants, à une désa-

grégation produite par une action lente des eaux d'infiltration, des gaz dissous ou des variations de température, à des mouvements d'ensemble du terrain dus soit au comblement de cavités, soit au glissement des couches, etc.

S'il est relativement aisé d'apprécier quelles seront pour un sol de fondation donné les conséquences directes de l'établissement d'un ouvrage et d'indiquer les mesures à prendre en vue de sa conservation, il est beaucoup plus difficile d'en prévoir les conséquences indirectes ou lointaines, de même que les modifications parfois profondes dont ce terrain peut être le siège à la suite de la rupture d'un équilibre plus ou moins instable. Ce sont là, sans aucun doute, les parties les plus délicates de l'art de l'ingénieur qui demanderaient à être exposées en détail dans un volume traitant spécialement des fondations; ici, nous nous bornerons à énumérer les principaux procédés employés pour fonder les ponts en maçonnerie et à faire ressortir leurs avantages et leurs inconvénients respectifs; nous donnerons également quelques règles concernant le choix du procédé à suivre dans chaque cas, mais, disons-le de suite, ces règles ne peuvent avoir qu'un caractère théorique; c'est par l'expérience seule qu'on arrivera à bien les posséder et à les appliquer convenablement en discernant les multiples cas, en apparence identiques, et en déployant les qualités de prudence et de réflexion, de décision et d'énergie qui sont particulièrement nécessaires dans l'exécution de ce genre de travaux.

Nous avons vu que le sol de fondation doit supporter sans déformation dangereuse les charges qui lui seront transmises, ce qui donne une première classification des terrains d'après leur résistance aux déformations tant normales que tangentielles; habituellement, on prend pour

critérium la composante normale seule de la déformation, c'est-à-dire la compressibilité du terrain, mais c'est une considération insuffisante car un terrain mou, presque fluide, peut être à la fois incompressible et très facilement déformable. Pour un terrain donné et connu il existe donc des efforts maxima correspondant aux déformations limites admises dans les calculs et qu'on peut déterminer soit par des expériences directes, soit par comparaison avec des terrains similaires, en pratique, on se donne toujours une certaine marge et l'on affecte ces efforts maxima d'un coefficient fractionnaire; dit *coefficient de sécurité*, lequel est d'autant plus faible qu'on est plus incertain sur la résistance réelle du sol de fondation et sur l'importance des efforts maxima maximorum qu'il devra supporter. Il est clair, par exemple, que si le terrain est homogène sur une grande épaisseur on pourra accepter un coefficient beaucoup plus élevé qu'avec un terrain hétérogène formé d'une croûte dure, mais mince, reposant sur un substratum moins résistant; dans ce dernier cas, il est facile de s'assurer que le coefficient devra diminuer au fur et à mesure de l'augmentation de la base d'appui et que pour une base suffisamment grande on devra s'en tenir exclusivement à la résistance du substratum.

Si le sol est déformable pour des charges inférieures à celles qu'on a projeté de lui appliquer, on pourra, dans certains cas, diminuer cette déformabilité soit en donnant à la fondation l'empatement nécessaire, soit en enfonçant des massifs isolés en forme de pieux de bois ou de béton qui augmentent la consistance du terrain et interviennent utilement par les réactions superficielles qu'ils provoquent.

Parmi les altérations que les terrains de fondation sont exposés à subir, les ingénieurs ont de tout temps donné

une place prépondérante aux affouillements provoqués par les courants, sans doute à cause du grand nombre de ponts renversés de ce fait au moment des fortes crues. Comme on ne possédait pas autrefois la faculté d'établir les ouvrages à toute profondeur sous l'eau soit à sec par l'emploi de l'air comprimé, soit dans l'eau par l'usage de liants hydrauliques, on en était réduit à les fonder à une limite fixée par les moyens d'épuisement dont on disposait et à les protéger contre les affouillements, soit par des enrochements, soit par des pilotis, soit par des fascinages. On avait donc très justement dressé une deuxième classification des terrains de fondation d'après leur plus ou moins grande affouillabilité.

D'autre part, la possibilité d'épuiser une fouille dépend évidemment de la perméabilité à l'eau du terrain considéré et l'on trouve dans beaucoup de traités une troisième classification fondée sur le degré de perméabilité des terrains de fondation. Il convient toutefois de remarquer qu'il ne s'agit plus ici d'une qualité inhérente au sol en tant que terrain de fondation, mais bien de la façon dont il se comporte pour l'application de tel ou tel procédé de construction; on pourrait également prendre pour base d'une classification la perméabilité à l'air, la pénétrabilité par les pieux ou massifs de maçonnerie, etc. En fait, c'est surtout par les déformations de leurs appuis et par les affouillements de leurs fondations que les ponts en maçonnerie périclitent; on devra donc choisir pour y faire reposer l'ouvrage projeté un sol aussi indéformable et aussi inaffouillable que possible et adopter un procédé de fondation qui permette d'atteindre ce terrain dans les meilleures conditions de sécurité, de dépense et de délai. On rappellera d'ailleurs qu'un terrain peut être rendu inaf-

fouillable soit en le protégeant à la manière ancienne employée rationnellement (enrochements, pilotis, fascinages) soit, ce qui constituera en général une solution préférable, en le fixant à une profondeur suffisante pour le mettre à l'abri des plus forts affouillements constatés sur la rivière.

Nous diviserons les divers procédés de fondations en trois catégories :

1° Ceux qui permettent de s'établir directement sur le terrain de fondation mis à nu et à sec soit par des fouilles (ordinaires, blindées, galeries de mines, drainages), soit par des épaissements effectués à l'intérieur d'une enceinte (batardeaux, caissons), soit par des dragages et des épaissements à l'intérieur d'un massif descendu par havage, soit par le fonçage d'un caisson à l'air comprimé ;

2° Ceux qui permettent de s'établir directement sur le terrain de fondation mis à nu, mais non à sec soit par l'immersion de gros blocs arrimés, soit par l'échouement de caissons étanches remplis à sec, soit par un coulage de béton dans l'eau à l'intérieur d'une enceinte (batardeaux, caissons) ou d'un massif descendu par havage ;

3° Ceux qui utilisent des supports intermédiaires (pieux en charpente, en métal, en béton) entre le sol de fondation et le massif de l'ouvrage.

Après avoir décrit sommairement ces divers procédés, nous passerons en revue les moyens habituellement employés pour atténuer la déformabilité des terrains (empatement, battage de pieux, compression mécanique du sol, injection de ciment, congélation provisoire pendant l'exécution des travaux) ainsi que leur affouillabilité (enrochements, fascinages, crèches, radiers généraux.)

Fondations par fouilles à sec. — Il arrive fréquemment

qu'on peut mettre à nu sans épuisements importants le sol de fondation ; il faut alors donner la préférence à ce procédé qui est en général le plus simple, le plus sûr et le moins coûteux.

Suivant la consistance du terrain, on peut descendre la fouille ouverte à talus coulant jusqu'à une certaine profondeur (1 mètre à 3 mètres) ; au-dessous, on donne à la fouille des parois verticales, mais en ayant soin de placer, d'après les procédés connus, des blindages étré sillonnés.

Si l'exécution d'une fouille blindée de grandes dimensions paraît dangereuse, soit à cause de la nature du terrain traversé, soit à cause de la profondeur à laquelle il faut descendre et si la stabilité de l'ouvrage ne doit pas en être compromise, on remplacera la fouille unique par un certain nombre de puits isolés qu'on remplira de béton ou de maçonnerie et dont on reliera les sommets entre eux au moyen de voûtes sur lesquelles on fera reposer le massif de l'ouvrage projeté¹. Si cette dernière solution présente elle-même des inconvénients, on pourra descendre avec un puits unique blindé jusqu'au sol résistant et y établir la fondation par assises successives superposées, en pratiquant les galeries de mines nécessaires ; de cette manière, on troublera le moins possible l'équilibre du terrain et l'on évitera d'en provoquer le mouvement, surtout si l'on a la précaution d'ouvrir les galeries dans la direction où celui-ci aurait une tendance à se produire (viaduc de Ormaztegui, ligne d'Irun à Madrid).

¹ Voir dans ce sens les fondations du viaduc d'accès au pont du Point du Jour (fig. 88), où les piles sont réunies par une voûte en ogive enfouie dans le sol ; de cette manière, le nombre des massifs de fondation est moitié de celui des piles du viaduc qui reposent alternativement sur un massif et sur la clef de l'ogive adjacente.

Le sol sera arasé normalement aux efforts qu'il doit supporter et présentera sur la base d'appui une constitution aussi homogène que possible ; si le terrain est formé par des assises rocheuses de faible épaisseur, obliques à la

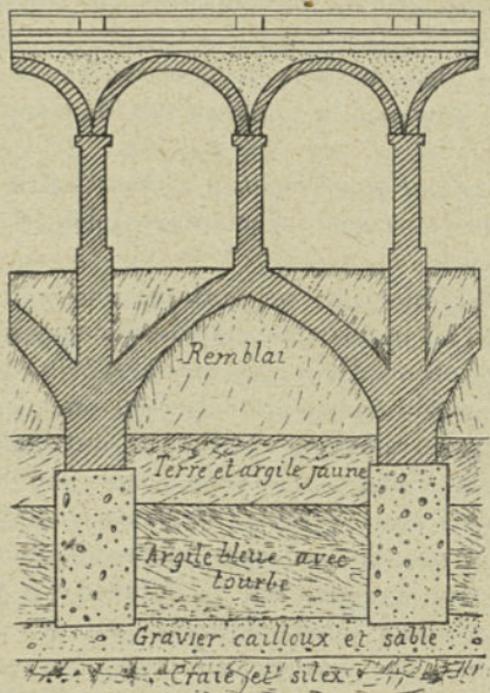


Fig. 88. — Fondation du viaduc d'accès du Point du-Jour.

section d'appui, on pourra se contenter d'effectuer un garnissage en béton de ciment entre l'ouvrage et les petits gradins découpés sur les assises ; si celles-ci sont plus importantes il faudra établir un massif intermédiaire en maçonnerie appareillée avec de gros blocs aussi durs que le terrain et taillés avec beaucoup de soin : les lits (pa-

rallèles aux assises) dont l'épaisseur sera réduite au minimum seront secs ou remplis d'un coulis de ciment et les faces s'appliqueront exactement l'une sur l'autre; pour les joints (normaux à la base d'appui) on admettra une épaisseur plus forte qu'on remplira avec du sable ou du mortier maigre; de cette manière, on atténuera autant que possible les déformations et l'on évitera la formation des fissures qui sont la conséquence de tassements inégaux.

Fondations par épuisements. — Il faut distinguer selon que ces fondations sont effectuées en pleine terre ou en lit de rivière.

Dans le premier cas, on pratique une fouille blindée dont on rend les parois aussi étanches que possible afin de diminuer le volume d'eau à épuiser et d'éviter le délavage du terrain voisin ainsi que les mouvements et éboulements qui pourraient en résulter; il faut également que les blindages soient assez solides pour pouvoir résister aux pressions des terrains traversés mouillés. Pour arriver à ce résultat, on peut soit sectionner la fouille si elle est trop grande, soit la blinder au moyen de cadres ou anneaux télescopiques s'ajustant exactement, soit descendre par havage un massif en maçonnerie rendu étanche par une tôle extérieure qui facilite le glissement contre le terrain et empêche tout décollement du massif.

Le sol de fondation doit être imperméable ou très peu perméable, surtout s'il se trouve à une assez grande profondeur au-dessous du niveau de la nappe aquifère; il faut, dès le début des travaux, disposer de moyens d'épuisement très largement suffisants, car ce procédé coûte excessivement cher si, à un moment donné, la fouille est en-

vahie par les eaux et si l'on est obligé de réorganiser les installations, réparer les avaries, etc ¹.

Avant de commencer les maçonneries, on doit assécher la plate-forme en creusant tout autour une rigole de ceinture complétée, s'il est nécessaire, par des canaux de drainage conduisant toutes les eaux de filtration dans un puisard où plongent les tuyaux d'aspiration des pompes ; on met des tuyaux en poterie dans ces drains d'assèchement ou bien on les recouvre avec des tuiles ou de larges moellons de façon que l'eau ne délave pas le mortier des premières maçonneries.

Dans le second cas, on commence en général par draguer le terrain et mettre à nu le sol de fondation ² ; si celui-ci se laisse pénétrer assez facilement par les pieux et palplanches on établit une enceinte ou batardeau, formée de deux files distantes de 1 mètre à 1^m,50 et enfoncées aussi régulièrement et aussi jointivement que possible (fig. 89) ; à cet effet, on bat les palplanches à l'intérieur de la ligne des pieux afin d'obtenir une plus grande étanchéité ; on nettoie soigneusement, si besoin est, avec des scaphandriers, le pied des palplanches afin de faire disparaître toute cause de filtration et l'on remplit le batardeau en y pilonnant de l'argile mélangée de terre, de paille, etc. Il est nécessaire que les pieux pénètrent d'au moins 1 mètre dans le sol de fondation et les palplanches d'environ 0^m,50, car on ne peut guère compter sur un contreventement inférieur qui pourrait provoquer des fil-

¹ Voir A. P. C., 1898, p. 360. Fondations du viaduc du grand Echaud, où l'on a abaissé le niveau de la nappe aquifère par des drainages convenablement exécutés.

² Dans certains cas, les épaissements seront grandement facilités par un détournement des eaux, (viaduc de l'Aulne ou Port Launay).

trations ; au fur et à mesure des épuisements on étré-sillonne solidement à l'intérieur de l'enceinte afin de résister à la poussée de l'eau ¹.

Si le sol ne se laisse pas pénétrer par les pieux et palplanches en bois, on peut utiliser soit des pieux métalliques (vieux rails terminés en pointe par exemple) et des van-

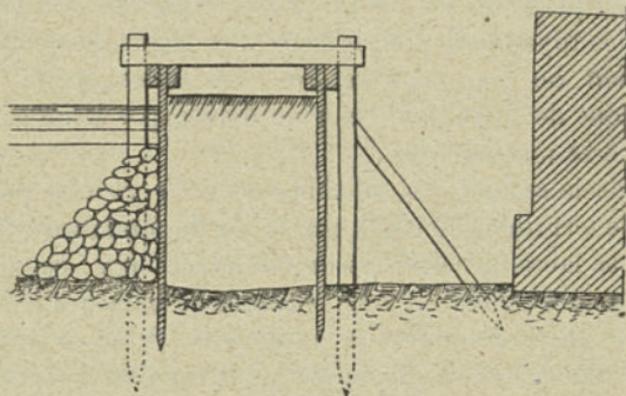


Fig. 89. — Coupe d'un batardeau.

nages maintenus en place par un double rang de moises et s'appliquant exactement sur le fond du lit, soit de préférence un caisson sans fond à parois étanches ; si celui-ci est en bois, il faut avoir soin de lui donner la forme d'un tronc de pyramide afin que la pression extérieure de l'eau l'appuie sur le sol et l'empêche de remonter.

La grosse difficulté consiste à obtenir une étanchéité suffisante à la jonction du caisson et du sol de fondation dont il est malaisé d'épouser toutes les irrégularités ; il en

¹ M. Croizette-Desnoyers a proposé les formules suivantes, dans lesquelles h représente la hauteur du niveau de l'eau au-dessus du banc de fondation

Pieux : côté de la section supposée carrée = $0,10 + 0,025 h$.

Palplanches : épaisseur = $0,05 + 0,025 h$.

résulte des rentrées d'eau qui aggravent les épuisements, délavent les mortiers et les mélangent de boue ; on a proposé beaucoup de moyens pour obvier à cet inconvénient (toile goudronnée appliquée à l'extérieur, bourrelets d'argile, vannages supplémentaires, batardeaux intérieurs), mais ce ne sont que des palliatifs souvent inefficaces ; aussi, dès que les épuisements deviennent un peu importants, ce procédé expose à beaucoup de mécomptes tant au point de vue de la dépense qu'à celui de la bonne et rapide exécution du travail.

Fondations par havage. — Ce procédé consiste à descendre un massif annulaire reposant sur une sorte de rouet en bois ou en métal ; à cet effet, on drague par le bas sous le rouet et l'on charge par le haut en continuant les maçonneries et l'on conduit ces deux opérations de façon à obtenir une descente régulière et verticale ; c'est là le procédé habituellement employé pour le creusement des puits ordinaires.

Le havage d'un massif important est une opération aléatoire et dangereuse, car il peut se produire des déversements difficiles à arrêter et à corriger ; de même des rentrées brusques de vase et des jaillissements d'eau peuvent provoquer des accidents d'ouvriers ; enfin et surtout le frottement du terrain contre le massif peut arrêter le fonçage ou tout au moins occasionner des décollements et des ruptures qu'il est très difficile de réparer ; néanmoins, en prenant certaines précautions, ce procédé est susceptible de rendre de réels services et il a reçu de nombreuses applications¹.

¹ C'est par exemple le cas d'ouvrages très importants, pour lesquels le sol de fondation se trouve à une grande profondeur au-dessous de l'eau, (Poughkeepsie, Allahabad, etc.).

. *Fondations à l'air comprimé.* — Ce procédé est relativement récent puisque la première application en a été faite en 1839 à Chalonnnes pour le fonçage d'un puits de mine ; il consiste essentiellement à descendre un massif par havage, mais au lieu de chercher à épuiser à l'intérieur on refoule l'eau à l'extérieur par l'action de l'air comprimé ; les ouvriers occupés au travail de dragage sous le massif sont donc placés dans un espace clos, appelé *chambre de travail*, au sein duquel règne une surpression variable avec le niveau de la nappe aquifère et la perméabilité du terrain traversé ; l'entrée et la sortie des ouvriers, des déblais et des matériaux s'effectuent par une chambre à double porte, dénommée *sas* ou *écluse*, dont le fonctionnement s'explique de lui-même.

On distingue les fondations tubulaires, à caisson perdu, sur rouet et à caisson amovible.

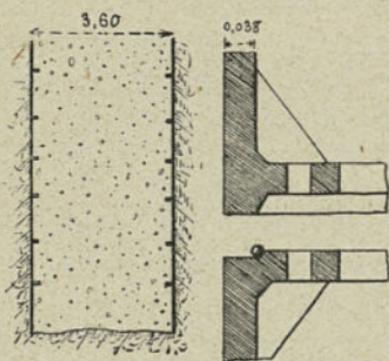


Fig 90. — Fondations tubulaires du pont de Bordeaux.

Fondations tubulaires.

— Dans ce procédé, on enfonce jusqu'au terrain solide un tube en fonte formé d'anneaux superposés que l'on met en place au fur et à mesure de la descente (fig. 90) ; ces anneaux pourvus de brides à l'intérieur sont assemblés entre eux au moyen de forts boulons ;

quand le tube est arrivé à fond de course et encastré, s'il y a lieu, dans le terrain de fondation, on confectionne du béton sur une hauteur

suffisante pour empêcher l'eau de remonter et l'on achève le remplissage à l'air libre.

Ce procédé présente de graves inconvénients, aussi est-il aujourd'hui à peu près abandonné. Tout d'abord, pour que le tube ait une rigidité suffisante il faut lui donner une certaine épaisseur (0^m,035 à Szegedin), ce qui augmente beaucoup la dépense, ou réduire le diamètre (habituellement de 2 à 4 mètres) ce qui conduit à des piliers sans stabilité transversale, même avec un contreventement supérieur dont l'efficacité est toujours douteuse ; ensuite, il est clair qu'on a moins de garanties au point de vue de la répartition des charges avec plusieurs tubes qu'avec un caisson unique ; enfin, en raison du poids relativement faible d'un tube et du frottement considérable que sa surface latérale exerce sur le terrain, la descente s'effectue difficilement ; on est obligé de se servir d'un lest mobile qu'il faut déplacer assez fréquemment à chaque addition d'un anneau ; on opère également par lâchures brusques de pression, ce qui équivaut au choc d'une masse égale à celle de l'eau refoulée, mais il peut en résulter un déversement du tube ou des ruptures de brides. Au total, le fonçage effectué dans ces conditions est une opération incertaine et coûteuse et comme la dépense se répartit sur un cube relativement faible on arrive à un prix de revient unitaire beaucoup plus élevé qu'avec le procédé suivant.

