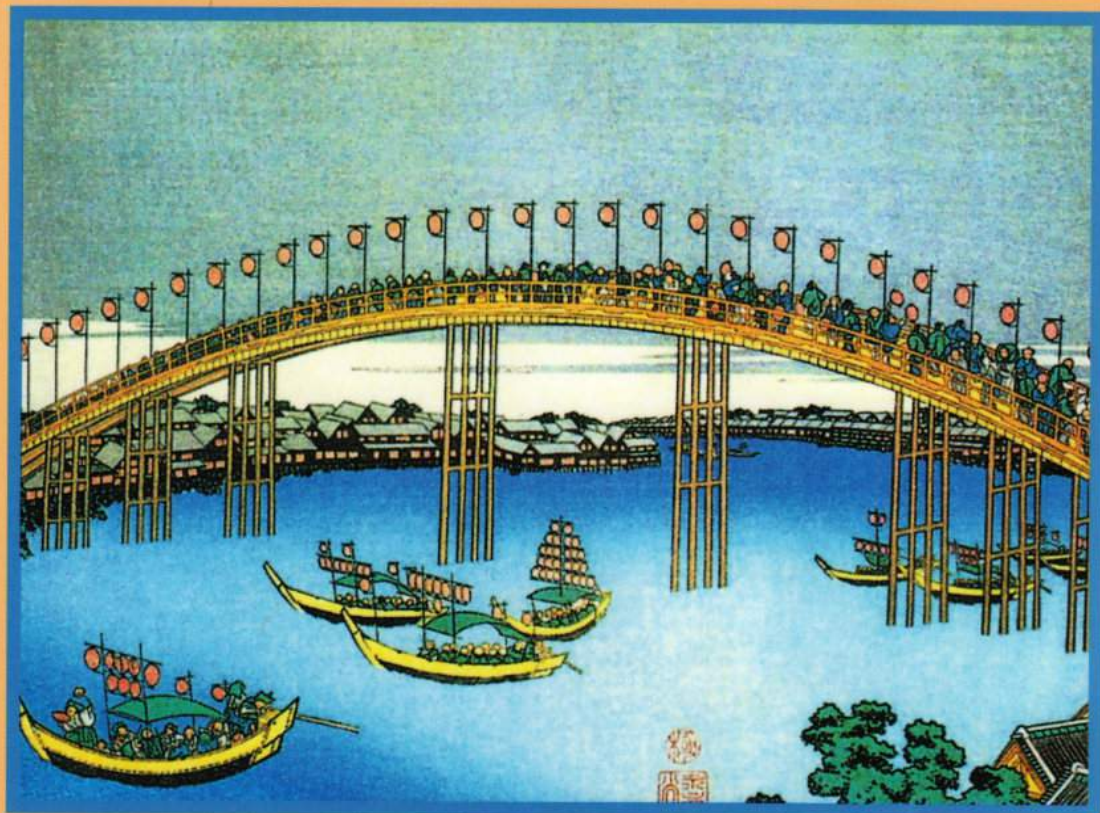


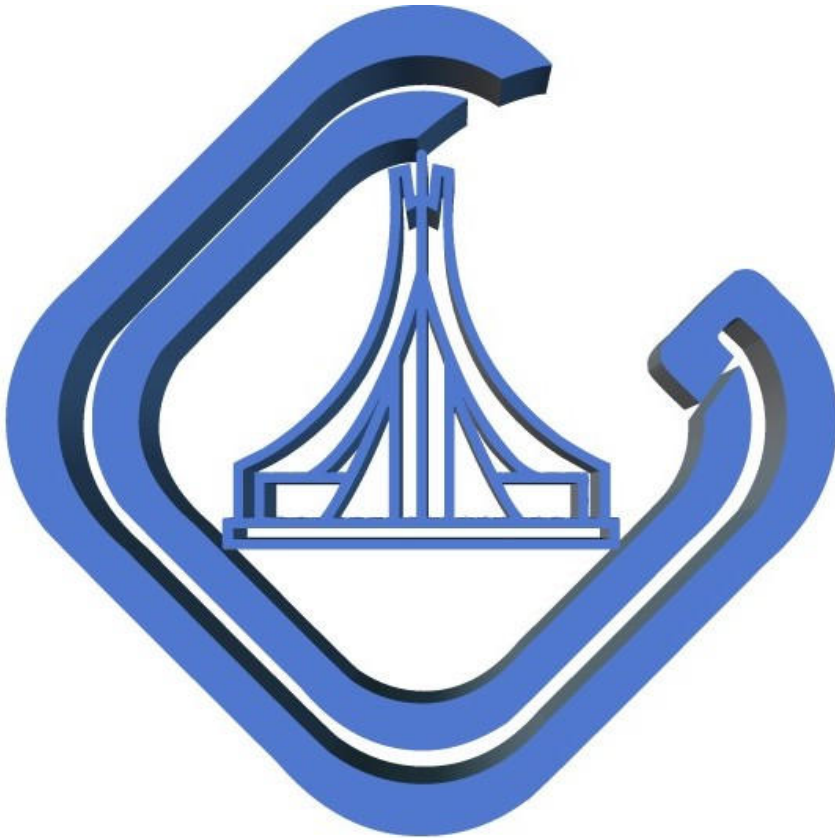
COURS DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Anne BERNARD-GÉLY
Jean-Armand CALGARO