Fondations à caisson perdu. — C'est le procédé classique et courant. Le caisson est construit en tôle d'acier et se compose de deux parties distinctes : la chambre de travail et les hausses (fig. 91). La chambre affecte la forme d'un couvercle à arêtes verticales arrondies par des congés et reposant sur une tôle renforcée, appelée

couteau; le plafond est constitué par une tôle raidie au moyen de poutrelles supérieures auxquelles elle est rivée et les parois verticales sont reliées au plafond par des

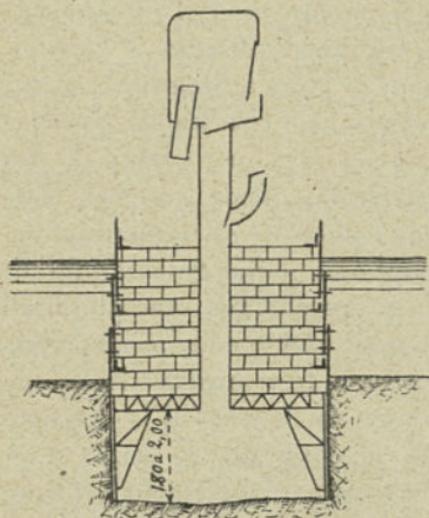


Fig. 90. — Schéma d'une installation à l'air comprimé.

contrefiches inclinées entre lesquelles on construit dès le début un massif de maçonnerie, appelé *crinoline*; des ouvertures circulaires permettent l'établissement de cheminées extensibles aboutissant aux sas.

On donne ordinairement à la chambre de travail une hauteur de 1^m,80 à 2 mètres; le couteau doit avoir une épaisseur minimum de 0^m,02 sur 0^m,25 environ

de hauteur afin qu'il ne soit pas faussé ou tordu par les obstacles qu'il rencontre pendant la descente; on le raidit par une forte cornière dont l'aile horizontale sert de support à la crinoline; celle-ci est constituée par de la maçonnerie de briques jusqu'à ce que l'épaisseur permette de faire de la maçonnerie ordinaire; la pente des contrefiches est d'environ un de base pour deux de hauteur; les parois verticales ont une épaisseur de 0^m,005 à 0^m,008 et quelquefois 0^m,012 selon la dureté du terrain traversé et la profondeur à laquelle on compte descendre; on donne au plafond une épaisseur de 0^m,004 à 0^m,008 suivant la distance des poutrelles, laquelle varie de 0^m,60 à 1^m,50; le diamètre

intérieur des cheminées est de 1^m,00 à 1^m,10 ; le type de sas adopté varie suivant le matériel de l'entreprise, mais ses dispositions essentielles restent les mêmes et l'on y trouve presque toujours un moteur à air comprimé (à deux vitesses avec frein) pour la descente et la remonte des bennes ; on a mis quelquefois le sas immédiatement au-dessus de la chambre de travail, ce qui supprimait les cheminées et diminuait légèrement la fourniture d'air comprimé, mais on est revenu à la disposition primitive afin de permettre aux ouvriers de se réfugier dans le sas en cas d'accident grave.

Les hausses, qui forment les parois verticales du caisson au-dessus de la chambre de travail, ont une épaisseur variant de 0^m,002 à 0^m,005 suivant la dureté du terrain traversé ; elles sont posées par bandes de 1 mètre de hauteur et assemblées en écailles de poisson, c'est-à-dire que la tôle inférieure recouvre la tôle supérieure du côté des terres, disposition qui facilite le fonçage ; au droit du joint, on met à l'intérieur une ou deux cornières horizontales qui donnent de la rigidité pendant le montage et assurent la liaison des hausses avec la maçonnerie ; on peut également augmenter cette rigidité et cette liaison au moyen de fermettes triangulées verticales. On a essayé de donner un fruit aux parois du caisson ou de réserver une retraite entre les parois de la chambre et les hausses supérieures ; mais cette disposition a dû être abandonnée, car le terrain mal soutenu s'ébranlait et il en résultait des chocs et des coincements qui déchiraient les hausses et compromettaient la descente du caisson.

Les parois de la chambre de travail doivent être imperméables à l'eau et à l'air ; on arrive à réaliser une étanchéité suffisante soit en mastiquant les joints, soit en intercalant

entre les tôles des bandes de feutre, de toile goudronnée, de papier bitumé, de caoutchouc, etc.

Si le terrain est homogène, on peut donner aux caissons une grande surface (Pont Alexandre III, 200 à 250 mètres carrés) ; on les sectionne alors en compartiments par des cloisons verticales supportant le plafond et reposant sur un couteau comme les parois extérieures ; mais, en général, il sera préférable d'employer deux ou plusieurs caissons juxtaposés en adoptant une séparation autant que possible parallèle à la direction de la poussée ; on réunit ensuite ces caissons à leur partie supérieure au moyen de petites voûtes destinées à répartir les charges.

Indépendamment des cheminées et des sas qui sont réutilisés, le caisson comprend les tôles et les poutrelles du plafond dont le poids varie avec la surface du plafond S et les parois dont le poids varie avec le périmètre P et la hauteur H ; on peut admettre à une première approximation, pour le poids total π , la formule :

$$\pi = \alpha + \beta S + \gamma P.$$

β étant une constante et α et γ variant linéairement avec la hauteur H ; à titre de simple indication on peut prendre $\pi = 250$ kilogrammes par mètre carré de S .

Avant de passer à l'examen des procédés employés pour mettre le caisson en place, nous rappellerons qu'en Amérique où l'on trouve du bois en abondance et à bon marché, on a confectionné des caissons entièrement en bois à parois massives formées par des assises croisées de poutres jointives (Brooklyn, East River, Québec). Le faible poids du caisson permet de maçonner au-dessus du plafond sans hausses ni batardeau et d'atteindre facilement

le sol résistant en réduisant au minimum l'emploi de l'air comprimé.

La mise en place du caisson ne présente aucune difficulté en pleine terre ; en rivière, on peut utiliser un échafaudage fixe ou flottant, ou bien on lance le caisson de la berge et on l'amène flottant à son lieu d'échouage.

L'échafaudage fixe est le plus employé ; on bat une enceinte de pieux moisés et contreventés autour de l'emplacement de la fondation ; sur cette enceinte on établit une plate-forme de montage et au-dessus une plate-forme pour la manœuvre des vérins auxquels on suspendra le caisson une fois monté. Quelquefois, on laisse le caisson flotter et descendre en le guidant au moyen de glissières fixées à l'enceinte ; quand le courant est violent et le fond du lit affouillable, il peut arriver que celui-ci se dérobe au fur et à mesure de la descente ; il faut alors tapisser le lit avec de gros enrochements, amarrer très solidement le caisson et descendre très rapidement. Il est également parfois utile de draguer sur l'emplacement de la fondation avant le battage des pieux afin de régulariser le sol et de diminuer les chances d'affouillement ; lorsque le terrain solide présente une inclinaison appréciable on peut échouer des enrochements qui ont en outre l'avantage de consolider la base des pieux. Si le terrain traversé est très mou, il ne faut pas lâcher le caisson avant d'avoir atteint le terrain solide, car la vase en refluant pourrait remplir la chambre de travail et provoquer un déversement du caisson. Dès que le plafond affleure le plan d'eau, on commence à maçonner en laissant un vide au centre afin de ne pas trop charger le plafond, de mieux soutenir les hausses et de ne pas emprisonner les cheminées ; quand on a rencontré le terrain solide, on complète la maçonnerie

commencée afin de bien asseoir le couteau, on introduit l'air comprimé, on décroche les barres d'échouage et l'on commence le déblai.

Ce mode d'échouage présente des difficultés sérieuses lorsque la profondeur de l'eau ou l'épaisseur du terrain inconsistant est très grande, car les hausses insuffisamment soutenues par la maçonnerie ne peuvent supporter la pression extérieure de l'eau et il peut en résulter de graves accidents si l'on n'a pas eu la précaution de les étrésillonner très solidement ou d'en augmenter l'épaisseur. De même, ce procédé n'est pas d'un usage très commode lorsque le niveau de l'eau subit des variations très considérables, soit périodiques (rivières à marée), soit imprévues (crues soudaines), car les barres d'échouage travaillent très inégalement et sont exposées à se rompre : dans ce cas on peut laisser le caisson flottant, mais si l'on a à traverser une forte épaisseur de terrain inconsistant il vaut mieux avoir recours à un échafaudage flottant. Toutefois, en présence d'une crue subite, si l'on craint de voir l'échafaudage fixe emporté et le caisson sérieusement avarié, il semble préférable d'échouer celui-ci sur son emplacement, sauf à le reprendre ensuite en sous-œuvre au moyen d'un massif provisoire en maçonnerie et béton de ciment. (Pont de Valence-sur-Rhône)

Pour le fonçage du caisson, on creuse tout autour du couteau de manière à bien le dégager une rigole de 0^m,20 à 0^m,30 de profondeur. Le caisson n'étant plus soutenu que par les frottements latéraux descend alors en vertu de son propre poids, supérieur à la sous-pression de l'air ; on peut, si besoin est, faciliter ce mouvement soit par l'exécution de nouvelles maçonneries au-dessus du plafond, soit par un lest provisoire, soit par une

lâchure brusque de pression. On déblaie ensuite jusqu'au niveau du couteau descendu, on creuse une nouvelle rigole et ainsi de suite ; si le caisson a une tendance à se déverser d'un côté, on le cale avec des madriers, des vieux rails et l'on approfondit la rigole du côté opposé.

L'enlèvement des déblais se fait soit au moyen de puits à fermeture hydraulique (disposition presque abandonnée en raison des accidents qui peuvent se produire si le puisard se désamorçe) soit, si le terrain s'y prête, au moyen de pompes à sable, soit, de préférence, au moyen de bennes dont on déverse le contenu dans un petit sas spécial à déblais ; dans certains cas, pour activer la descente et pour éviter les accidents, on affecte exclusivement aux déblais des cheminées et des sas se manœuvrant par l'extérieur.

Le remplissage de la chambre de travail s'effectue en général de la manière suivante : on commence par la crinoline qu'on exécute presque toujours dès le début quand on redoute des frottements latéraux considérables ; une fois le sol de fondation atteint on le prépare comme il a été dit précédemment et l'on coule du béton par couches minces que l'on pilonne et que l'on bourre avec soin de façon à bien remplir la chambre en se retirant vers les cheminées ; on donne la préférence au béton parce que pour être bien exécuté il ne nécessite pas, comme la maçonnerie l'emploi d'ouvriers exercés et qu'on peut utiliser les manœuvres tubistes habitués au travail dans l'air comprimé ; de même, l'emploi du béton de ciment, quoique beaucoup plus coûteux, est préférable à celui de chaux ; on achève le remplissage par l'injection d'un coulis de ciment que l'on fait pénétrer dans tous les vides par une lâchure brusque de pression. En ce qui concerne

les maçonneries au-dessus de la chambre de travail nous avons vu qu'on les conduit de manière à ne pas trop charger la partie centrale et à bien soutenir les hausses ; à cet effet, on laisse un vide en forme d'entonnoir autour de chaque cheminée ; quand le fonçage est achevé, on remplit ces vides en réservant toutefois l'espace nécessaire pour l'enlèvement facile des cheminées ; après quoi, il ne reste plus qu'à couler du béton dans le vide des cheminées pour obtenir un massif entièrement plein. Dans la partie supérieure où les hausses sont baignées par l'eau on peut avoir intérêt à les enlever pour les réemployer ; on prévoit alors un ancrage solide dans la maçonnerie des dernières hausses conservées et la pose de boulons provisoires dont la manœuvre puisse être facilement effectuée soit par des scaphandriers, soit au moyen de longues tiges ; enfin, on met en parement de gros moellons très durs susceptibles de résister au choc des corps flottants et au frottement des galets.

Fondations sur rouet. — Ce procédé consiste surtout à réduire au minimum l'emploi du métal ¹. En pleine terre par exemple, où il n'est pas nécessaire d'avoir un caisson léger, on peut exécuter la chambre de travail entièrement en maçonnerie, sauf le rouet sur lequel elle repose ; on peut également, si le terrain s'y prête, supprimer les hausses métalliques, mais à la condition de prendre certaines précautions que nous allons indiquer.

Le rouet doit tout d'abord être assez solide (fig. 92) pour résister sans déformation dangereuse aux charges

¹ Fondations des ponts de Stettin sur l'Oder, de Dusseldorf sur le Rhin, de Marmande sur la Garonne. M. Séjourné a publié à ce sujet un mémoire renfermant des renseignements très complets.

qui lui sont transmises par la voûte de la chambre de travail (poids et poussée); à ce dernier point de vue, la forme de rouet la plus avantageuse est incontestablement la forme circulaire; il faudra donc s'en rapprocher le plus possible (ellipse de préférence au rectangle) à moins de diminuer la poussée par un surhaussement convenable de la voûte.

Lorsqu'on a à traverser un terrain tendre et mou et qu'il est possible de maçonner à sec au-dessus du plafond, les hausses métalliques deviennent évidemment inutiles et l'on peut par leur suppression réaliser une économie d'environ 2 francs par millimètre d'épaisseur et par mètre carré; mais, dès que le terrain est un peu résistant et hétérogène et qu'on a

à craindre des frottements et des coincements, il est dangereux de s'exposer à un décollement du massif, car la réparation d'un accident de ce genre est toujours une opération très délicate et très coûteuse; les précautions qu'on pourrait indiquer pour éviter ce décollement (enduit en ciment, ancrage des maçonneries, liaisonnement avec les cheminées, etc.) seraient presque aussi coûteuses sans être aussi efficaces que le maintien de l'épiderme formé par les hausses.

Fondations par caisson amovible (fig. 93). — Dans ce système, on utilise la même chambre de travail successi-

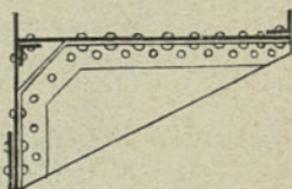
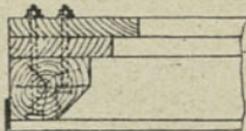
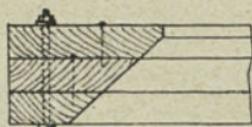


Fig. 92. — Divers types de rouets.

vement pour plusieurs ouvrages : il faut, en conséquence, qu'elle soit suffisamment grande pour qu'on puisse maçonner à son intérieur la fondation projetée et assez résistante pour qu'elle ne soit pas déformée soit par les frottements latéraux du terrain, soit par le lest chargé de provoquer la descente.

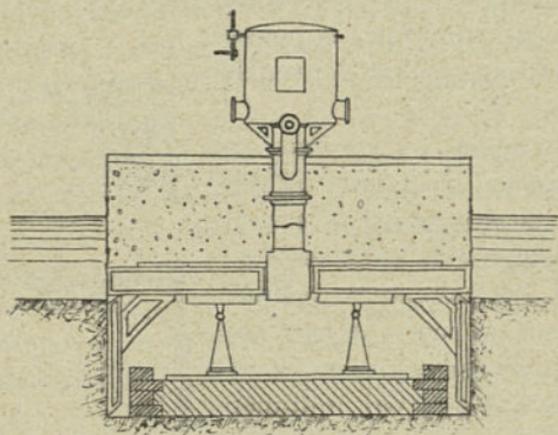


Fig. 93. — Caisson amovible.

Quand on a atteint le sol de fondation, on maçonne sur une certaine hauteur ($\frac{1}{3}$ environ de celle de la chambre de travail) et l'on soulève le caisson sur des vérins en prenant appui au-dessus de la maçonnerie exécutée ; on enlève le lest correspondant à la diminution de pression en même temps que les vérins et l'on continue la maçonnerie.

Ce procédé comporte diverses sujétions ; d'abord, il faut exécuter toute la maçonnerie dans l'air comprimé et, par conséquent, recruter un personnel capable d'effectuer

ce travail dans de bonnes conditions ; ensuite, le cube à déblayer est plus considérable qu'avec le procédé ordinaire ; enfin, la manœuvre du relèvement du caisson est une opération longue et pénible et qu'il peut être dangereux de pratiquer sur de la maçonnerie fraîchement exécutée ; en somme, ce procédé n'est réellement pratique et économique que si l'on a de nombreuses fondations semblables à faire sous de faibles profondeurs (3 mètres à 4 mètres).

En terminant, nous renverrons aux traités spéciaux pour les précautions à prendre en vue de sauvegarder la santé des ouvriers, et nous ne rappellerons que les principales ; au fur et à mesure que la pression augmente, on devra diminuer la durée du travail journalier (T) et augmenter celle de la décompression (D) :

à 20 mètres.	$T < 4^h$	$D > 30'$
à 34 mètres (maximum atteint)	$T < 1^h$	$D > 4^h$

n'employer que des hommes jeunes, bien constitués et bien portants ; renouveler très fréquemment l'air dans la chambre de travail ; donner aux sas des dimensions assez grandes pour que plusieurs ouvriers puissent y prendre place simultanément ; éviter les refroidissements au moment de la décompression ; faire couvrir les ouvriers et leur donner à boire des boissons chaudes dans un local abrité¹.

Bien entendu, le prix de la main-d'œuvre augmente

¹ Profondeurs atteintes à Brooklyn, 29 mètres ; à East-River, 32 mètres ; à Williamsburg, 32^m,15.

Le décret du 15 décembre 1908 et l'arrêté ministériel du 28 décembre 1908 ont réglementé le travail dans l'air comprimé.

avec la profondeur atteinte : à Williamsburg, pour une profondeur supérieure à 27 mètres, on a payé 17^{fr},50 la journée de 1 heure et demie de travail.

Fondations sur blocs arrimés. — Nous ne dirons que quelques mots de ce procédé qui est surtout employé dans les travaux à la mer et qui consiste à immerger de gros blocs artificiels préparés à l'avance en béton ou en maçonnerie (10 mètres cubes, 20 mètres cubes et même plus). On drague l'emplacement de la fondation, de manière à mettre à nu le terrain solide qu'on dresse bien régulièrement, et l'on arrange les blocs les uns à côté des autres en réduisant au minimum l'épaisseur de leurs joints. Ce travail de dressement et d'arrimage exige souvent la présence de scaphandriers. Pour faciliter leur mise en place, ces blocs possèdent des rainures à l'intérieur desquelles coulissent les chaînes de suspension. Ce procédé suppose l'usage d'installations coûteuses fixes ou flottantes (chalands, grues puissantes, etc.); il n'est économique que si l'on a à immerger un nombre considérable de blocs.

Fondations par blocs flottants. — Ce procédé consiste à construire l'ossature des blocs sous la forme d'une caisse imperméable ouverte par le haut, à l'amener flottante au lieu d'emploi et à l'immerger en coulant du béton à sec dans l'intérieur. Autrefois, on utilisait des caissons en charpente (ponts d'Iéna, de Rouen, de Bordeaux), mais aujourd'hui, il semble préférable de les confectionner en béton armé. La seule difficulté consiste à draguer le terrain et à le dresser bien horizontalement (quais de Valence).

Fondations par béton immergé. — C'est en 1811, à l'occasion des fondations du pont de Souillac, sur la Dordogne, que Vicat fit la première application de sa remar-

quable invention des chaux hydrauliques, et c'est presque aussitôt après, pour la construction du pont d'Iéna, que Lamandé imagina de couler du béton sous l'eau à l'intérieur d'une enceinte et entre les têtes de pieux battus dans le sol de fondation.

Ce procédé, applicable presque en toutes circonstances, prit rapidement une grande extension en raison de son exécution prompte, facile et économique, mais pour donner de bons résultats, il demande à être employé avec certaines précautions dont la méconnaissance ou l'oubli ont été la cause d'accidents graves. Ceux-ci étaient même devenus si fréquents qu'ils avaient discrédité complètement ce procédé, bien à tort d'ailleurs, car il en est de ce système comme de tous les autres : il est bon à la condition d'être convenablement appliqué.