CONCEPTION DES PONTS

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées



www.GCAlgerie.com

**Cours de l'Ecole Nationale
des Ponts et Chaussées**



CONCEPTION DES PONTS

033233

Anne BERNARD-GELY
Jean-Armand CALGARO

Avec la participation de

Jean-Louis MICHOTÉY

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Chez le même éditeur :

Projet et construction des ponts

par J.A. CALGARO et M. VIRLOGEUX

– Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants (1991, 2^e éd.)

– Analyse structurale des tabliers de ponts (1994, 2^e éd.)

Conception et calcul des structures de bâtiment (1992)

par H. THONIER

Les bétons à hautes performances (1992, 2^e éd. revue et corrigée)

sous la direction de Y. MALIER

Le béton précontraint aux états-limites (1992, 2^e éd. revue et corrigée)

par H. THONIER

Granulats (1990)

sous la direction de G. ARQUIÉ et C. TOURENQ

Constructions métalliques civiles et industrielles (1988)

par P. BOURRIER, T. FOULT, Y. LESCOUARC'H

Le béton hydraulique (1988, 2^e éd.)

sous la direction de J. BARON et R. SAUTEREY

Granulats et bétons légers (1986)

sous la direction de M. ARNOULD et M. VIRLOGEUX

Le béton jeune

compte rendu de colloque

La durabilité des bétons (1992)

sous la direction de J. BARON et J.-P. OLLIVIER

La précontrainte (1992)

par R. LACROIX, J. PERCHAT, R. CHAUSSIN et A. FUENTES

Toute reproduction même partielle de cet ouvrage est interdite. Une copie ou reproduction par quelque procédé que ce soit, photographie, microfilm, bande magnétique, disque ou autre, constitue une contrefaçon passible des peines prévues par la loi du 11 mars 1957 sur la protection des droits d'auteur.

© 1994

ISBN 2-85978-215-X

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

49, rue de l'Université, 75007 PARIS

Département Édition de l'Association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Sommaire

- Chapitre 1 : Une brève histoire des ponts
- Chapitre 2 : La démarche de conception d'un pont
- Chapitre 3 : L'esthétique des ponts
- Chapitre 4 : Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint
- Chapitre 5 : Les ponts en béton précontraint construits en encorbellement
- Chapitre 6 : Les ponts en béton précontraint construits par poussage
- Chapitre 7 : Conception et construction des ponts métalliques
- Chapitre 8 : Conception et construction des ponts à haubans
- Chapitre 9 : Actions dynamiques sur les ponts
- Bibliographie sommaire
- Lexique français-anglais

Une table des matières détaillée figure à la fin de l'ouvrage.

Préface

C'est à un voyage dans le domaine des grands ponts que les auteurs nous convient. Leurs compétences et leur expérience pédagogique rendent ce voyage agréable. Le pari de réaliser un manuel d'accès facile, alors que la réalisation d'un ouvrage de génie civil, pour lequel les formes sont chaque fois différentes, met en œuvre une masse énorme de connaissances et de soins, a été tenu.