Il faut, autant que possible, éviter la production de la laitance (chaux délayée) et surtout son mélange avec la vase qui se trouve presque toujours en suspension dans l'eau, car le dépôt de cette substance produit de véritables plans de séparation ou de clivage qui décomposent le massif en blocs distincts, sans aucune adhérence entre eux. Le moyen le plus pratique pour obtenir ce résultat consiste dans l'emploi du tube à débit continu, qu'on promène sur toute la fondation en le soulevant très légèrement et en le tenant constamment plein ; la pression du béton contenu dans le tube empêche l'eau de remonter et de produire de la laitance ; au début de l'opération on obture le tube avec un tampon en bois qu'on manœuvre du haut à l'aide de tiges filetées ; quand on a exécuté deux couches d'environ 0^m,40 d'épaisseur chacune, on déboulonne une des hausses inférieures du tube et l'on continue le travail d'immersion ; on peut ainsi mettre en place,

quelle que soit la profondeur, environ 50 mètres cubes par jour et par appareil.

Il faut éviter également de couler du béton en plein

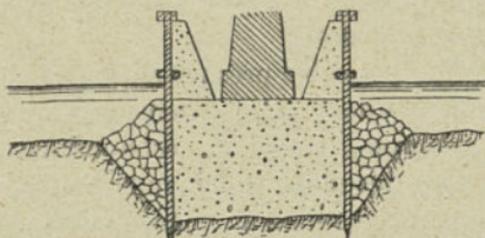


Fig. 94. — Fondations par béton immergé (enceinte de pieux).

courant, car celui-ci délaverrait le mortier dont la prise serait incomplète ; dans ce cas, on établit une enceinte soit

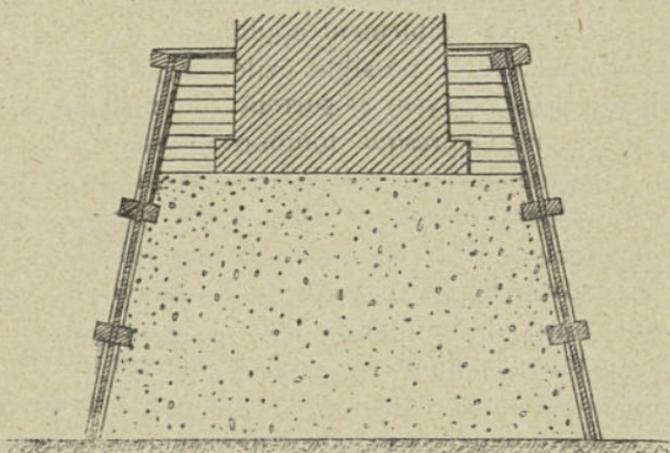


Fig. 95. — Fondations par béton immergé (caisson sans fond).

avec des pieux et palplanches (fig. 94), soit avec un caisson étanche et sans fond, en bois¹ ou en métal (fig. 95).

¹ A ce procédé s'attache le nom de l'éminent ingénieur-construc-
teur Beaudemoulin.

Quand on estime que l'épaisseur du béton coulé sur le fond et contre les parois est suffisante, on peut épuiser dans cette sorte de cuvette et effectuer les maçonneries à sec, mais il faut pour cela que la prise du béton soit complètement terminée, sans quoi on s'exposerait à un délavage du mortier et à une désagrégation du massif.

Dans certains cas, il est préférable et plus sûr d'employer du béton de ciment dont la prise est plus rapide, mais dont le prix est environ trois fois plus élevé ; le ciment permet, en effet, d'obtenir presque immédiatement un massif beaucoup plus résistant au double point de vue des charges et des corrosions.

L'essentiel pour l'application de ce procédé est de mettre bien à vif le sol de fondation par un dragage préalable et de réaliser une adhérence aussi complète que possible entre ce sol et le massif ; pour cela, il faut couler avec précaution le béton dans des eaux calmes et pures après avoir enlevé toute couche intermédiaire dont l'affouillement par le courant pourrait provoquer des tassements considérables ; on doit asseoir le massif sur un sol incompressible et inaffouillable, ou tout au moins consolider celui-ci soit par un battage de pieux, soit par un tapissage d'embrochements ; on peut, enfin, avoir intérêt pour protéger le massif contre la violence du courant à couler le béton à l'intérieur d'une enceinte en tôle, ou d'une charpente suffisamment résistante ; dans ces conditions, on limite, en général, à 6 kilogrammes par centimètre carré la charge que le béton peut supporter en toute sécurité.

On a également exécuté de très importants ouvrages par ce procédé en descendant le massif par havage (Poughkeepsie, sur l'Hudson, Allahabad, sur la Jumna).

Fondations par pilotis. — Lorsque le terrain de fondation est situé trop bas pour qu'on puisse s'y établir directement, on utilise comme supports intermédiaires des pieux en bois, en métal ou en béton.

A) Les pieux en bois sont battus ou enfoncés dans le terrain supérieur qu'on n'a pas pu ou pas voulu déblayer ; on noie leurs têtes dans un massif maçonné à sec ou coulé sous l'eau d'après les procédés que nous avons indiqués.

Les pieux sont ordinairement battus en quinconce en leur donnant un écartement de $0^m,80$ à $1^m,20$ d'axe en axe. On peut utiliser comme pieux des arbres entiers simplement débarrassés de leurs branches ¹ (dits en grume), ou écorcés et équarris plus ou moins grossièrement ; ils atteignent quelquefois une longueur de 20 à 25 mètres, mais si le terrain traversé est inconsistant, il est bon de leur donner une longueur inférieure à 25 ou 30 fois leur diamètre moyen s'ils sont en grume ou leur plus petite dimension s'ils sont équarris ; on peut aussi les enter l'un sur l'autre et le moyen le plus sûr consiste à les couper carrément et à les appliquer exactement l'un sur l'autre en les entourant d'une fourrure ou manchon en tôle un peu long, enfoncé à frottement dur.

On a fait des expériences sur l'adhérence des pieux avec le béton de ciment ; l'adhérence est environ trois fois plus considérable avec les pieux écorcés qu'avec les pieux en grume ; pour les premiers, selon que le béton est plus ou moins gras et plus ou moins bien damé, on a trouvé une adhérence de 4 kilogrammes à $1^{kg},75$ par centimètre carré. Avec une dalle de $0^m,80$ à 1 mètre d'épaisseur re-

¹ Les essences les plus employées sont le chêne, le hêtre, l'orme, le sapin, le pin.

couvrant de 0^m,30 à 0^m,40 la tête des pieux, on réalise un massif dont la résistance au cisaillement paraît être supérieure à la résistance à l'écrasement des pieux.

Il est indispensable de n'employer les pieux que sous l'eau ou dans un terrain humide, car l'action alternative de l'air et de l'eau les pourrirait rapidement ; il faut donc les récéper au dessous du niveau des plus basses eaux et l'on utilise dans ce but une scie oscillante mobile autour d'un axe horizontal qu'on manœuvre en lui imprimant un mouvement de va-et-vient et en la pressant contre le pieu à récéper ; on peut également employer des scies circulaires ou à ruban.

L'extrémité inférieure des pieux est taillée en pointe et protégée par un sabot en fonte, en fer forgé ou en tôle afin d'empêcher que le frottement ou le choc contre les corps durs ne désagrège les fibres mises à nu. A sa partie supérieure, le pieu reçoit une frette de 0^m,05 à 0^m,06 de hauteur pour lui permettre de supporter, sans déchirement des fibres, les chocs qui déterminent son enfoncement.

Pour battre les pieux, on se sert soit de gros marteaux manœuvrés à la main si la fiche à donner est très faible, soit d'appareils appelés sonnettes (à tiraudes, à dé clic, à vapeur) qui consistent toutes à élever une masse en fer ou *mouton* de poids P et à la faire tomber sur le pieu d'une certaine hauteur H.

Dans les sonnettes à tiraudes P varie de 200 kilogrammes à 350 kilogrammes, et H de 0^m,80 à 1 mètre ; dans celles à dé clic P est généralement compris entre 400 et 700 kilogrammes, et H peut atteindre 3, 4, 5 mètres et même davantage ; dans les sonnettes à vapeur P varie de 1000 à 3000 kilogrammes, et H de 1 mètre à 1^m,80. Ce sont ces dernières qui sont ordinairement utilisées sur

les grands chantiers, car elles permettent d'obtenir un battage à la fois plus rapide et plus économique (environ 2 fois et demie moins cher et 3 fois plus rapide qu'avec les sonnettes à bras).

Le travail obtenu par la chute du mouton est PH kilogrammètres ; ce travail n'est pas intégralement transmis au pieu et, si p est le poids de celui-ci, la théorie du choc permet d'établir qu'il reçoit seulement :

$$\frac{P}{P+p} PH = \frac{P^2 H}{P+p} \text{ kilogrammètres}$$

Il y a donc intérêt à augmenter la masse du mouton, sauf à le faire tomber de moins haut.

Il faut battre les pieux en allant du centre à la périphérie, à cause de la compression que le battage fait subir à certains terrains et qui pourrait empêcher l'enfoncement des derniers pieux.

On appelle *refus* la quantité dont un pieu s'enfonce sous l'action d'un battage déterminé (poids du mouton, hauteur de chute, nombre de coups) ; on arrête le battage lorsque ce refus a atteint une limite assez faible qu'on fixe *a priori* d'après la nature du terrain et la charge que l'on veut faire supporter aux pieux¹. Il arrive parfois que, par suite de la transmission de la compression aux régions voisines, un pieu s'enfonce beaucoup plus quand on reprend le battage après un certain délai ; dans ce cas, il faut déterminer le refus véritable en exécutant des battages à intervalles assez éloignés.

Quand on arrive sur un terrain résistant, il faut arrêter le battage, sinon on casserait les pieux.

¹ V. GEORGES LÉVY. — « Note au sujet du refus des pilots », *Revue du Génie*, février 1906.

Pour enfoncer les pieux dans les sables fins et humides, on peut utiliser l'eau sous pression en la faisant déboucher à 0^m,25 ou 0^m,30 en contrebas de la pointe du pieu.

La charge que l'on peut pratiquement faire supporter à un pieu dépend essentiellement des conditions dans lesquelles il a été battu.

Si l'extrémité inférieure repose par une base suffisamment large sur un sol incompressible, et si le terrain voisin ne présente aucune consistance et n'exerce aucun frottement latéral susceptible d'empêcher le flambement du pieu, on applique la formule des pièces chargées par bout :

$$R = \frac{K}{1 + m \left(\frac{\varphi}{12} \right)^2}$$

K, coefficient de résistance qu'on peut prendre égal à 80 kilogrammes par centimètre carré pour le chêne, 70 pour le pitchpin, 60 pour le sapin ;

m, coefficient numérique dépendant de la forme de la section :

$\frac{1}{4}$ pour le rectangle, $\frac{1}{3}$ pour le cercle ;

φ , coefficient d'élanement de la pièce : rapport de la longueur à la plus petite épaisseur transversale ;

R, résistance admissible pour la compression.

Si, au contraire, le terrain ne présente aucune résistance aux déformations normales, le pieu n'aura, pour ainsi dire, plus de base d'appui, mais le frottement développé sur sa surface latérale, grâce à la compression exercée par le terrain avoisinant, pourra être assez considérable pour lui permettre de supporter des charges assez lourdes.

Quand on connaît le terrain par expérience (Lorient, Rochefort), on peut admettre une résistance uniforme de 600 à 800 kilogrammes par mètre carré de surface frottante.

Dans ce dernier cas, on applique la formule des ingénieurs hollandais qui consiste à admettre que le travail transmis au pieu par chaque coup de mouton est employé exclusivement à vaincre les frottements latéraux en leur faisant subir un déplacement égal à l'enfoncement du pieu.

Si donc S est la surface frottante, F le frottement à vaincre par unité de surface, e l'enfoncement, $\pi = \frac{P^2 H}{P + p}$ le travail transmis, on aura :

$$\pi = F S e \quad \text{d'où} \quad F S = \frac{\pi}{e}.$$

On prendra comme charge maximum une fraction de ce frottement total, de sorte que si $\frac{1}{K}$ ($K = 6$ en général) est un coefficient de sécurité, on aura :

$$C = \frac{\pi}{K e}.$$

En fait, aucune des deux hypothèses extrêmes que nous venons d'envisager ne se réalise exactement ; un pieu résiste à la fois par sa section transverse Ω et par sa surface frottante S et il semble possible d'établir une formule générale englobant les deux cas limites examinés plus haut.

Si un pieu s'appuyait par sa base sur un sol incompressible et si, en outre, il supportait du terrain voisin le maximum de compression qu'on puisse admettre sans

crainte d'écrasement des fibres, il semble que la charge limite C devrait être donnée par la formule ci-après où l'on a mis en évidence l'influence de la base d'appui et de la surface frottante :

$$C = R\Omega + fR'S.$$

R , coefficient pratique de résistance à la compression parallèlement aux fibres du bois et en tenant compte du flambage ;

f , coefficient de frottement du pieu sur le terrain ;

R' , coefficient pratique de résistance à la compression perpendiculairement aux fibres du bois.

La formule empirique :

$$\pi = CKe,$$

bien que déduite de considérations théoriques ne peut être conservée sous cette forme, car, pour un enfoncement e infiniment petit on serait conduit à une charge admissible infiniment grande, ce qui est manifestement inexact, puisqu'il existe un maximum μ dépendant de la résistance du bois et que nous avons évalué ci-dessus : $\mu = R\Omega$ ou $fR'S$ suivant que l'on considère exclusivement la compression sur la section transverse ou l'adhérence sur la surface frottante.

Nous écrirons donc :

$$\pi = C(a + Ke),$$

a étant une constante déterminée, de manière que pour $e = 0$ on ait :

$$C = \mu, \quad \text{d'où} \quad a = \frac{\pi}{\mu}$$

et :

$$C = \frac{\pi}{\frac{\pi}{\mu} + K_e} = \frac{\mu}{1 + \frac{K_e \mu}{\pi}}$$

Nous admettrons que la résistance aux déformations normales sur la base d'appui est approximativement indiquée par l'enfoncement moyen obtenu par les 10 ou 20 derniers coups du battage, soit e ; l'adhérence du terrain peut au contraire être caractérisée par l'enfoncement moyen e_m obtenu pendant toute la dernière moitié de cette opération ; dans ces conditions on arrive à une formule présentant quelque analogie avec celle des ingénieurs américains :

$$C = \frac{RQ}{1 + \frac{KRQe}{\pi}} + \frac{fR'S}{1 + \frac{KfR'Se_m}{\pi}}$$

Le procédé des fondations par pilotis a subi des transformations progressives que nous allons rappeler sommairement ; au début (fig.

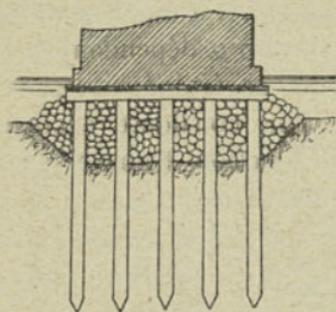


Fig. 96. — Fondations par pilotis (plateforme).

96), on recérait les pieux à peu près au niveau de l'étiage et l'on faisait reposer sur leurs têtes une plateforme ou grillage en charpente formée de pièces croisées (longrines et traversines) ; on arrimait le mieux qu'on pouvait des enrochements entre les pieux et sous cette plateforme, puis l'on maçonnait à sec au-dessus ; naturellement, les enrochements tassaient, la charpente pourrissait et la stabilité

de l'ouvrage se trouvait sérieusement compromise. On a employé ensuite (fig. 97) des caissons étanches qu'on im-

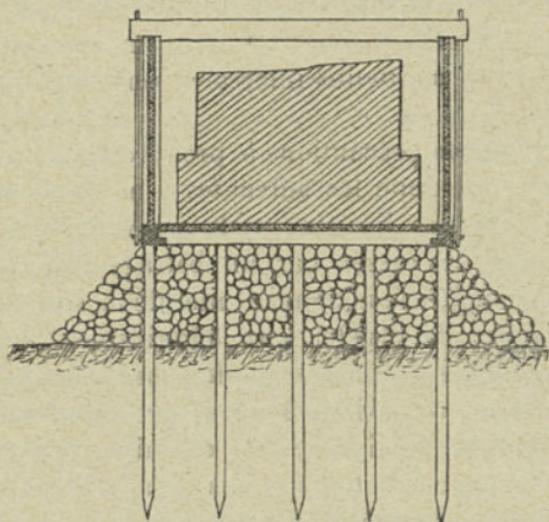


Fig. 97. — Fondations par pilotis (caisson étanche).

mergeait au moyen d'un lest de béton coulé à sec sur les têtes des pieux recépés assez bas au-dessous de l'étiage ; ce procédé était préférable, mais on avait toujours à redouter les tassements des enrochements ; enfin, on est arrivé au procédé actuel (fig. 98) qui consiste à supprimer tout plancher intermédiaire et à encasturer la tête des pieux dans un massif de béton coulé sous l'eau à l'intérieur d'une enceinte non nécessairement étanche

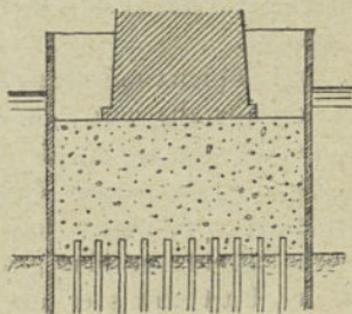


Fig. 98. — Fondations par pilotis (pieux noyés dans le béton).

(nombreux ponts exécutés dans ces conditions sur la Saône).

Quand on a de la vase très molle qui pourrait refluer à travers le béton, on pourrait revenir au système du grillage ou tout au moins intercaler une couche de sable pur et fin.

Les principales précautions à prendre quand on fonde sur pilotis sont donc les suivantes : ne pas charger les pieux au delà des limites qu'ils peuvent supporter et surtout ne pas les casser par un battage trop énergique ou trop prolongé ; leur donner une fiche suffisante pour leur permettre de résister aux affouillements ; s'assurer par des sondages préalables que le sous-sol est homogène et ne renferme ni cavités pouvant provoquer des mouvements de terrain, ni banc dur de faible épaisseur susceptible d'arrêter le battage, mais incapable de supporter la fondation ; si le terrain environnant les pieux est sans consistance, éviter autant que possible les poussées horizontales dues à l'ouvrage ou aux remblais ; enfin, donner à la fondation des formes trapues et ramassées qui se renversent et s'affouillent moins facilement que les formes allongées.

B) Les pieux métalliques résistent mieux que les pieux en bois aux alternatives de sécheresse et d'humidité ; toutefois, dans l'eau (eau de mer ou eau souillée par l'apport des égouts) ils peuvent être détruits assez rapidement. On utilise de préférence les pieux creux qui, à égalité de poids, offrent une plus grande résistance au flambement et aux efforts transversaux ; de même, on les fait en fer forgé ou en acier, plus résistants et moins fragiles que la fonte.

On les enfonce ordinairement par rotation en mu-

nissant leur sabot d'une hélice saillante dont on règle le pas d'après la résistance du terrain ; dans les terrains très peu consistants (vase, sable, etc.), on peut aussi soit injecter de l'eau comprimée par un orifice ménagé près de l'extrémité d'un sabot pointu ¹, soit au contraire aspirer l'eau qui entraîne avec elle la terre avoisinante en déterminant une cavité où le pieu pénètre ; dans ce dernier cas, on remplace l'hélice par une collerette qui donne au pieu une plus grande base d'appui.

Le principal défaut des fondations par pieux métalliques est leur faible stabilité transversale qu'on peut augmenter, il est vrai, en immergeant des enrochements ou en coulant du béton sous l'eau ; par contre, ce sont des fondations légères et économiques qu'on pourrait utiliser, par exemple, dans la construction des passerelles à piétons.

C) Depuis quelque temps, on emploie des pieux en béton armé ou fretté que l'on prépare à l'avance et que l'on bat par le procédé ordinaire, sauf à intercaler un matelas (faux pieu en bois, sable, caoutchouc) entre le mouton et le pieu : ainsi à Oléron on a mis en place des pieux pesant 6850 kilogrammes, de 30 mètres de long, dont 15 enfoncés dans le sol par plus de 10.000 coups de mouton ; ces pieux se comportent bien dans les terrains humides et ne paraissent pas craindre les actions alternatives de l'air et de l'eau ; il est possible toutefois qu'un battage aussi énergique ait altéré les qualités constitutives du béton et des expériences de longue durée seraient nécessaires pour vérifier ce fait.

¹ Procédé employé à Calais par MM. Stœcklin et Vétillard pour enfoncer les pieux ordinaires dans les sables fins et humides.

Dans d'autres procédés, on remplit de béton, et quelquefois de sable, un trou qu'on a pratiqué soit en enfonçant dans le terrain un moule plein ou creux (pilotis Simplex, fort tube en acier soudé terminé à sa partie inférieure par une pointe, dite *alligator*, ou par un sabot conique), soit en laissant tomber un pilon massif et pointu d'une certaine hauteur (système Compressol avec ses pilons perforateur, bourreur et dameur).

Précautions à prendre lorsque le sol est déformable. — Il convient tout d'abord de diminuer autant que possible la charge par unité de surface qui doit être transmise au sol et pour cela il faut donner aux fondations de larges empattements, soit au moyen de fascinages, soit par l'emploi d'un grillage en charpente ou d'une dalle en béton armé; si la résistance aux efforts tangentiels est très faible, il faut battre des pieux de rattachement ou disposer au-dessous de la dalle des nervures saillantes qui s'opposeront à tout déplacement latéral ¹.

Le battage de pieux de resserrement est également une opération très utile en ce sens qu'elle augmente la consistance du sol jusqu'à une certaine limite, mais il ne convient pas de la pousser trop loin, car on provoquerait un relèvement de terrain tout autour de l'emplacement sur lequel on doit fonder; lorsque ce phénomène se produit, il est clair que le sol est arrivé à son maximum d'incompressibilité, mais il peut être encore déformable quant aux efforts tangentiels; il faut prendre alors les précautions indiquées précédemment, car la continuation de la com-

¹ A signaler également le procédé par chargement préalable du sol, que M. Croizette Desnoyers a employé d'une manière systématique dans la construction de nombreux ouvrages de la ligne de Nantes à Lauderneau.

pression mécanique du sol serait sans utilité et même nuisible.

On peut également augmenter la consistance d'un terrain de sable graveleux sous l'eau en lui injectant du ciment en poudre sous l'action de l'air comprimé; on obtient ainsi une sorte de béton suffisamment résistant pour être accepté comme sol de fondation, mais il est nécessaire que les eaux ne soient ni troubles, ni vaseuses.

Enfin, pour l'exécution des fouilles dans des terrains ébouleux aquifères, on peut avoir intérêt à consolider provisoirement le sol en le congelant; divers procédés sont utilisés dans ce but, notamment le système Poetsch qui consiste à faire circuler d'une manière continue un mélange réfrigérant (chlorure de calcium à -25°) à l'intérieur de tubes enfoncés dans le terrain à déblayer.

Précautions à prendre lorsque le sol est affouillable. — Pour protéger le sol contre les affouillements, on le tapisse de gros enrochements, c'est-à-dire qu'on immerge autour de la fondation à défendre une couche de blocs naturels ou artificiels aussi lourds, aussi durs et aussi jointifs que possible; bien entendu, périodiquement et après chaque crue, on fera des sondages pour s'assurer que ces blocs n'ont pas été entraînés par le courant, sinon on les remplacera par de nouveaux enrochements encore plus résistants. Il est tout à fait inutile et même dangereux d'établir autour des piles de hauts massifs composés de blocs souvent de faibles dimensions et qui, par le développement que prennent leurs talus, diminuent la section d'écoulement des eaux et provoquent eux-mêmes des affouillements dans lesquels les blocs sont progressivement entraînés.

On peut utiliser également des plateformes en fasci-

nages dont la face supérieure est divisée au moyen de saucissons en une série de compartiments qu'on remplit d'enrochements et qu'on fixe au besoin au sol par le battage de quelques piquets sans saillie.

Autrefois, on employait beaucoup pour éviter les grands talus d'enrochements des crèches (fig. 99) ou en-

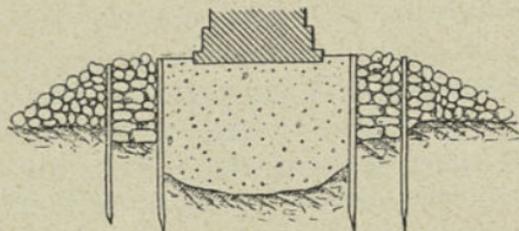


Fig. 99. — Crèches du pont de Tarascon.

ceintes de pieux et palplanches à l'intérieur desquelles on immergeait des blocs ou du béton. On exécutait parfois des crèches concentriques dont la hauteur allait en diminuant à partir de la pile, ce qui revenait à substituer un talus en gradins au talus continu des enrochements.

Enfin, on fonde fréquemment les ouvrages courants dont l'ouverture est inférieure à 8 mètres sur un radier général (fig. 100) ou couche continue de maçonnerie ou de béton. Ce radier est protégé à la surface soit par un pavage, soit par une maçonnerie soignée en forme de voûte renversée; à l'amont et à l'aval on établit des parafoilles ou enceintes de pieux et palplanches que l'on remplit de béton sur une hauteur variable avec l'importance des affouillements; lorsque ceux-ci ne sont pas trop à craindre, on se contente d'une surépaisseur du radier. Le radier général, admissible pour les petits ouvrages, l'est moins pour les ouvrages importants, car il devient alors

d'une exécution coûteuse et d'une efficacité problématique, attendu qu'on ne peut évidemment compter sur la présence de ce radier ni pour répartir uniformément les pressions sur le sol de fondation, ni pour supprimer les affouillements, lesquels sont seulement déplacés.

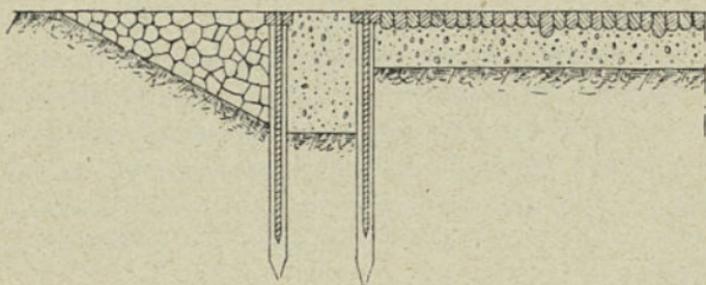


Fig. 100. — Radier général du pont canal du Guétin sur l'Allier.

Choix d'un système de fondations. — Le choix d'un mode de fondation est un problème difficile, complexe, ne se présentant pour ainsi dire jamais dans les mêmes conditions et qu'il faut résoudre chaque fois en tenant compte de toutes les circonstances de l'espèce. Ces circonstances sont d'ailleurs trop nombreuses et trop variées pour qu'il soit possible de formuler une règle précise permettant de reconnaître le meilleur parti à prendre. La nature du terrain de fondation et le régime de la rivière à franchir sont évidemment des facteurs très importants, mais non les seuls à envisager ; il faut également avoir égard à la destination de l'ouvrage projeté, aux crédits et au délai dont on dispose, aux ressources que l'on possède en matériaux, main-d'œuvre et outillage, aux risques

d'accident grave, à l'organisation et au fonctionnement des chantiers, etc.; en un mot, il est nécessaire que la solution adoptée soit le résultat d'une comparaison entre diverses solutions également admissibles, mais probablement moins avantageuses dans leur ensemble.

D'une manière générale, il est préférable de fonder à sec toutes les fois qu'on le peut (ouvrages courants, viaducs, passages pour chemins de fer); les fondations par épuisement sont très aléatoires et peuvent conduire à des dépenses variant du simple au triple et même davantage; la durée d'exécution est également très incertaine; pour adopter ce mode de fondation, il semble indispensable d'avoir à peu de profondeur sous l'eau (3 mètres au plus) un sol très peu perméable, peu compressible et peu affouillable.

Pour pouvoir fonder sur un massif de béton immergé sous l'eau, il faut que celle-ci soit propre et calme; en général, l'on drague et l'on immerge à l'abri d'une enceinte; si le sol est peu résistant, un mode de fondation très employé consiste à battre des pieux dont on encastre les têtes dans un massif de béton.

Le mode de fondation à l'air comprimé est dans beaucoup de cas le plus simple, le plus sûr et le moins cher; souvent même, il est le seul possible; pour les ouvrages importants, il semble qu'on doive *a priori* adopter ce système, sauf à examiner ensuite les raisons de nature à le faire rejeter.

Le procédé par havage permet de descendre des massifs aussi considérables qu'on le veut à n'importe quelle profondeur; mais on peut craindre en cours de fonçage, soit des déversements, soit des décollements difficilement réparables et il est prudent de ne faire supporter aux massifs

ainsi foncés que des charges verticales sans poussée latérale importante.

Il est très difficile d'indiquer des prix, même approximatifs, car ils dépendent de trop d'éléments ; pour les fondations à l'air comprimé, par exemple, le prix unitaire varie avec l'importance du cube total sur lequel doivent être répartis les frais généraux, avec la surface des caissons et les profondeurs atteintes pour chacun d'eux ; on peut admettre un prix moyen de 60 à 70 francs par mètre cube susceptible de s'élever à 100 francs dans le cas d'un cube total peu important et de faibles profondeurs ; avec les fondations sur pilotis et béton immergé, il semble qu'on puisse réaliser sur les prix ci-dessus une économie de 30 à 40 %.

42. **Cintres et ponts de service.** — Ces ouvrages provisoires sont exécutés ordinairement en bois, plus rarement en bois et métal¹. Les pièces de bois à section pleine et à contour circulaire ou rectangulaire résistent bien aux efforts de compression ou de tension, mais, pour la résistance aux efforts de flexion, l'emploi du bois est moins avantageux que celui du métal, car on peut donner à celui-ci, à égalité de poids, un moment d'inertie beaucoup plus considérable. De même, les assemblages des pièces de bois se prêtent bien à la transmission des efforts de compression qui tendent à serrer les pièces l'une contre l'autre, mais pour les efforts d'extension, il est souvent difficile de réaliser des liaisons permettant aux pièces de

¹ V. *Nouvelles Annales de la construction* (juin, juillet, août 1901) un article de M. Philippe sur les cintres métalliques mobiles employés en Bavière, dans les tunnels de Gothard, de Sonnenbourg, du Coudray, etc.

travailler avec leur maximum de résistance ; les assemblages soumis à des efforts d'extension laissent toujours à désirer, si bien confectionnés qu'ils soient, au point de vue de la solidité et de la rigidité et, avec le temps et les influences atmosphériques, ils prennent du jeu et se déforment.

Il résulte de ces observations que dans une charpente bien conçue, les pièces de bois doivent, autant que possible, travailler exclusivement à la compression ; mais cette règle ne s'applique évidemment qu'aux pièces maîtresses, à l'ossature proprement dite, laquelle doit être constituée par une triangulation sans barres surabondantes afin que chaque élément puisse être calculé par une méthode sûre et simple ¹ (fig. 101, 102, 103 et 104).

Les pièces auxiliaires qui ont pour but de relier les pièces maîtresses d'une même ferme ou de solidariser les différentes fermes d'un cintre (moises, entretoises, contreventement, etc.), doivent avoir des dimensions très largement suffisantes que la pratique seule peut indiquer, car on ignore presque complètement l'intensité et la direction des efforts que ces pièces sont destinées à supporter ; ces efforts sont, en effet, négligeables si la charpente est correctement exécutée, mais ils peuvent devenir considérables en cas de malfaçon ou de fausse manœuvre.

Ainsi qu'on l'a vu précédemment, les assemblages doivent être l'objet d'une étude spéciale et d'une exécution soignée, car ce sont des points faibles de la triangulation et il convient de leur donner la solidité et la rigidité

¹ Le cintre à arbalétriers de Collonges n'est pas à imiter, surtout pour les grandes ouvertures ; il fléchissait tellement, en effet, qu'on a dû le soutenir par un échafaudage partant du fond de la rivière.

voulues ; à cet effet, il importe de ne pas affaiblir les pièces par des refouillements injustifiés mais, au contraire, de

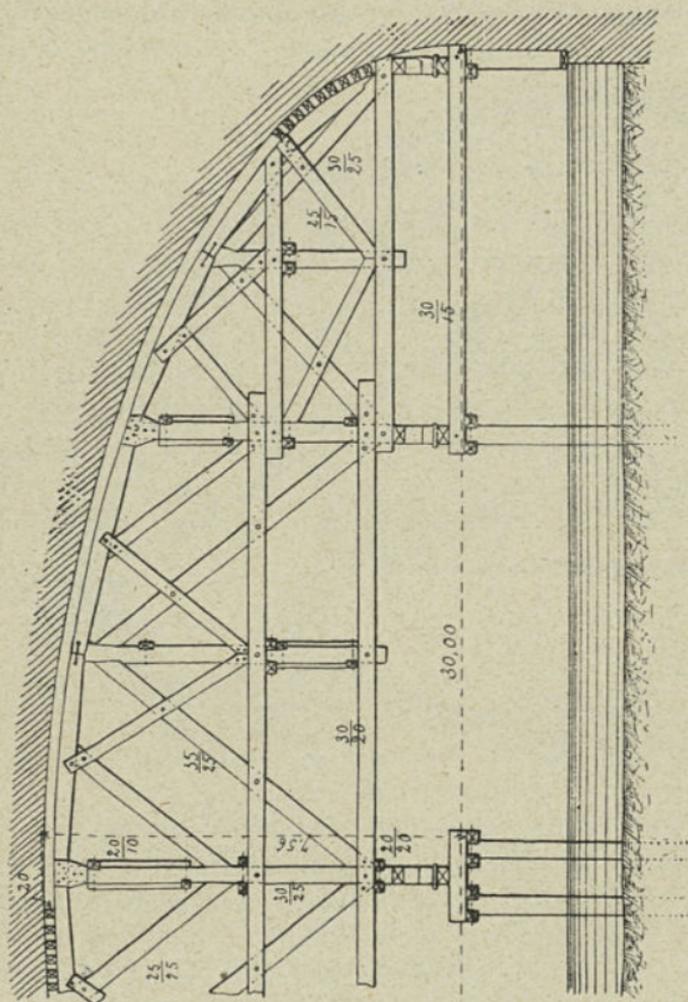


Fig. 101. — Cintre du pont de Chalonnès.

les couper carrément, sauf à établir entre elles une complète solidarité et à assurer la transmission des efforts au

moyen de flasques ou couvre-joints métalliques¹. Afin de réduire au minimum l'influence fâcheuse que l'élasticité des cintres peut exercer sur la stabilité de la voûte, il faut employer des cintres aussi rigides que possible et pour

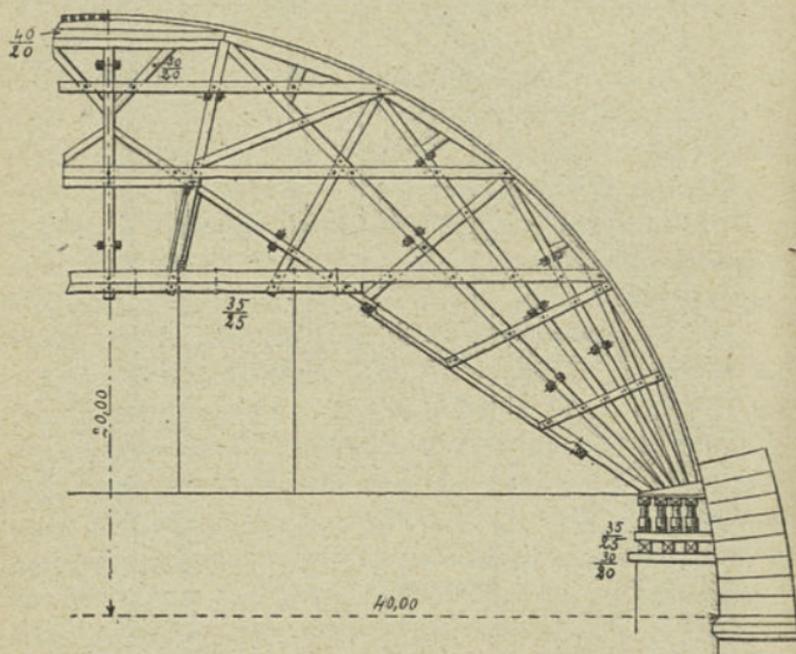


Fig. 102. — Cintre du pont de Collonges.

cela adopter des dispositions judicieuses variables avec la nature et le nombre des points d'appui et, en outre, donner aux pièces des dimensions largement suffisantes. Il est également très sage, avant de commencer les maçonneries, de faire subir au cintre toute sa déformation en approvisionnant au préalable sur celui-ci les moellons

¹ Voir SÉJOURNÉ, 2.

qui doivent entrer dans la construction de l'ouvrage. Enfin, il est indispensable de poursuivre les maçonneries symétriquement par rapport à la clef afin d'éviter toute

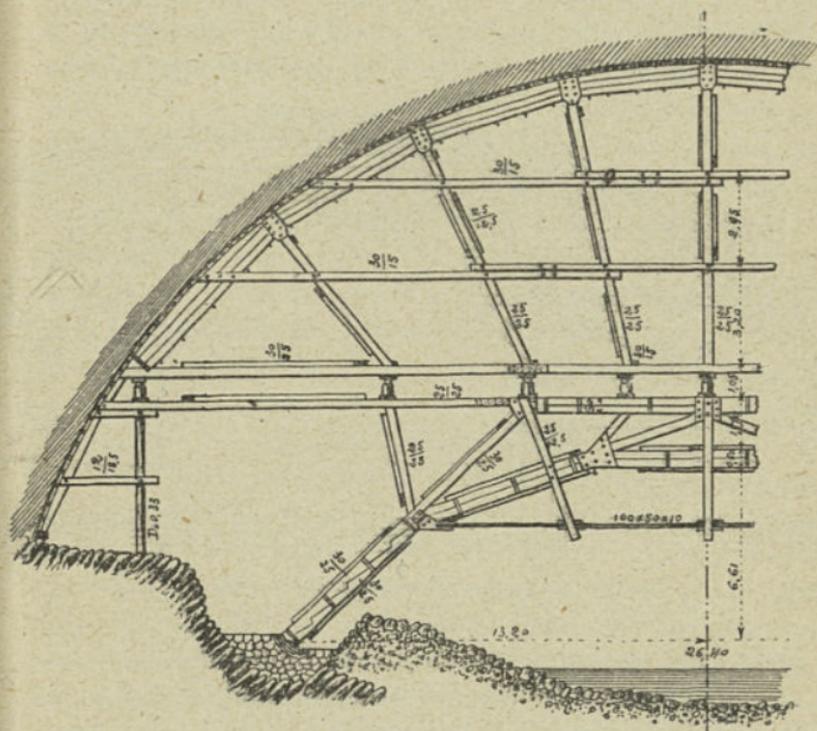


Fig. 103. — Cintre du pont du Castelet.

déformation anormale due à une inégale répartition des charges.

On trouvera dans le mémoire de M. Séjourné des formules empiriques donnant approximativement pour un cintre fixe ou retroussé le cube de bois, le poids de fer et le prix. Ces indications sont suffisantes pour un avant-projet. A une première approximation, on peut ad-

mettre que le cube de bois par mètre carré de douelle est égal à $0,06 + \frac{A}{100}$, A étant la portée de la voûte en mètres.