L'option prise par les auteurs de ne traiter que de l'essentiel et du nouveau y concourt. Après un rappel historique qui sera prolongé dans d'autres chapitres, nous sommes guidés pour choisir une solution. Les aspects esthétiques sont analysés avec clarté. Chacun des principaux types de grand pont utilisés aujourd'hui pour des portées supérieures à la vingtaine de mètres est traité dans un chapitre. Après une présentation du dimensionnement général, se développe un inventaire des problèmes de conception et de réalisation spécifiques à chaque type. Les méthodes de prise en compte des actions dynamiques du vent et des séismes terminent l'ouvrage.

L'ingénieur y trouvera, sous une forme condensée et de lecture facile, une revue des principales questions qu'il doit examiner. La réussite d'un ouvrage dépend de l'adéquation de nombreux détails à l'objectif poursuivi. Le spécialiste trouvera également dans ce livre des références précises à des dispositions particulières, récemment adoptées et réussies.

Je souhaite que ce livre, qui limite les développements mathématiques au strict nécessaire de ce qui peut être exprimé dans le langage courant, attire aussi l'attention des généralistes qui, par curiosité ou nécessité, doivent un jour ou l'autre s'intéresser à de grands ponts. Ils pourront ainsi s'informer de l'évolution récente d'un domaine spectaculaire du génie civil et mieux comprendre les préoccupations des ingénieurs.

La Défense, le 21 février 1994

Pierre MAYET
vice-président du Conseil général
des Ponts et Chaussées

Avant-propos

Le présent ouvrage constitue le principal support écrit du cours de conception des ponts dispensé à l'École nationale des ponts et chaussées. Il s'agit bien d'un cours, et non pas d'un traité : le lecteur n'y trouvera pas toutes les réponses aux questions qu'il peut se poser. La difficulté, dans la rédaction d'un cours, est de limiter le propos à l'essentiel pour aboutir à un document pratique et de taille raisonnable. Il est alors bien évident que tous les types d'ouvrages ne peuvent être abordés : ce cours n'examine que la conception des plus classiques d'entre eux, et cela de manière synthétique car chaque chapitre pourrait, à lui seul, faire l'objet d'un livre.

En fait, si ce cours reste de taille raisonnable, c'est parce que de nombreux sujets sont déjà traités par ailleurs, notamment les fondations, les appuis et les ouvrages de petite et moyenne importance. Il est donc principalement consacré aux grands ouvrages même si le chapitre 3, traitant de l'esthétique des ponts, couvre également les ouvrages courants pour donner à l'exposé une plus grande généralité. Il s'adresse aux élèves des écoles d'ingénieurs qui se destinent au secteur professionnel des travaux publics et aux ingénieurs débutants qui veulent découvrir le domaine des ponts. Bien évidemment, la consultation de la documentation technique est indispensable pour l'approfondissement des connaissances. Une bibliographie sommaire est indiquée à la fin de l'ouvrage : elle ne comprend qu'un nombre limité de références qui nous semblent représenter le "fonds documentaire" indispensable de tout ingénieur qui veut se spécialiser dans la conception des ponts. Nous saisissons l'occasion pour remercier chaleureusement l'excellente revue "*l'Industria Italiana del Cemento*" qui nous a donné l'autorisation de reproduire certaines illustrations tirées des monographies qu'elle a publiées.

Le dernier chapitre aborde une question très délicate : celle des actions dynamiques appliquées aux ouvrages d'art. Il nous a semblé utile de donner au lecteur quelques bases pour lui permettre d'apprécier la complexité du problème et, peut-être, l'inciter à approfondir ce sujet passionnant.

LES AUTEURS

CHAPITRE 1

Une brève histoire des ponts

*"Nous autres, civilisations,
nous savons maintenant
que nous sommes mortelles"*

Paul Valéry, *Variété*

1.1 - LES PONTS PRIMITIFS

Les ponts primitifs ne supportaient vraisemblablement qu'une circulation piétonne et devaient répondre à des besoins locaux (franchissement d'une rivière ou d'un ravin). Leur construction faisait appel aux matériaux trouvés sur place : lianes, bois, pierres. On peut se faire une idée de leur conception en examinant les ouvrages construits dans les régions restées pratiquement isolées du reste du monde (fig. 1.1).