Nous nous bornerons à ces indications générales concernant les cintres et ponts de service, les règles pratiques et les renseignements de détail se trouvant mieux à leur

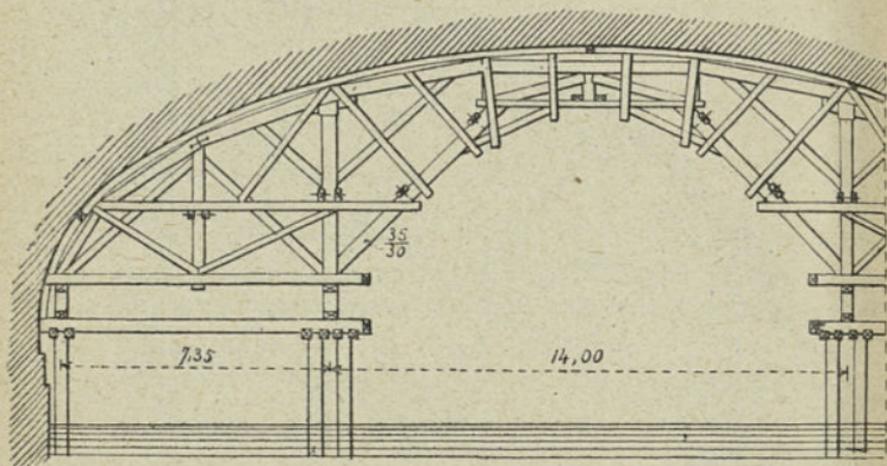


Fig. 104. — Cintre de Nantes (arche marinière).

place dans un autre volume de la Bibliothèque ou dans les mémoires et traités spéciaux (Morandière : pont de Montlouis ; viaducs de l'Altier et de l'Aulne¹ ; Séjourné : ponts du Castelet, Antoinette et de Lavaur ; de Préaudeau : Travaux d'art, etc.).

43. **Exécution des travaux.** — De même que pour la confection des cintres, nous ne pouvons que renvoyer

¹ ARNOUX, *Notice sur le viaduc de l'Aulne*, A. P. C. 1870, 2^e sem., p. 263.

le lecteur au mémoire déjà cité de M. Séjourné qui contient des renseignements très précis et très complets sur la construction des voûtes.

Dès que celles-ci sont un peu importantes, il convient de les exécuter en deux ou trois *rouleaux* afin d'avoir des cintres plus légers et moins coûteux ; on maçonne d'une tête à l'autre en donnant la même hauteur à tous les voussoirs d'une même file et en les découpant avec les files voisines ; on réalise ainsi une solidarité complète entre les rouleaux superposés. On a également construit par rouleaux indépendants des voûtes en briques qui se sont bien comportées, mais il semble préférable d'établir une liaison entre les rouleaux. Le procédé par rouleaux permet de claver la voûte plus rapidement que si on la maçonnait sur toute son épaisseur et de la garantir plus vite contre les conséquences d'une crue soudaine susceptible de renverser le cintre ; à la rigueur on pourrait dé-cintrer après le clavage du premier rouleau, mais il vaut mieux attendre l'achèvement de la voûte entière. Lorsque les cintres employés sont déformables — et ils le sont presque toujours — il convient d'exécuter la voûte par *tronçons* dont les extrémités correspondent à peu près aux nœuds de la triangulation des cintres ou appuis des vaux¹ ; ces pièces fléchissent, en effet, sous le poids de la maçonnerie qu'elles supportent et si celle-ci était ininterrompue elle se fissurerait au droit de ces points mieux soutenus ; il est donc préférable de laisser ces joints ouverts pendant

¹ Avec des cintres très déformables, on peut être amené à poser tous les voussoirs sur cales (au Luxembourg, 59 clavages) ; il faut veiller alors en posant des liteaux à ce que le mortier de ciment ne coule pas sur l'intrados où il produirait des bavures désagréables.

que s'opère la déformation du cintre et de les remplir après coup avec un mortier sec, pas très riche, maté énergiquement.

Nous rappellerons que, d'une manière générale, les maçonneries doivent être confectionnées avec des moellons mouillés ou humides et un mortier aussi sec que possible afin d'éviter une dessiccation partielle de celui-ci qui nuirait à sa prise ; il est indispensable d'enrober complètement les moellons de mortier et de les serrer fortement l'un contre l'autre en les frappant avec des maillets en bois ; si des cales provisoires sont nécessaires pour maintenir les moellons à la distance voulue, il faut veiller à leur enlèvement avant que le mortier n'ait commencé à durcir ; autant que possible les moellons doivent avoir la forme de polyèdres convexes sans angles rentrants, — sources de fissures — et s'ils supportent des charges concentrées, il faut leur donner des dimensions assez grandes pour que la transmission des efforts aux moellons voisins puisse se faire sans dépasser la limite de résistance admise pour les mortiers ; enfin, il importe que chaque tranche de voûte correspondant à un voussoir soit homogène dans sa constitution, afin que sa déformation due à la contraction du mortier et à l'élasticité des moellons soit identique en tous ses points, sinon on s'exposerait à des décollements et à des fissures.

Lorsque l'ouvrage se compose d'un grand nombre d'arches identiques — long viaduc, par exemple. — on peut faire usage de cinq cintres seulement, et même de quatre, qu'on remploie en avancement au fur et à mesure des décentremens successifs.

On a beaucoup discuté sur le temps pendant lequel il convient de laisser une voûte sur cintre. Morandière avait

admis la règle d'un jour par mètre de portée ; c'est un minimum et, d'une manière générale, il faut attendre le plus longtemps possible afin qu'il n'y ait pas de différence de prise appréciable entre les divers mortiers confectionnés pendant l'exécution de la voûte. Nous citerons comme temps passé sur cintre : Port Sainte-Marie : 20 à 44 jours ; Castelet : 61 jours ; Gour-Noir : 52 jours ; Luxembourg : 82 jours.

Les tassements obtenus au décintrement sont très variables et dépendent évidemment de la portée de la voûte, de son surbaissement, de son épaisseur, des charges supportées, de la température le jour de l'opération, etc., mais surtout du soin apporté dans le serrage des maçonneries et du mortier et dans le matage des joints de clavage.

44. Décintrement. — Le décintrement est l'opération finale qui consiste à abaisser le cintre afin de dégager la voûte de son appui provisoire lorsqu'on juge que le mortier a acquis une dureté suffisante.

Autrefois, on se contentait de ruiner à la hâche les supports des cintres, mais la voûte, privée subitement de son soutien par un procédé aussi brutal, s'affaissait irrégulièrement et par secousses et il en résultait souvent des dommages sérieux : ouvertures de joints, fissures, épaufréments d'arêtes, déformations de la courbe d'intrados et quelquefois même chute de l'arche.

Une première amélioration consista à interposer des cales entre les couchis et les vaux ; quand on voulait décintre, on brisait successivement toutes les cales en commençant par les naissances et en prenant la précaution de ne ruiner d'abord qu'une cale sur deux ou trois consécutives ; on dégageait ainsi complètement la voûte et l'on

pouvait sans crainte procéder à la cérémonie publique du décintrement qui consistait à amarrer la charpente provisoire et à l'abattre avec fracas à la grande admiration des spectateurs.

L'enlèvement de toutes ces cales restait cependant un travail long et pénible et qui n'empêchait pas les tassements inégaux et les déformations de la voûte. On eut alors l'idée de placer les cales, non entre les couchis et les vaux, mais entre les pièces principales du cintre et les supports de celui-ci (fig. 105) ; toutefois, pour avoir un décintrement lent et régulier, ce qui est une condition essentielle pour la bonne conservation de la voûte, il fallait réaliser un abaissement uniforme pour tous les potelets et l'on comprend sans peine combien ce résultat était difficile à obtenir avec les moyens primitifs et précaires dont on disposait.

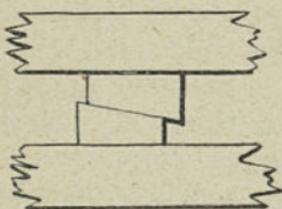


Fig. 105. — Potelets et coins.

Les cales ont été remplacées ensuite par des doubles coins que l'on installait, soit au début du montage du cintre soit, de préférence, au moment du décintrement, aux lieu et place des potelets provisoires voisins ; il était facile alors de desserrer ces coins en les frappant à coups de masse et d'obtenir l'abaissement du cintre ; malheureusement, surtout pour les grandes voûtes, ce procédé n'était ni sûr, ni précis car, si le frottement des coins l'un sur l'autre était trop faible, un simple coup suffisait

pour les dégager et si, au contraire, ce frottement était trop énergique, il fallait les ruiner à la cognée ou à la scie comme les potelets.

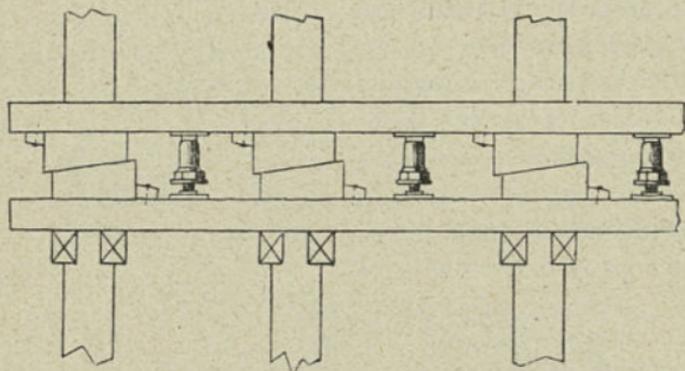


Fig. 106. — Vérins employés aux Ponts-de-Cé.

On essaya également des crémaillères ou jeux de coins à échelons, mais les inconvénients restaient les mêmes et cette modification resta sans applications.

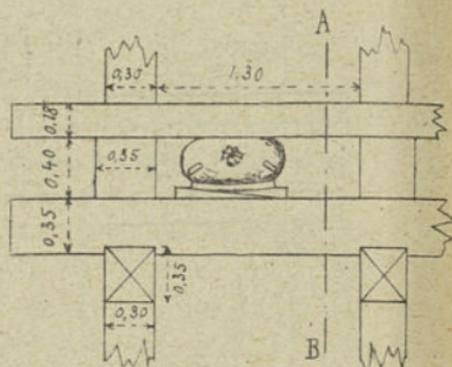
Enfin, vers 1848, deux procédés vraiment pratiques furent mis en œuvre : l'un par Dupuit aux Ponts-de-Cé, l'autre par Beaudemoulin à Port-de-Piles.

Dupuit montait le cintre sur des potelets et, au moment du décintrement, il remplaçait chaque potelet par un vérin (fig. 106 et 107) que l'on pouvait manœuvrer avec la lenteur et la régularité voulues ; on pouvait même remettre la voûte sur cintre si, pour une cause quelconque, on était obligé d'ajourner l'opération ¹ (Voir A. P. C. 1855, 2^e sem., p. 560 ; 1876, 2^e sem., p. 411).

¹ Nous citerons à ce sujet l'emploi des vérins par M. A. Picard pour l'exhaussement sur place du Pont de Frouard (canal de la Marne au Rhin) qui n'avait pas le tirant d'air exigé par la navigation (Voir *Annales des Ponts et chaussées*, 1868, 2^e sem., n^o 26).

Au pont de Nogent-sur-Marne M. Pluyette substitua aux vérins des appuis mobiles en forme de surface de vis à filet carré ; mais cette disposition, beaucoup plus coûteuse et plus encombrante, n'a pas été imitée.

Beaudemoulin imagina d'intercaler entre le cintre et ses appuis des sacs remplis de sable (fig. 108) que l'on peut vider ensuite au moment voulu progressivement et



Coupe suivant AB.

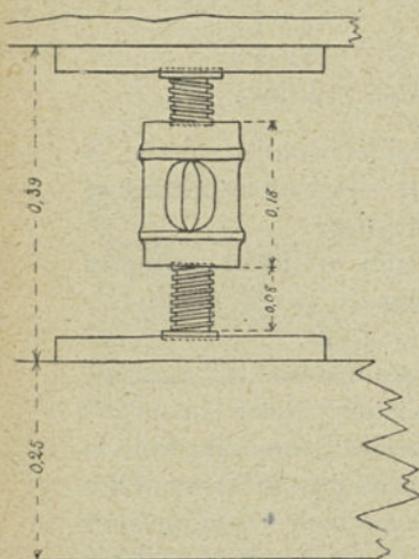


Fig. 107. — Vérin employé au pont de Saint-Pierre-de-Gaubert.

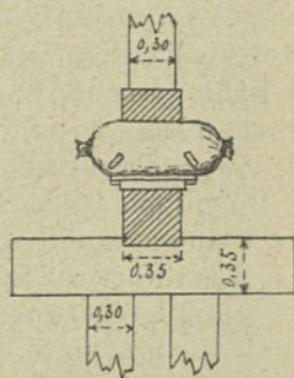


Fig. 108. — Sacs de sable.

uniformément, à la condition que le sable soit très sec.

M. de Lagrené (A. P. C. 1852, 2^e sem., p. 245) proposa de placer à l'intérieur du sac un tube en caoutchouc

plein d'eau dont l'écoulement s'obtient encore plus facilement que celui du sable.

Beaudemoulin (A. P. C. 1854, 2^e sem., p. 208) critiqua vivement cette disposition comme constituant une modification fâcheuse du procédé qu'il avait imaginé ; il critiquait également le remplacement du sac par un cylindre en tôle, idée qui lui avait été suggérée par M. de Sazilly ; c'est cependant cette dernière disposition qui est entrée dans la pratique et qui est presque partout et toujours adoptée. Ainsi que le disait Beaudemoulin en par-

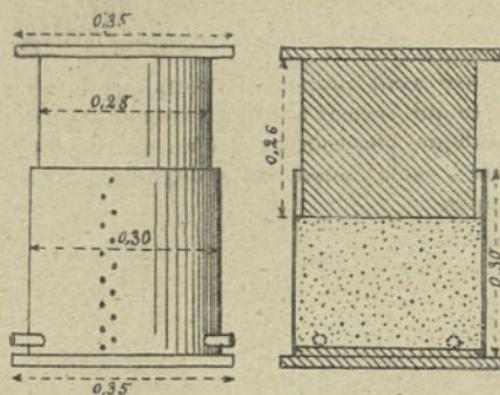


Fig. 109. — Boite à sable.

lant de son invention : « ce procédé est infallible et les « ingénieurs qui l'auront employé n'en chercheront plus « d'autre. »

Les boîtes à sable (fig. 109) se composent d'un cylindre en tôle à l'intérieur duquel pénètre à frottement doux un piston en chêne très dur ; des petits orifices ménagés à la base permettent au sable de s'écouler ; si celui-ci est très sec, l'écoulement continue jusqu'à ce que l'orifice soit masqué par le cône de déjection du sable sorti ; l'abaisse-

ment du piston est donc en principe le même pour toutes les boîtes ; il suffit alors d'enlever le sable extrait, de provoquer un nouvel abaissement et ainsi de suite ¹.

La seule précaution dans ce système est d'avoir du sable très sec ; pour cela, on peut fermer hermétiquement l'intervalle compris entre le cylindre et le piston avec du plâtre, des étoupes graisseuses ou employer un second cylindre annulaire (Séjourné) ou, ce qui paraît encore préférable, établir une fermeture soudée entre le cylindre et le piston, en laissant le jeu nécessaire à l'abaissement de celui-ci.

¹ M. Debauxe avait proposé de remplacer le sable par de l'eau comprimée, ce qui revient à installer comme supports de véritables vérins hydrauliques plus coûteux et d'un maniement plus compliqué que les boîtes à sable ; aussi, cette disposition n'est-elle pas entrée dans la pratique.

APPENDICE
PRIX DE REVIENT DE QUELQUES PONTS ET VIADUCS EN MAÇONNERIE, D'APRÈS M. DE PRÉAUDEAU

Désignation des ouvrages	Date de la construction	Ponts																			
		Dimensions principales			Mode et terrain de fondation	Volume des maçonneries			Superficie en élévation			Cube total			Dépenses			Dépenses			
		Largeur entre les têtes	Ouverture de la plus grande arche	Flèche		Fondation	Élévation	Total	Vide	Plein	Rapport	par mètre superficiel		par mètre linéaire	Fondation	Élévation	Total	par mètre linéaire	par mètre superficiel en élévation	par mètre superficiel en plan	Prix moyen du mètre cube de maçonnerie
												en élévation	en plan								
mètres	mètres	mètres	m ³	m ²	m ³	m ²	m ²	m ²	m ²	m ²	m ³	m ³	m ³	francs	francs	francs	francs	francs	francs	francs	
Pont de Charost (chemin de fer d'Issoudun à St-Florent)	1890-1892	8,36	12,00	6,00	Rocher calcaire	1 199	1 646	2 845	251	188	1,33	3,75	8,22	69	25 250	45 200	70 450	1 701	160	203	25
Pont sur l'Arnon (chemin de fer d'Issoudun à St-Florent)	1891-1893	8,36	12,00	6,00	Rocher calcaire	933	1 962	2 895	214	256	0,84	4,17	5,72	49	22 800	49 150	71 950	1 207	153	142	25
Pont sur la Corrèze (chemin de fer de Limoges à Brive)	1892	8,00	14,00	7,00	Grès	»	»	4 075	445	369	1,21	5,01	7,84	72	»	»	125 000	2 215	153	240	31
Pont de Chauvigny sur la Vienne (chemin de fer de Poitiers au Blanc)	1882	4,80	24,00	10,00	Air comprimé Calcaire compact	2 778	5 476	8 258	1 259	926	1,36	3,78	9,56	49	270 000	327 000	597 000	3 542	273	692	72
Pont de Bléré sur le Cher (route nationale n° 76 de Nevers à Tours)	1900	8,50	24,00	6,57	Épuisements	»	»	6 000	775	726	1,07	»	»	»	35 000	302 000	337 000	1 872	»	208	56
Pont de la Roche-Posay sur la Creuse (chemin de fer de Châtelleraut à Tournon St-Martin)	1887-1889	4,80	37,00	13,80	Épuisements (batardeaux ou caissons sans fond) Tuf calcaire.	1 150	4 336	5 486	1 167	948	1,17	2,00	6,16	32	37 000	198 000	235 000	1 376	109	264	43
Pont sur le bras navigable de la Seine à Mantes (chemin de fer d'Argenteuil à Mantes).	1888-1890	8,46	34,00	10,30	Air comprimé Craie	4 695	6 816	11 511	1 100	1 005	1,10	5,47	8,36	68	255 500	431 700	687 200	4 064	326	499	60
Pont Boucicaut sur la Saône	1888-1890	8,76	40,00	5,00	Caissons sans fond sur enrochements. Sables fins affouillables.	»	»	»	»	»	»	»	»	»	128 000	358 000	486 000	2 077	171	234	»
Pont de Pouch (chemin de fer de Limoges à Brive)	1892	8,00	47,85	13,00	Rocher compact	»	»	4 393	546	239	2,28	5,60	8,30	78,5	»	»	144 000	2 567	183	272	33
Pont du Gour-Noir (chemin de fer de Limoges à Brive)	1888	8,50	64,94	16,10	Épuisements Granit amphibolique A sec	»	»	»	927	948	0,98	3,81	8,23	66	»	»	346 500	3 195	185	400	40
Pont de Luxembourg sur la vallée de la Pétrusse (chiffres approximatifs).	1900-1903	16,00 (entre parapets)	84,65	31,00	Grès	6 025	11 445	17 470	3 356	2 034	1,65	3,24	»	91	517 500	982 500	1 500 000	7 772	278	»	86



Désignation des ouvrages	Date de la construction	Viaducs																			
		Dimensions principales			Mode et terrain de fondation	Volume des maçonneries			Superficie en élévation			Cube total			Dépenses			Dépenses			
		Largeur entre les têtes	Ouverture de la plus grande arche	Hauteur moyenne au-dessus des fondations		Fondation	Élévation	Total	Vide	Plein	Rapport	par mètre superficiel		par mètre linéaire	Fondation	Élévation	Total	par mètre linéaire	par mètre superficiel en élévation	par mètre superficiel en plan	Prix moyen du mètre cube de maçonnerie
mètres	mètres	mètres	m ³	m ³	m ³	m ²	m ²		m ³	m ³	m ³	francs	francs	francs	francs	francs	francs	francs			
Viaduc de la Caronnière (chemin de fer de Poitiers au Blanc)	1883	4,80	10,00	18,28	Épuisements Rocher	363	2378	2741	817	383	2,13	2,28	6,17	29,80	6000	115 000	121 000	1 315	101	274	44
Viaduc du Clan (chemin de fer de Limoges à Brive)	1888-1890	8,50	10,00	25,00	»	»	»	9 206	2 059	1 101	1,87	2,91	5,56	55,00	»	»	324 000	1 920	103	200	35
Viaduc de la Frette (chemin de fer d'Argenteuil à Mantes)	1890	8,50	10,00	22,00	Épuisements Sables et calcaire tendre	1 545	5 579	7 125	1 272	615	1,91	3,68	9,16	74,00	32 000	224 000	256 000	2 665	132	328	36
Viaduc de Fromental (chemin de fer d'Argenton à La Châtre)	1896-1901	4,70	10,00	17,19	Micaschiste et sable granitique	998	2 054	3 052	785	445	1,63	1,75	9,60	45,14	15 845	84 155	100 000	1 480	86	315	33
Viaduc de la Pélissierie (chemin de fer de Limoges à Brive)	1885-1887	8,50	12,00	32,00	Épuisements	»	»	8 145	1 585	847	1,87	3,34	8,12	72,00	»	»	257 500	2 258	106	257	32
Viaduc de la Sèvre (chemin de fer de Clisson à Cholet)	1878-1880	4,80	15,00	32,00	Épuisements Rocher	»	»	10 217	»	»	»	»	»	51,34	»	»	440 500	2 214	»	»	43
Viaduc de Limoges (chemin de fer de Limoges à Brive)	1885-1887	8,50	15,00	31,50	Épuisements Rocher granitique	»	»	30 341	7 053	3 170	2,22	2,98	8,26	72,00	»	»	1 024 000	2 417	100	278	34
Viaduc de la Charente (chemin de fer de Confolens à Excideuil)	1885	4,90	16,00	24,00	»	600	5 775	6 375	1 532	868	1,77	2,41	9,03	45,54	17 300	231 400	248 700	1 764	103	350	39
Viaduc du Vigen (chemin de fer de Limoges à Brive)	1887-1889	8,50	16,00	44,60	Épuisements Tuf compact	»	»	24 037	4 069	2 067	1,97	3,92	11,14	114,00	»	»	703 600	3 341	115	326	29
Viaduc de St-Germain-les-Belles (chemin de fer de Limoges à Brive)	1887-1889	8,50	17,00	48,38	Épuisements Sable argileux et kaolin	»	»	40 300	5 663	3 706	1,53	4,30	12,02	133,00	»	»	1 068 000	3 402	110	307	27
Viaduc de l'Isle-Jourdain sur la Vienne (chemin de fer de Civray au Blanc)	1882-1884	4,95	20,00	38,60	Épuisements Granit	2 277	15 537	17 814	6 190	2 620	2,36	1,76	11,35	59,00	103 060	733 000	836 060	2 750	95	533	47
Viaduc du Blanc (chemin de fer de Civray au Blanc)	1881-1883	4,80	20,00	38,11	»	1 687,5	26 496	43 371	10 830	4 664	2,32	1,71	16,86	82,00	990 000	1 223 000	2 213 000	4 191	142	860	51
Viaduc de l'Auzon (chemin de fer d'Argenton à La Châtre)	1897-1901	4,80	20,00	33,47	Épuisements Marne compacte	33 493	27 366	60 859	11 644	5 062	2,30	1,64	25,40	122,00	801 550	1 164 000	1 965 550	3 939	118	821	32
Viaduc de St-Florent sur le Cher (chemin de fer d'Issoudun à St-Florent)	1889-1892	8,20	30,00	21,60	Épuisements et air comprimé Calcaire fissuré et argile	10 707	22 189	32 896	7 907	2 880	2,75	2,06	7,27	63,00	344 000	961 000	1 305 000	2 489	121	288	40

TABLE INDICATIVE DES FIGURES

	Pages
1. A. Abydos; B. Deïr-el-Bahri	6
2. A. Ramesseum; B. Khorsabad	8
3. A. Deïr-el-Bahri; B. Grande Pyramide; C. Tombe de Campbell, à Gizeh.	9
4. Schéma de la construction par encorbellements successifs.	10
5. A. Cloaca maxima; B. Emissaire d'Albano	14
6. Porte de Faléries	15
7. Porte de Pérouse	15
8. Pont Saint-Ange	17
9. Arcs Néroniens	17 ^c
10. Pont d'Auguste, à Rimini	18
11. Pont aqueduc du Gard	19
12. Aqueduc de Tarragone	20
13. Pont sur le Sangarius	21
14. Aqueduc de Pyrgos	24
15. Pont de Disfoul	27
16. Pont Rouge	28
17. Pont de la Jeune-Fille	29
18. Tracé de l'ogive persane (d'après M. Dieulafoy)	30
19. Pont d'Avignon	34
20. Pont de Vieille Brioude.	35
21. Pont d'Alexandrie	36
22. Pont de Florence	37
23. Pont de Valentré, à Cahors.	41
24. Pont de Vérone	41
25. Pont-Neuf, à Paris	43
26. Pont des Tuileries, à Paris	45
27. Pont de Neuilly, sur la Seine	47

	Pages
28. Pont de Gignac	49
29. Pont de Chalonnnes	54
30. Pont de l'Alma	54
31. Viaduc du Point-du-Jour	55
32. Pont du Luxembourg	55
33. Nouveau pont de Lavour	56
34. Pont de Plauen	56
35. Aqueduc de Roquefavour	57
36. Viaduc de l'Aulne	58
37. Effet d'un courant oblique	66
38. Courbe de raccordement (profil en long)	73
39. Courbe de raccordement (profil en long)	74
40. Courbe du remous	84
41-42. Arches de décharge dans le lit majeur d'une rivière	92
43. Fibre moyenne d'une voûte	103
44. Rayons de courbure de l'ellipse	105
45. Développante de développée de cercle	107
46. Combinaison de deux courbes d'intrados	110
47. Courbe d'intrados pour un rectangle navigable donné	115
48. Courbe d'intrados avec raccordement osculateur	116
49. Courbe d'intrados avec deux arcs de cercle donnés et un raccordement osculateur intermédiaire.	117
50. Propriétés géométriques de l'anse de panier à 3 centres	120
51. Courbe d'intrados en arc de cercle	121
52. Courbe d'intrados avec raccordement osculateur	125
53. Courbe d'intrados en ogive	126
54. Tracé d'une courbe d'intrados dissymétrique	128
55. Archivolte et couronnement du vieux pont de Lavour	141
56. Archivolte du nouveau pont de Lavour	141
57. Pile du pont Louis-Philippe, à Paris.	144
58. Vousure du pont de Neuilly-sur-Seine.	145
59. Calcul d'une culée (formule empirique de M. Léveillé)	149
60. Calcul d'une culée (formule de M. Tourtay)	150
61. Culée perdue	151
62. Murs en aile	151
63. Elégissement d'une culée de pont près de Bristol	154
64. Influence de la poussée des terres sur les culées de grande hauteur	154

	Pages
65. Influence de la poussée des terres sur les culées de grande hauteur	155
66. Influence de la poussée des terres sur les culées de grande hauteur	155
67. Influence de la conduite des remblais	156
68. Appareil du bandeau avec les tympans	157
69. » » »	157
70. Elégissements longitudinaux (pont à une voie)	158
71. » » » (pont à deux voies)	160
72. Elégissements transversaux (pont de Plessis-lès-Tours)	161
73. Elégissements transversaux (pont des Andelys)	161
74. Type de solin	162
75. Ecoulement des eaux d'infiltration	163
76. » » »	163
77. Plinthe et parapet du pont de l'Université, à Lyon	165
78. Appareil orthogonal et hélicoïdal	175
79. Appareil d'une voûte en descente	180
80. » » »	180
81. » » »	181
82. Courbe des pressions	214
83. Détermination des valeurs maxima des résultantes	228
84. Méthode de Méry	240
85. Méthode de Durand-Claye	244
86. Conditions d'équilibre d'un voussoir	254
87. Calcul sommaire d'une voûte	268
88. Fondations par fouilles à sec (Viaduc d'accès du Point-du-Jour)	303
89. Coupe d'un batardeau	306
90. Fondations tubulaires (pont de Bordeaux)	308
91. Schéma d'une installation à l'air comprimé	310
92. Divers types de rouet	317
93. Caisson amovible	318
94. Fondations par béton immergé (enceinte de pieux)	322
95. » » » (caisson sans fond)	322
96. Fondations par pilotis (plateforme)	330
97. » » » (caisson étanche)	331
98. » » » (pieux noyés dans le béton)	331

	Pages
99. Crèches ou enceintes de pieux protégées par des enrochements (pont de Tarascon)	336
100. Fondations par radier général (pont canal du Guélin, sur l'Allier).	337
101. Cintre de Chalennes	341
102. Cintre de Collonges.	342
103. Cintre du Castelet	343
104. Cintre de Nantes (arche marinière).	344
105. Potelets et coins.	348
106, 107. Vérins employés aux Ponts-de-Cé et au pont de Saint-Pierre-de-Gaubert.	349
108. Sacs de sable	350
109. Boîte à sable	351

INDEX BIBLIOGRAPHIQUE

- ANONYME. Les articulations dans les ponts. *Le Ciment*, septembre 1908.
- ADAM (Paul). Emploi de la lemniscate de Bernouilli dans les raccordements. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1895. 2. p. 383.
- ARAGON (E.). *Ponts et ouvrages en maçonnerie*. (Bibliothèque du conducteur de Travaux Publics : volume n° 25.) Paris 1909. H. Dunod et E. Pinat, in-16.
- ASSOCIATION DES INGÉNIEURS ET ARCHITECTES AUTRICHIENS. *Rapport de la commission des voûtes sur les essais comparatifs des voûtes en matériaux divers*. Paris 1896, 1 vol. in-4. (Extrait de la *Revue Technique*.)
- AURIC, J. Détermination de la poussée dans les voûtes en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1901. 2. p. 246.
- 2. L'art de la construction des ponts en maçonnerie. *Revue du mois*. Juin 1906.
- 3. Note sur diverses courbes de raccordement. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1908. t. IV, p. 84.
- BAZIN. *Nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts*. (A. P. C. 1897, 4^e trim.).
- BOISTARD (L. C.). *Recueil d'expériences et d'observations faites sur différents travaux exécutés pour la construction du pont de Nemours, etc., dans lequel on a traité la théorie et l'équilibre des voûtes*. Paris 1822. Merlin, 1 vol. in-4.
- BONNEAU (L.). *Etude sur les voûtes et viaducs*. Paris 1908. H. Dunod et E. Pinat. in-8.
- BOUFFET (Marius). 1. *Etude sur le calcul des voûtes en maçonnerie et des arcs en général*. Paris 1903 Gauthier-Villars.
- 2. Effets de la dilatation dans les ouvrages d'art en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1905. 1. p. 175.

- BOUNICEAU. Dilatation des maçonneries. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1863. 1. p. 178.
- BOURDELLES. Ponts en maçonnerie articulés aux naissances et à la clef. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1898. 3. p. 31.
- BRESSE. *Résistance des matériaux et stabilité des constructions*. 3^e édition, Paris 1880 Gauthier-Villars. In-8.
- BROSSELIN. *Note sur la construction des ponts en maçonnerie*. 1878. Un dossier in-4 lithographié
- CADOT. Reconstruction rapide et économique des ponts en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1871. 1. p. 361.
- CAMÉRÉ. Emploi d'injections de ciment à l'air comprimé. *Annales des Ponts et Chaussées* 1900. 1. p. 408.
- CARVALLO. Stabilité des voûtes. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1853. 1. p. 1.
- CHOISY (Auguste). *Histoire de l'architecture*. Paris 1903. Rouveyre puis Béranger. 2 vol. in-8.
- CLAPEYRON (LAMÉ et). *Mémoire sur la stabilité des voûtes*. Paris 1823. Une brochure in-8.
- COLLIGNON (Ed.). 1. *Travaux récents relatifs à la théorie des voûtes*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1876. 1. p. 539.
— 2. *Résistance des matériaux*. Paris 1885. Vve Dunod. In-8.
- COSSERAT (E. et F.). *Notes sur la physique théorique*, publiées dans le « *Traité de physique* » de O. D. CHWOLSON. Paris (en cours). Hermann et fils.
- COSYN (Léon). Etude théorique sur la résistance des voûtes. *Nouvelles Annales de la construction*. Septembre 1901 à mars 1902.
- CRAHAY DE FRANCHIMONT. Fondations par havage du troisième bassin à flot de Rochefort. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1884. 1. p. 145.
- CRÉPIN (A.). Etude sur la résistance des voûtes en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1887. 1. p. 689.
- CROIZETTE DESNOYERS (Ph.). 1. Fondations dans des terrains vaseux de la Bretagne. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1864. 1. p. 273.
— 2. *Cours de construction des ponts*. Paris 1885. Vve Dunod. 2 vol. in-4 et un atlas in-f^o.

- CUNQ. Vérification de la stabilité des voûtes. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1880. 2. p. 145.
- DARTEIN (De). *Etude sur les ponts en pierre antérieurs au XIX^e siècle, et remarquables par leur décoration*. Paris, en cours de publication Béranger. 4 vol.
- DAVIDESCO. Examen critique des formules employées pour déterminer l'épaisseur à la clef des voûtes en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1906. 1. p. 247.
- DEBAUVE (A.). Construction des ponts en maçonnerie, *Manuel de l'ingénieur des Ponts et Chaussées*. 10^e fascicule). Paris 1873. Vve Dunod 1. vol. in-8 avec atlas in f^o.
- DECOMBLE. 1. Application de la méthode de Saint-Guilhem à la résistance des voûtes. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1869. 1. p. 525.
— 2. *Routine ou méthode pour déterminer les cotes des résistances des ponts en maçonnerie*. Paris 1873 Vve Dunod. In-4.
- DEGRAND (E.), et J. RÉSAL. *Ponts en maçonnerie*. I. Stabilité des voûtes, II. Construction. Paris 1887-1888. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry et C^{ie}. 2 vol. in-8.
- DÉJARDIN. *Routine de l'établissement des voûtes*. Paris 1880. Vve Dunod. In-8.
- DENFERT-ROCHEREAU. *Mémoire sur les voûtes en berceau, supportant une surcharge limitée à un plan horizontal*. Paris 1859. (Extrait de la *Revue d'Architecture*.)
- DIEULAFOY. Notice historique sur la construction des anciens ponts en Perse. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1883. 2. p. 23
- DRAUX. Notice sur la construction du viaduc du Gour-Noir. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1892. 1. p. 545.
- DROUETS. Stabilité des voûtes. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1865. 1. p. 179.
- DUPUIT. *Traité des ponts en maçonnerie*, publié par Mahyer et Vaudrey. Paris 1870 Vve Dunod In-4 avec atlas.
- DUQUESNAY (M.). *Résistance des matériaux*. 3^e édition, Paris. *Encyclopédie scientifique des Aide-Mémoire*. Gauthier-Villars et Masson et C^{ie}. In-8
- DURAND-CLAYE (A.) 1 Stabilité des voûtes en maçonnerie *Annales des Ponts et Chaussées* 1867. 1. p. 63
— 2. Stabilité des voûtes et des arcs. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1880. 1. p. 416.

- FLAMANT (A.). Stabilité des constructions et Résistance des matériaux. Paris. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry 1 vol. in-8.
- FONTVIOLANT (B. de). *Mémoire sur la statique graphique des arcs élastiques*. Paris 1890. Steinheil In-8.
- FÖPPL (Aug.). *Résistance des matériaux et éléments de la théorie mathématique de l'élasticité*. Paris 1901. *Encyclopédie industrielle*. Gauthier Villars. 1 vol in-8.
- FOURNIÉ (Victor). *Traité de la stabilité des constructions*, par le D^r HERMANN SCHEFFLER. (Ouvrage traduit de l'allemand par) - Paris 1864. Dunod. 1 vol. in-8.
- GAUTHEY. (Publié par NAVIER). *Traité de la construction des ponts*. 2^e édition. Paris 1832.
- GILLIOT. *Mémoire sur quelques propriétés des courbes de pression et de leurs tangentes*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1884 1. p. 260.
- HAREL DE LA NOË. *Déformations et conditions de la rupture dans les corps solides*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1900. 2.
- HEUDE. *Note sur un procédé simple pour couler le béton sous l'eau*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1885. 1. p. 776.
- JOLY (de). *Résistance et élasticité des ciments Portland*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1898. 3. p. 188.
- KOECHLIN (Maurice). *Applications de la statique graphique*. 2^e édition. Paris 1898. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry et C^{ie}. 1 vol. in-8 avec 1 atlas in-4.
- LAGRENÉ (de). *Arche d'essai des carrières de Souppes*. *Annales des Ponts et Chaussées* 1868. 2. p. 130.
- LAMÉ. (Voir CLAPEYRON).
- LA RIVIÈRE (G.). *Construction récente en Allemagne de ponts en maçonnerie avec articulations à la clef et aux joints de rupture*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1891. 1. p. 899.
- LATERRADE. *Stabilité des voûtes en maçonnerie*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1885. 1. p. 141. (Voir aussi p. 1200, 1885. 2. p. 1004, 1886. 1. p. 358, 1886. 1. p. 857).
- LAVOINNE. *Mémoire sur le tracé des courbes de pression dans les voûtes*. *Annales des Ponts et Chaussées* 1884. 2. p. 315.
- LEBERT. *Etude de courbes pouvant servir au tracé de l'axe neutre des arcs de grande portée*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1900. 4. p. 74.
- LEGAY. *Tracé et calcul des voûtes en maçonnerie*. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1900. 4. p. 141.

- LÉGER (Alfred). *Les travaux publics, les mines et la métallurgie aux temps des Romains*. Paris 1875. J. Dejazy et C^{ie}. In-8.
- LEROUGE. Voûtes en anse de panier. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1839. 2. p. 335.
- LÉVY (Maurice). *La statique graphique et ses applications aux constructions*. 2^e édition (3^e pour le 1^{er} volume). Paris 1907-1887-1887-1888 Gauthier-Villars, 4 vol avec 4 atlas in-8.
- LIÉBEAUX. Caisson batardeau divisible et mobile. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1881. 1. p. 103.
- LOSSIER (Henry). Méthode Ritter pour le calcul des Ponts en maçonnerie. *Le Ciment*. Août et septembre 1908.
- MADAMET. *Résistance des matériaux*. Paris 1892. Bernard.
- MALIBRAN Note sur la forme et l'équilibre des voûtes de plan quelconque. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1888. 2. p. 523.
- MÉRY. Equilibre des voûtes en berceau. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1840. 1. p. 50.
- MICHAL. Anses de panier. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1831. 2. p. 49.
- MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS. *Recherches statistiques et expériences sur les matériaux de construction. Répertoire des carrières de pierre de taille exploitées en 1889*. Paris. Baudry et C^{ie}. 1 vol. in-4.
- MORANDIÈRE (R). *Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal*. Paris 1888. Vye Dunod. 2 vol. in-4 et 1 atlas in-f^o.
- MÜLLER-BRESLAU. (Traduit par SEYRIG). *Eléments de statique graphique appliquée aux constructions*. Paris 1886. Baudry. In-4.
- NAVIER. (VOIR GAUTHEY).
- OCAGNE (M. d'). 1. Procédé nouveau de calcul graphique. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1884. 3. p. 531.
- 2. Méthode simple pour le tracé des joints dans les voûtes elliptiques. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1886. 2. p. 403.
- 3. Sur le tracé de l'axe longitudinal des voûtes. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1888. 2. p. 76, et 1894. 2. p. 658.
- 4. Abaque de la nouvelle formule de M. Bazin. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1898. 1. p. 304.
- 5. Raccordements à courbure progressive. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1902. 3. p. 70.

- OCAGNE (M. d'). 6. Note sur le tracé des intrados en anse. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1903. 2. p. 296.
- 7. *Calcul graphique et Nomographie*. Paris 1908. O. Doin. In-8. E. S.
- 8. Sur le tracé pratique de certaines courbes transcendentes utilisables dans la construction des ponts. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1910. 4. p. 114.
- PEAUCELLIER. Méthode pour vérifier la stabilité des voûtes en berceau. *Mémorial de l'officier du Génie*. 1875. N° 24.
- PERRODIL (De). Théorie de la stabilité des voûtes. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1876. 1. p. 178. Voir également 1872. 2. p. 42. 1880. 1. p. 218, 1882. 2. p. 111, 1885. 2. p. 569.
- PERRONET (J. R.). 1. *Mémoire sur la réduction de l'épaisseur des piles, et sur la courbure qu'il convient de donner aux voûtes*. Paris 1780. Imprimerie Royale. 1 vol. in-4.
- 2. *Projet d'une arche en pierre de 36 pieds d'ouverture, faite à l'imitation des ponts en charpente pour épargner l'emploi de la pierre et du moellon*. Paris 1793. Magimel. 1 vol. in-4.
- 3. *Mémoire sur la recherche des moyens qu'on pourrait employer pour construire de grandes arches en pierre de 200, 300, 400 et jusqu'à 500 pieds d'ouverture*. Paris 1793. Magimel. 1 vol. in-4.
- PIGEAUD (G.). *Ponts métalliques. Méthodes de calcul*. Paris 1908. O. Doin. In-8. E. S.
- PREAUDEAU (A. de). Avec la collaboration de E. Pontzen. *Procédés généraux de construction. Travaux d'art*. Paris 1903. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry et C^{ie}. 2 vol. in-8.
- RÉSAL (Jean) et E. DEGRAND. Voir DEGRAND (E.).
- RÉSAL (Jean). 1. *Résistance des matériaux*. Paris. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry et C^{ie}. 1 vol. in-8.
- 2. *Stabilité des Constructions*. Paris. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry et Cie. 1 vol. in-8.
- 3. *Emplacements, débouchés, fondations, ponts en maçonnerie*. Paris 1896. *Encyclopédie des Travaux Publics*. Baudry et C^{ie}. 1 vol. in-8.
- RITTER (W.). *Théorie de l'Arc élastique* [VOIR KOEGLIN. *Applications de la statique graphique*].

- ROMANY-FÉLINE. 1. Les Ponts de Paris. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1864. 2. p. 127.
- 2. Arche d'essai surbaissée des carrières de Souppes. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1866. 2. p. 10.
- SAINT-GUILHEM. Arches au maximum de stabilité. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1859. 1. p. 83.
- SCHEFFLER (D^r HERMANN). *Théorie der gewölbe, futtermauern und eisernen Brücken*. Braunschweig. 1857. Verlag der Schulbuchhandlung. 1 vol. in-8. (VOIR FOURNIÉ.)
- SÉJOURNÉ. 1. Fondations à l'air comprimé d'un pont sur la Garonne à Marmande. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1883. 1. p. 92.
- 2. Construction des ponts du Castelet, de Lavaur et Antoinette. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1886. 2. p. 409.
- 3. Construction économique des larges ponts en pierre. *Revue générale des Chemins de fer*. Octobre 1904.
- SEYRIG. (VOIR MÜLLER-BRESLAU.)
- TAVERNIER (Henri). Ponts à arcs de pierre de taille articulés à la clef et aux naissances avec joints coulés en zinc. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1907. 5.
- TOURTAY. 1. Note sur les raccordements paraboliques de la voie en plan. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1883. 2. p. 387.
- 2. Sur l'influence des joints dans la résistance à l'écrasement des maçonneries de pierre de taille. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1885. 2. p. 582.
- 3. Détermination des pressions réelles dans les voûtes surbaissées en forme de chaînette. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1888. 1. p. 565.
- 4. Note sur la construction du pont Boucicaut. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1892. 2. p. 445.
- 5. Méthode de calcul rapide des voûtes et de leurs culées. *Nouvelles Annales de la construction*. Septembre-octobre-novembre 1902.
- 6. Matage des joints de clavage dans les voûtes en maçonnerie. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1904. 1. p. 75.
- VILLARCEAU (YVON). *Mémoire sur l'établissement des arches de pont envisagé au point de vue de la plus grande stabilité*. Paris 1854. Mallet-Bachelier. 1 vol. in-4°. (Extrait du tome XII du *Recueil des savants étrangers*.)

TABLE ALPHABÉTIQUE
DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

	Pages		Pages
Anse de panier à 3 centres.	119	CLAUDEL	295
— HUYGENS	119	CLAPEYRON	137
— BOSSUT	119	Clef (épaisseur à la), 130,	168
ARNOUX	344	Coefficient de hardiesse .	169
Assise.	196	— stabilité	289
AURIC, 73, 115, 268	270	Construction (procédés	
Axe longitudinal le plus		généraux de)	297
favorable	272	Contrefiches	295
Bandeaux	139	CORIOLIS, 123	278
BAZIN (formule de)	70	Corne de vache	183
BEAUDEMOULIN, 322, 350,	351	COSYN, 134	243
Biais passé gauche.	182	COULOMB.	231
BOISTARD, 232	235	Couchis	293
Boîte à sable	351	COUPLET.	231
BONNET-OSSIAN, 123	278	Courbe des pressions	213
BOUFFET.	89	— moyenne	102
BOURDELLES, 190	271	COURNOT	249
BROSSELIN	58	CRÉPIN	247
CADOT	37	CROIZETTE-DESNOYERS, 21,	
CARVALLO	60	50, 54, 131, 134, 137,	
CASTIGLIANO.	249	149, 235, 243, 291, 306,	334
Caténoïde	123	Culées, 63	148
Cendre	205	CUNCQ	247
CESSART (De)	46	DARTEIN (De), 46, 50	166
Chainette	123	DAVIDESCO	136
CHOISY, 7, 38	174	Décoration	164
Cintres	339	Décintrement, 259	347
— (calcul des)	291	DEJARDIN, 130	138

366 TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

	Pages		Pages
DEGRAND.	293	GALLIOT	206
DEBAUVE, 37, 235	352	GILLIOT	247
Développante de déve-		GARIPUY.	49
loppée de cercle.	107	GAUTHEY, 130	167
Dispositions générales :		HAVEN	133
en élévation	70	Intrados (courbes d')	104
en plan	64	Joint.	196
en section transversale.	93	KOECHLIN.	266
DIEULAFOY, 6, 29, 30.	127	LABELYE.	46
DROUETS, 247	248	LAGRENÉ (De)	350
DUCROS	49	LAHIRE	231
DUPUIT, 130, 177, 242, 249,	349	LAMÉ.	137
DURAND-CLAYE, 89	243	LANNUSSE.	89
Douelle	100	LAVOINNE	250
Ellipse	44	LATURADE	242
Extrados (courbes d')	137	LEBON	7
EYTELWEIN	231	LEGAY, 60, 123.	275
Fibre moyenne.	102	LÉBERT, 60, 124	276
FLAMANT, 216	227	LEVEILLÉ, 130, 148	177
Flèche	103	LÉVY (G.)	326
Formes de construction		LÉVY (M.)	278
(évolution des)	5	Lit	196
Fondations	297	LOSSIER	291
Fondations :		Maçonneries (propriétés	
à air comprimé.	318	des)	195
à caisson perdu.	309	MALIBRAN	127
à caisson amovible.	317	MAILLET	84
par blocs arrimés	320	MAITROT DE VARENNES	84
— flottants	320	Matage	256
par épaissements	304	Matériaux de la voûte	140
par fouilles à sec	301	—	
par havage	307	(principe de la résis-	
par pilotis	324	tance des)	218
sur rouet	316	MÉRY	213
tubulaires	308	— (Méthode de)	239
FÖPPL, 295, 249, 264,	265	MÉNABRIA	249
Frère JOCONDE	43	Montée	103
— ROMAIN	45	MORANDIÈRE, 54, 291, 344,	346

	Pages		Pages
MORTIER, 186	187	Pont articulé aux nais-	
MOSELEY	239	sances	282
MÜLLER	250	Pont, viaduc, aqueduc :	
NAVIER, 135	168	Adolphe	37
— (formule de)	232	Alcantara (d'), 20	50
Naissances	100	Alexandra (d')	36
OCAGNE (D'), 70, 85, 102,		Alexandrina (d')	18
104, 119, 123, 214.	275	Alma (de l'), 54	97
Ogive	126	Allahabad (d'), 307.	323
— antique	119	Altier (de l')	57
— persane	30	Albi (d')	39
Ouverture	103	Alexandre III, 97	312
Paraboloïques	124	Amidonniers-(des)	37
Paramètre	103	Amiral (de l')	39
Parapet	164	Andelys (des)	161
PERRONET, 46, 48, 130	231	Annibal (d')	170
PERRODIL (De), 198	250	Antoinette, 55, 170	257
PEAUCELLIER	247	Arnon (de l') T ¹	352
Pendentifs	183	Aulne (de l'), 57	305
Piles, 63	143	Auguste	18
PIGEAUD, 226, 271, 286,		Austerlitz (d')	97
293	310	Auzon (de l') T	352
Pieux	327	Avignon (d')	34
PICART	349	Ballochmyle (de), 55	170
PHILIPPE	339	Blois (de), 72	87
Plintie	164	Bouchemaine (de)	68
PLUYETTE	350	Boulevard du Transit	
Pont, 63, 101	171	(du)	127
— biais, 64, 101	174	Bordeaux (de), 54.	320
— courbe	63	Boucicaut. T	352
— droit	63	Bléré (de) T.	352
— en béton	189	Blanc (du) T	352
— polygonal	63	Brodelyne (de), 312	319
— rectiligne	63	Brousse (de)	20
— système Séjourné	184	Cabin John (de), 55	170
— avec articulation	190	Caronnière (de la) T	352
— à triple articulation.	271	Carcassonne (de)	34
— sans articulation	286		

¹ T. tableau.

368 TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

	Pages		Pages
Pont, viaduc, aqueduc :		Pont, viaduc, aqueduc :	
Castellane (de)	35	Gignac (de)	49
Castelet (du), 55, 257, 343	347	Genève (de)	59
Capoue (de)	55	Goltzcherthal (de)	57
Ciret (de)	35	Gour-Noir (de), 347. T	352
Chalonnès (de), 54	341	Grand-Echaud (du)	305
Charente (de la) T	352	Guétin (du)	337
Charost (de) T	352	Guillottière (de la), 34.	97
Chauvigny (de) T	352	Hadriana	17
Chester (de), 55	170	Iéna (d'), 54, 320	321
Chouster (de)	27	Inzighofen (d')	59
Chatellerault (de)	43	Isle Jourdain (de l') T.	352
Clan (du) T	352	Ispahan (d')	32
Claix (de), 44	170	Julien	18
Claude	17	Jeune Fille (de la)	29
Collonges (de)	342	Kempton (de), 59, 190,	192
Concorde (de la), 47	72	Lavaur (de), 49, 55, 170,	257
Connecticut Avenue (de)	189	Lavaux (de), 140	142
Cruze (de la)	57	Lantrach (de), 59	190
Corrèze (sur la) T	352	Lafayette (de), 72	97
East-River (d'), 312	319	Limoges (de), 40. T	352
Elsterthal (d')	57	Londres (de)	39
Entraigues (d')	40	Lockwood (de)	146
Eridan (d')	28	Lyon (de)	18
Empalot (d')	65	Lucques (de), 36	55
Espalion (d')	39	Luxembourg (de), 48, 55, 97, 140, 142, 170, 188, 345, 347, T	352
Fabricius	16	Maëstricht	44
Felice	18	Madrid (de)	50
Ficarazi (de)	40	Marie	44
Florence (de)	136	Marcia (de)	17
Fontpedrouze (de), 57.	126	Marbre à Pise (de)	44
Foucharde (de)	170	Marmande (de)	316
Frejus (de)	18	Mannheim (de)	59
Fromental (de) T	352	Mantes (de) T	352
Frette (de la) T	352	Martorell (de)	40
Frouard (de)	349		
Gard (du)	22		

	Pages		Pages
Pont, viaduc, aqueduc :		Pont, viaduc, aqueduc :	
Mérida (de)	18	Ponts-de-Cé (des)	349
Metz (de)	18	Pont-Sainte-Maxence	47
Mianeh (de)	32	Pont-y-Pridd	50
Midi (du)	97	Port-Launay (de)	305
Mirabéau	127	Port-de-Piles (de)	349
Montpellier (de)	49	Port-Sainte-Marie (de)	347
Montlouis (de), 54	87	Prague (de)	44
Montauban (de)	40	Pouch (de) T	352
Morand, 72	97	Poughkeepsie, 307.	323
Morbegno (de), 59	192	Pyrgos (de)	324
Munderkingen (de), 59	191	Quarantaine (de la)	68
Nantes (de)	97	Québec (de)	312
Neuf	43	Ratisbonne (de)	35
Nemours (de)	48	Rialto (de)	44
Neuilly (de)	47	Romans (de), 34	97
Notre-Dame ancien (de)	43	Ronda (de)	50
Noblat (de)	140	Roquefavour (de)	57
Nogent (de), 170	350	Rouen (de)	320
Nyon (de)	35	Roche-Posay (de la) T.	352
Nuremberg (de)	44	Rouge	28
Olargues (d')	34	Rumilly (de)	49
Orléans (d')	97	Salamanque (de)	20
Ormaztegui (d')	302	Saintes (de)	18
Orense (d')	40	Saint-Ange, 16	140
Orthez (d')	39	Saint-Antoine	17
Ouilly (d')	40	Saint-Clair	97
Palais de Justice (du)	97	Saint-Affrique (de)	34
Palatin (du)	16	Saint-Chamas (de)	18
Pavie	36	Saint-Dié (de)	48
Péllisserie (de la) T.	352	Saint-Esprit	34
Plauen (de), 57	170	Ségovie (de)	20
Plessis-lès-Tours (de)	161	Serin	97
Pœstum	55	Sèvre (de la) T.	352
Pompadour (de)	57	Souillac (de)	320
Point-du-Jour (du), 54	125	Sommières (de)	18
125	303	Solférino	55
Ponte-Corvo (de)	42	Saint-Juan	40

370 TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES

	Pages		Page
Pont, viaduc, aqueduc :		Poteaux	295
Saint-Pierre-de-Gau-		Poussée	215
bert (de)	360	Pressions (courbe des)	213
Saint-Pierre	17	Procédés de construction	
Saint-Martin	39	(évolution des)	5
Saint Michel	97	Quartique, 108,	113
Souppes (de)	170	RECLUS	12
Spolite (de)	40	Reins (épaisseur des)	137
Stettin (de)	316	Remous	84
Szegedin	309	Refus	326
Saint - Germain - les -		RESAL, 43, 108, 112, 115,	
Belles (de) T	352	127, 133, 167, 169,	
Saint-Florent (de) T	352	216, 238, 250, 251,	
Tarragonè (de)	20	256, 271, 290	295
Tarascon (de)	336	Retombées	100
Têtes (des)	49	REYNAUD	167
Tolède (de)	35	RITTER, 250	266
Toulouse (de), 44, 48,		Rouet	317
55, 72, 97	140	SAGET (De)	49
Tournon (de), 44	170	SAINT-GUILHEM (De)	60
Tours (de)	165	SAZILLY (De)	350
Trinité (de la), 44, 127,	140	SCHAEFFER	241
Tuileries (des), 44	165	SCHWARTZ, 133.	137
Université (de l'), 72,		SÉJOURNÉ, 33, 37, 48, 54,	
97	165	55, 89, 111, 132, 137,	
Valence (de), 72, 97,		138, 184, 254, 256,	
140, 170	314	293, 295, 316, 342,	
Valentré	40	343, 344	352
Véronè (de)	40	SEYRIG	250
Vernon (de)	291	SGAUZIN	130
Vicence (de), 18	44	Sonnettes	326
Vieille Brioude (de)	35	SOUBEYRE	205
Vigen (de) T	352	Stabilité (coefficient de)	289
Vizille (de)	49	— des culées	289
Zwettan (de)	44	— des piles	289
Williamsburg (de)	319	— des voûtes	209
PONCELET	239	Surbaissement	103
Pont de service	339	STOECKLIN	333

TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES 371

	Pages		Pages
TAVERNIER	189	VOGLIE (De).	46
TELFORD	83	Voûtes :	
Température (influence des variations de)	266	complètes	104
THÉREL	295	en descente	101
TOURTAY, 60, 149, 199, 204, 243.	256	en pente	101
Travaux (exécution des)	344	horizontales	101
Tympans	156	à douelle développable	179
Vaux	293	à douelle non dévelop- pable	181
VÈNE	249	(généralités sur les)	101
VÉTILLARD	333	Voussoir (poids transmis au cintre et aux vous- soirs inférieurs par un).	254
Vérin	349	WORTHINGTON	117
VILLARCEAU (Y.), 60	278		
VICAT	52		

TABLE SYSTÉMATIQUE DES MATIÈRES

INTRODUCTION	Pages I
------------------------	------------

PARTIE HISTORIQUE

CHAPITRE PREMIER

Evolution des formes et des procédés de construction.

1. Période antérieure à l'invention de l'appareil étrusque	5
2. Période de la domination romaine	13
3. Introduction de l'appareil étrusque en Orient	23
4. Traditions romaines et influences orientales en Europe	33
5. Période comprise entre la Renaissance et le xix ^e siècle	42
6. Perfectionnements réalisés au cours du xix ^e siècle dans la construction des ponts en maçonnerie	51

PARTIE ANALYTIQUE

CHAPITRE II

Dispositions générales d'un pont.

7. Définitions générales.	63
8. Dispositions générales en plan	64
9. Dispositions générales en élévation	70
10. Dispositions générales en section transversale	93

CHAPITRE III

Description sommaire des diverses parties constitutives d'un pont.

	Pages
11. Généralités sur les voûtes de pont.	100
12. Courbes d'intrados	104
13. Epaisseur à la clef	130
14. Epaisseur aux reins et courbes d'extrados	137
15. Bandeaux	139
16. Matériaux de la voûte	140
17. Piles.	143
18. Culées	148
19. Tympan	156
20. Plinthe, parapet et décoration générale	164

CHAPITRE IV

Ponts divers.

21. Considérations générales	171
22. Ponts biais	174
23. Berceaux à têtes inclinées, berceaux en pente, voûtes côniques ou trompés et, d'une manière générale, voûtes à douelle développable.	178
24. Voûtes à douelle non développable	181
25. Ponts du système Séjourné.	184
26. Ponts en béton	189
27. Ponts avec articulations	190

PARTIE SYNTHÉTIQUE

CHAPITRE V

Etude d'un projet. Méthodes générales de calcul.

28. Propriétés générales des maçonneries.	195
29. Considérations générales sur la stabilité des voûtes	209

	Pages
30. Théorie de la stabilité des voûtes :	
a) Rappel des principes généraux de la Résistance des Matériaux	218
31 b) Théorie du coin de Lahire et d'Eytelwein. Formule de Navier	231
32 c) Expériences de Boistard. Méthode de Méry	235
33 d) Méthode de A. Durand-Claye	243
34 e) Théorie fondée sur les principes de la Résistance des Matériaux	250
35. Applications de la théorie de la stabilité des voûtes :	
a) Ponts à triple articulation	271
36 b) Détermination de l'axe longitudinal le plus favorable	272
37 c) Ponts articulés aux naissances	282
38 d) Ponts sans articulations	286
39 e) Stabilité des piles et culées	289
40. Notions sur le calcul des cintres	291

CHAPITRE VI

Procédés généraux de construction.

41. Fondations	29
42. Cintres et ponts de service	33
43. Exécution des travaux	344
44. Décintrement	347

ANNEXE

Prix de revient de quelques ponts et viaducs en maçonnerie (d'après M. de Préaudeau)	352
TABLE INDICATIVE DES FIGURES	353
INDEX BIBLIOGRAPHIQUE.	357
TABLE ALPHABÉTIQUE DES AUTEURS ET DES MATIÈRES	365
TABLE SYSTÉMATIQUE DES MATIÈRES	373

ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE

Publiée sous la direction du D^r TOULOUSE,

Nous avons entrepris la publication, sous la direction générale de son fondateur, le D^r Toulouse, Directeur à l'École des Hautes-Études, d'une ENCYCLOPÉDIE SCIENTIFIQUE de langue française dont on mesurera l'importance à ce fait qu'elle est divisée en 40 sections ou Bibliothèques et qu'elle comprendra environ 1 000 volumes. Elle se propose de rivaliser avec les plus grandes encyclopédies étrangères et même de les dépasser, tout à la fois par le caractère nettement scientifique et la clarté de ses exposés, par l'ordre logique de ses divisions et par son unité, enfin par ses vastes dimensions et sa forme pratique.

I

PLAN GÉNÉRAL DE L'ENCYCLOPÉDIE

Mode de publication. — L'*Encyclopédie* se composera de monographies scientifiques, classées méthodiquement et formant dans leur enchaînement un exposé de toute la science. Organisée sur un plan systématique, cette Encyclopédie, tout en évitant les inconvénients des Traités, — massifs, d'un prix global élevé, difficiles à consulter, — et les inconvénients des Dictionnaires, — où les articles scindés irrationnellement, simples chapitres alphabétiques, sont toujours nécessairement incomplets, — réunira les avantages des uns et des autres.

Du *Traité*, l'*Encyclopédie* gardera la supériorité que possède une

ensemble complet, bien divisé et fournissant sur chaque science tous les enseignements et tous les renseignements qu'on en réclame. Du Dictionnaire, l'*Encyclopédie* gardera les facilités de recherches par le moyen d'une table générale, l'*Index* de l'*Encyclopédie*, qui paraîtra dès la publication d'un certain nombre de volumes et sera réimprimé périodiquement. L'*Index* renverra le lecteur aux différents volumes et aux pages où se trouvent traités les divers points d'une question.

Les éditions successives de chaque volume permettront de suivre toujours de près les progrès de la science. Et c'est par là que s'affirme la supériorité de ce mode de publication sur tout autre. Alors que, sous sa masse compacte, un traité, un dictionnaire ne peut être réédité et renouvelé que dans sa totalité et qu'à d'assez longs intervalles, inconvénients graves qu'atténuent mal des suppléments et des appendices, l'*Encyclopédie scientifique*, au contraire, pourra toujours rajeunir les parties qui ne seraient plus au courant des derniers travaux importants. Il est évident, par exemple, que si des livres d'algèbre ou d'acoustique physique peuvent garder leur valeur pendant de nombreuses années, les ouvrages exposant les sciences en formation, comme la chimie physique, la psychologie ou les technologies industrielles, doivent nécessairement être remaniés des intervalles plus courts.

Le lecteur appréciera la souplesse de publication de cette *Encyclopédie*, toujours vivante, qui s'élargira au fur et à mesure des besoins dans le large cadre tracé dès le début, mais qui constituera toujours, dans son ensemble, un traité complet de la Science, dans chacune de ses sections un traité complet d'une science, et dans chacun de ses livres une monographie complète. Il pourra ainsi n'acheter que telle ou telle section de l'*Encyclopédie*, sûr de n'avoir pas des parties dépareillées d'un tout.

L'*Encyclopédie* demandera plusieurs années pour être achevée : car pour avoir des expositions bien faites, elle a pris ses collaborateurs plutôt parmi les savants que parmi les professionnels de la rédaction scientifique que l'on retrouve généralement dans les œuvres similaires. Or les savants écrivent peu et lentement : et il est préférable de laisser temporairement sans attribution certains ouvrages plutôt que de les confier à des auteurs insuffisants. Mais cette lenteur et ces vides ne présenteront pas d'inconvénients, puisque chaque

livre est une œuvre indépendante et que tous les volumes publiés sont à tout moment réunis par l'*Index* de l'*Encyclopédie*. On peut donc encore considérer l'*Encyclopédie* comme une librairie, où les livres soigneusement choisis, au lieu de représenter le hasard d'une production individuelle, obéiraient à un plan arrêté d'avance, de manière qu'il n'y ait ni lacune dans les parties ingrates, ni double emploi dans les parties très cultivées.

Caractère scientifique des ouvrages. — Actuellement, les livres de science se divisent en deux classes bien distinctes : les livres destinés aux savants spécialisés, le plus souvent incompréhensibles pour tous les autres, faute de rappeler au début des chapitres les connaissances nécessaires, et surtout faute de définir les nombreux termes techniques incessamment forgés, ces derniers rendant un mémoire d'une science particulière inintelligible à un savant qui en a abandonné l'étude durant quelques années ; et ensuite les livres écrits pour le grand public, qui sont sans profit pour des savants et même pour des personnes d'une certaine culture intellectuelle.

L'*Encyclopédie scientifique* a l'ambition de s'adresser au public le plus large. Le savant spécialisé est assuré de rencontrer dans les volumes de sa partie une mise au point très exacte de l'état actuel des questions ; car chaque Bibliothèque, par ses techniques et ses monographies, est d'abord faite avec le plus grand soin pour servir d'instrument d'études et de recherches à ceux qui cultivent la science particulière qu'elle présente, et sa devise pourrait être : *Par les savants, pour les savants*. Quelques-uns de ces livres seront même, par leur caractère didactique, destinés à servir aux études de l'enseignement secondaire ou supérieur. Mais, d'autre part, le lecteur non spécialisé est certain de trouver, toutes les fois que cela sera nécessaire, au seuil de la section, — dans un ou plusieurs volumes de généralités, — et au seuil du volume, — dans un chapitre particulier, — des données qui formeront une véritable introduction le mettant à même de poursuivre avec profit sa lecture. Un vocabulaire technique, placé, quand il y aura lieu, à la fin du volume, lui permettra de connaître toujours le sens des mots spéciaux.

II

ORGANISATION SCIENTIFIQUE

Par son organisation scientifique, l'*Encyclopédie* paraît devoir offrir aux lecteurs les meilleures garanties de compétence. Elle est divisée en Sections ou Bibliothèques, à la tête desquelles sont placés des savants professionnels spécialisés dans chaque ordre de sciences et en pleine force de production, qui, d'accord avec le Directeur général, établissent les divisions des matières, choisissent les collaborateurs et acceptent les manuscrits. Le même esprit se manifestera partout : éclectisme et respect de toutes les opinions logiques, subordination des théories aux données de l'expérience, soumission à une discipline rationnelle stricte ainsi qu'aux règles d'une exposition méthodique et claire. De la sorte, le lecteur, qui aura été intéressé par les ouvrages d'une section dont il sera l'abonné régulier, sera amené à consulter avec confiance les livres des autres sections dont il aura besoin, puisqu'il sera assuré de trouver partout la même pensée et les mêmes garanties. Actuellement, en effet, il est, hors de sa spécialité, sans moyen pratique de juger de la compétence réelle des auteurs.

Pour mieux apprécier les tendances variées du travail scientifique adapté à des fins spéciales, l'*Encyclopédie* a sollicité, pour la direction de chaque Bibliothèque, le concours d'un savant placé dans le centre même des études du ressort. Elle a pu ainsi réunir des représentants des principaux Corps savants, Établissements d'enseignement et de recherches de langue française :

Institut.

Académie de Médecine.

Collège de France.

Muséum d'Histoire naturelle.

École des Hautes-Études.

Sorbonne et École normale.

Facultés des Sciences.

Facultés des Lettres.

Facultés de médecine.

Instituts Pasteur.

École des Ponts et Chaussées.

École des Mines.

École Polytechnique.

Conservatoire des Arts et Métiers.

École d'Anthropologie.

Institut National agronomique.

École vétérinaire d'Alfort.

École supérieure d'Électricité.

École de Chimie industrielle de

Lyon.

École des Beaux-Arts.

École des Sciences politiques.

Observatoire de Paris.

Hôpitaux de Paris.

III

BUT DE L'ENCYCLOPÉDIE

Au XVIII^e siècle, « l'Encyclopédie » a marqué un magnifique mouvement de la pensée vers la critique rationnelle. A cette époque, une telle manifestation devait avoir un caractère philosophique. Aujourd'hui, l'heure est venu de renouveler ce grand effort de critique, mais dans une direction strictement scientifique ; c'est là le but de la nouvelle *Encyclopédie*.

Ainsi la science pourra lutter avec la littérature pour la direction des esprits cultivés, qui, au sortir des écoles, ne demandent guère de conseils qu'aux œuvres d'imagination et à des encyclopédies où la science a une place restreinte, tout à fait hors de proportion avec son importance. Le moment est favorable à cette tentative ; car les nouvelles générations sont plus instruites dans l'ordre scientifique que les précédentes. D'autre part la science est devenue, par sa complexité et par les corrélations de ses parties, une matière qu'il n'est plus possible d'exposer sans la collaboration de tous les spécialistes, unis là comme le sont les producteurs dans tous les départements de l'activité économique contemporaine.

A un autre point de vue, l'*Encyclopédie*, embrassant toutes les manifestations scientifiques, servira comme tout inventaire à mettre au jour les lacunes, les champs encore en friche ou abandonnés, — ce qui expliquera la lenteur avec laquelle certaines sections se développeront, — et suscitera peut-être les travaux nécessaires. Si ce résultat est atteint, elle sera fière d'y avoir contribué.

Elle apporte en outre une classification des sciences et, par ses divisions, une tentative de mesure, une limitation de chaque domaine. Dans son ensemble, elle cherchera à refléter exactement le prodigieux effort scientifique du commencement de ce siècle et un moment de sa pensée, en sorte que dans l'avenir elle reste le document principal où l'on puisse retrouver et consulter le témoignage de cette époque intellectuelle.

On peut voir aisément que l'*Encyclopédie* ainsi conçue, ainsi réalisée, aura sa place dans toutes les bibliothèques publiques, universitaires et scolaires, dans les laboratoires, entre les mains des savants, des industriels et de tous les hommes instruits qui veulent se tenir

au courant des progrès, dans la partie qu'ils cultivent eux-mêmes ou dans tout le domaine scientifique. Elle fera jurisprudence, ce qui lui dicte le devoir d'impartialité qu'elle aura à remplir.

Il n'est plus possible de vivre dans la société moderne en ignorant les diverses formes de cette activité intellectuelle qui révolutionne les conditions de la vie ; et l'interdépendance de la science ne permet plus aux savants de rester cantonnés, spécialisés dans un étroit domaine. Il leur faut, — et cela leur est souvent difficile, — se mettre au courant des recherches voisines. A tous, l'*Encyclopédie* offre un instrument unique dont la portée scientifique et sociale ne peut échapper à personne.

IV

CLASSIFICATION DES MATIÈRES SCIENTIFIQUES

La division de l'*Encyclopédie* en Bibliothèques a rendu nécessaire l'adoption d'une classification des sciences, où se manifeste nécessairement un certain arbitraire, étant donné que les sciences se distinguent beaucoup moins par les différences de leurs objets que par les divergences des aperçus et des habitudes de notre esprit. Il se produit en pratique des interpénétrations réciproques entre leurs domaines, en sorte que, si l'on donnait à chacun l'étendue à laquelle il peut se croire en droit de prétendre, il envahirait tous les territoires voisins ; une limitation assez stricte est nécessitée par le fait même de la juxtaposition de plusieurs sciences.

Le plan choisi, sans viser à constituer une synthèse philosophique des sciences, qui ne pourrait être que subjective, a tendu pourtant à échapper dans la mesure du possible aux habitudes traditionnelles d'esprit, particulièrement à la routine didactique, et à s'inspirer de principes rationnels.

Il y a deux grandes divisions dans le plan général de l'*Encyclopédie* : d'un côté les sciences pures, et, de l'autre, toutes les technologies qui correspondent à ces sciences dans la sphère des applications. A part et au début, une Bibliothèque d'introduction générale est

consacrée à la philosophie des sciences (histoire des idées directrices, logique et méthodologie).

Les sciences pures et appliquées présentent en outre une division générale en sciences du monde inorganique et en sciences biologiques. Dans ces deux grandes catégories, l'ordre est celui de particularité croissante, qui marche parallèlement à une rigueur décroissante. Dans les sciences biologiques pures enfin, un groupe de sciences s'est trouvé mis à part, en tant qu'elles s'occupent moins de dégager des lois générales et abstraites que de fournir des monographies d'êtres concrets, depuis la paléontologie jusqu'à l'anthropologie et l'ethnographie.

Étant donnés les principes rationnels qui ont dirigé cette classification, il n'y a pas lieu de s'étonner de voir apparaître des groupements relativement nouveaux, une biologie générale, — une physiologie et une pathologie végétales, distinctes aussi bien de la botanique que de l'agriculture, — une chimie physique, etc.

En revanche, des groupements hétérogènes se disloquent pour que leurs parties puissent prendre place dans les disciplines auxquelles elles doivent revenir. La géographie, par exemple, retourne à la géologie, et il y a des géographies botanique, zoologique, anthropologique, économique, qui sont étudiées dans la botanique, la zoologie, l'anthropologie, les sciences économiques.

Les sciences médicales, immense juxtaposition de tendances très diverses, unies par une tradition utilitaire, se désagrègent en des sciences ou des techniques précises ; la pathologie, science de lois, se distingue de la thérapeutique ou de l'hygiène qui ne sont que les applications des données générales fournies par les sciences pures, et à ce titre mises à leur place rationnelle.

Enfin, il a paru bon de renoncer à l'anthropocentrisme qui exigeait une physiologie humaine, une anatomie humaine, une embryologie humaine, une psychologie humaine. L'homme est intégré dans la série animale dont il est un aboutissant. Et ainsi, son organisation, ses fonctions, son développement s'éclairent de toute l'évolution antérieure et préparent l'étude des formes plus complexes des groupements organiques qui sont offertes par l'étude des sociétés.

On peut voir que, malgré la prédominance de la préoccupation pratique dans ce classement des Bibliothèques de l'*Encyclopédie scientifique*, le souci de situer rationnellement les sciences dans leurs

rapports réciproques n'a pas été négligé. Enfin il est à peine besoin d'ajouter que cet ordre n'implique nullement une hiérarchie, ni dans l'importance ni dans les difficultés des diverses sciences. Certaines, qui sont placées dans la technologie, sont d'une complexité extrême, et leurs recherches peuvent figurer parmi les plus ardues.

Prix de la publication. — Les volumes, illustrés pour la plupart, seront publiés dans le format in-18 jésus et cartonnés. De dimensions commodes, ils auront 400 pages environ, ce qui représente une matière suffisante pour une monographie ayant un objet défini et important, établie du reste selon l'économie du projet qui saura éviter l'émiettement des sujets d'exposition. Le prix étant fixé uniformément à 5 francs, c'est un réel progrès dans les conditions de publication des ouvrages scientifiques, qui, dans certaines spécialités, coûtent encore si cher.

TABLE DES BIBLIOTHÈQUES

DIRECTEUR : D^r TOULOUSE, Directeur de Laboratoire à l'École
des Hautes-Études.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : H. PIÉRON, agrégé de l'université.

DIRECTEURS DES BIBLIOTHÈQUES :

1. *Philosophie des Sciences*. P. PAINLEVÉ, de l'Institut, professeur à la Sorbonne.

I. SCIENCES PURES

A. Sciences mathématiques :

2. *Mathématiques* . . . J. DRACH, professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Toulouse.
3. *Mécanique* . . . J. DRACH, professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Toulouse.

B. Sciences inorganiques :

4. *Physique* . . . A. LEDUC, professeur adjoint de physique à la Sorbonne.
5. *Chimie physique* . . J. PERRIN, professeur de chimie-physique à la Sorbonne.
6. *Chimie* . . . A. PICTET, professeur à la Faculté des Sciences de l'Université de Genève.
7. *Astronomie et Physique céleste* . . . J. MASCART, astronome adjoint à l'Observatoire de Paris.
8. *Météorologie* . . . J. MASCART, astronome adjoint à l'Observatoire de Paris.
9. *Minéralogie et Pétrographie* . . . A. LACROIX, de l'Institut, professeur au Muséum d'Histoire naturelle.
10. *Géologie* . . . M. BOULE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle.
11. *Océanographie physique* . . . J. RICHARD, directeur du Musée Océanographique de Monaco.

C. Sciences biologiques normatives :

- | | | |
|--|-------------------------------------|--|
| | A. <i>Biologie générale</i> . . . | M. CAULLERY, professeur de zoologie à la Sorbonne. |
| 12. <i>Biologie</i> { | B. <i>Océanographie biologique</i> | J. RICHARD, directeur du Musée Océanographique de Monaco. |
| 13. <i>Physique biologique</i> . . . | | A. IMBERT, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université de Montpellier. |
| 14. <i>Chimie biologique</i> . . . | | G. BERTRAND, professeur de chimie biologique à la Sorbonne, chef de service à l'Institut Pasteur. |
| 15. <i>Physiologie et Pathologie végétales</i> . . . | | L. MANGIN, de l'Institut, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. |
| 16. <i>Physiologie</i> | | J.-P. LANGLOIS, professeur agrégé à la Faculté de Médecine de Paris. |
| 17. <i>Psychologie</i> | | E. TOULOUSE, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes Études, médecin en chef de l'asile de Villejuif. |
| 18. <i>Sociologie</i> | | G. RICHARD, professeur à la Faculté des Lettres de l'Université de Bordeaux. |
| 19. <i>Microbiologie et Parasitologie</i> | | A. CALMETTE, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université, directeur de l'Institut Pasteur de Lille, et F. BEZANÇON, professeur agrégé à la Faculté de Médecine de l'Université de Paris, médecin des Hôpitaux. |
| | A. <i>Pathologie médicale</i> . . . | M. KLIPPEL, médecin des Hôpitaux de Paris. |
| 20. <i>Pathologie</i> { | B. <i>Neurologie</i> . . . | E. TOULOUSE, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes-Études, médecin en chef de l'asile de Villejuif. |
| | C. <i>Path. chirurgicale</i> . . . | L. PICQUÉ, chirurgien des Hôpitaux de Paris. |

D. Sciences biologiques descriptives :

- | | | |
|------------------------------------|---|--|
| 21. <i>Paléontologie</i> | | M. BOULE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. |
| | A. <i>Généralités et phanérogames</i> . . . | H. LECOMTE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. |
| 22. <i>Botanique</i> { | B. <i>Cryptogames</i> . . . | L. MANGIN, de l'Institut, professeur au Muséum d'Histoire naturelle. |

23. *Zoologie* G. LOISEL, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes Études.
24. *Anatomie et Embryologie* G. LOISEL, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes Études.
25. *Anthropologie et Ethnographie* G. PAPILLAULT, directeur-adjoint du Laboratoire d'Anthropologie à l'École des Hautes Études, professeur à l'École d'Anthropologie.
26. *Economie politique* D. BELLET, secrétaire perpétuel de la Société d'Economie politique, professeur à l'École des Sciences politiques.

II. SCIENCES APPLIQUÉES

A. Sciences mathématiques :

27. *Mathématiques appliquées* M. D'OCAGNE, professeur à l'École des Ponts et Chaussées, répétiteur à l'École polytechnique.
28. *Mécanique appliquée et génie* M. D'OCAGNE, professeur à l'École des Ponts et Chaussées, répétiteur à l'École polytechnique.

B. Sciences inorganiques :

29. *Industries physiques* H. CHAUMAT, sous-directeur de l'École supérieure d'Électricité de Paris.
30. *Photographie* A. SEYEWETZ, sous-directeur de l'École de Chimie industrielle de Lyon.
31. *Industries chimiques* J. DERÔME, professeur agrégé de Physique au collège Chaptal, inspecteur des Établissements classés.
32. *Géologie et minéralogie appliquées* L. CATEUX, professeur à l'Institut national agronomique, professeur de géologie à l'École des Mines.
33. *Construction* J. PILLET, professeur au Conservatoire des Arts et Métiers et à l'École des Beaux-Arts.

C. Sciences biologiques :

34. *Industries biologiques* G. BERTRAND, professeur de chimie biologique à la Sorbonne, chef de service à l'Institut Pasteur.
35. *Botanique appliquée et agriculture* H. LECOMTE, professeur au Muséum d'Histoire naturelle.
36. *Zoologie appliquée* J. PELLEGRIN, assistant au Muséum d'Histoire naturelle.

37. *Thérapeutique générale et pharmacologie*. . . G. POUCHET, membre de l'Académie de médecine, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université de Paris.
38. *Hygiène et médecine publiques* A. CALMETTE, professeur à la Faculté de Médecine de l'Université, directeur de l'Institut Pasteur de Lille.
39. *Psychologie appliquée*. E. TOULOUSE, directeur de Laboratoire à l'École des Hautes-Études, médecin en chef de l'asile de Villejuif.
40. *Sociologie appliquée* . . TH. RUYSSSEN, professeur à la Faculté des Lettres de l'Université de Bordeaux.

M. ALBERT MAYRE, bibliothécaire à la Sorbonne, est chargé de l'*Index* de l'Encyclopédie scientifique.

ca

77