Il ne fait aucun doute que les ponts en lianes ont été construits bien avant le premier arc en maçonnerie, même si ces deux types d'ouvrages ont été précédés par des arches naturelles de roche, comme on en trouve en Ardèche ou à Lexington (Virginie). Les éléments porteurs des passerelles suspendues primitives étaient des câbles formés de lianes ou de bambous tressés, attachés à chaque extrémité à des rochers ou à des troncs d'arbres. La conception la plus simple consistait à ne tendre qu'un seul câble à travers l'obstacle à franchir, portant une nacelle tirée par des cordes. Un autre système était constitué de plusieurs câbles supportant une sorte de hamac réalisé avec des lianes. Ce n'était pas très confortable pour marcher... Aussi, les passerelles les plus élaborées comportaient-elles un platelage en bois constitué de rondins assemblés, accrochés aux câbles par de véritables suspentes en lianes tressées. On rencontre encore ce type de pont en Afrique et en Asie (fig. 1.2).



Fig. 1.1 - Pont en bois en Inde (photo SETRA).



*Fig. 1.2 - Pont en bambou sur le Minchiang (Chine),
(Construit au X^e siècle , reconstruit à l'identique en 1803, démoli en 1974).*

Les premiers ponts en pierre étaient constitués par une grosse pierre assez plate, formant dalle, reposant sur deux appuis. Leur portée était nécessairement très limitée du fait du poids de cette dalle et de la mauvaise résistance à la traction de la pierre. Une passerelle de ce type, construite en 850 av. J.-C., existe encore à Smyrne. Certains ponts primitifs furent construits de la façon suivante. Des pierres, convenablement taillées, étaient disposées de part et d'autre de l'obstacle à franchir en lits horizontaux, chaque assise dépassant légèrement l'assise précédente jusqu'à ce que les deux parties soient assez rapprochées pour que l'intervalle puisse être couvert par une seule pierre. On obtenait ainsi des ouvrages, permettant de franchir de faibles portées, ayant l'apparence de voûtes. C'est ainsi que furent réalisées des portes d'assez grandes dimensions ou la couverture d'édifices en Égypte, en Grèce archaïque ou dans la civilisation précolombienne.

La portée des passerelles en bois, bien que supérieure du fait de la meilleure résistance du bois à la traction par rapport à la pierre, fut, au départ, limitée par la longueur des troncs d'arbres. Toutefois, la possibilité de réaliser des assemblages a progressivement permis de franchir des portées plus importantes.

1.2 - LES PONTS EN BOIS

Le bois possède d'excellentes caractéristiques mécaniques et permet des assemblages. Ce matériau a donc permis, dès l'Antiquité, de construire de véritables ponts, assurant le passage de chariots lourdement chargés. Le système le plus simple consistait évidemment à confectionner des travées assez courtes, avec des troncs d'arbres en guise de poutres, liés entre eux et recouverts par un platelage. Les piles pouvaient également être en bois, constituées de pieux battus dans le fond de la rivière et formant ce que l'on appelle une palée, ou en pierre.

Hérodote nous a laissé la description d'ouvrages très importants sur le Nil et l'Euphrate, construits plus de vingt siècles av. J.-C., constitués d'une suite de travées en bois et reposant sur des piles en pierre. Nous connaissons aussi le pont de Darius sur le Bosphore, et celui de Xerxès sur les Dardanelles, construits au VI^e siècle av. J.-C., constitués de travées en bois reposant sur un grand nombre de bateaux.

Les Romains ont construit un très grand nombre de ponts en bois. César aurait, dit-on, réalisé en huit jours un ouvrage sur le Rhin pour aller écraser les Germains, en 55 av. J.-C. Les Romains améliorèrent considérablement la technique de construction en bois, notamment en renforçant les poutres principales au moyen de bracons obliques. Ce système, introduisant une poussée sur les appuis, apparentait ces ouvrages aux arcs en maçonnerie et aux ponts à béquilles actuels.

Mais la découverte des assemblages leur permit de construire des ouvrages fort complexes. De ces ouvrages, il ne nous reste guère que deux images : celle des bas-reliefs de la colonne

Trajane, qui montrent le pont construit par Trajan sur le Danube en 105 d'une longueur supérieure à 1 100 m, constitué d'une suite d'arcs en bois reposant sur des piles épaisses en maçonnerie, et celle d'une mosaïque du forum des corporations à Ostie, représentant un pont de bateaux sur le Rhône à Arles. Par ailleurs, les écrits nous révèlent l'existence de quelques autres, comme le pont Sublicius à Rome, initialement construit en bois sous le règne d'Ancus Martius au VII^e siècle av. J.-C. Il fut probablement reconstruit en maçonnerie sous l'Empire.

Jusqu'au XVII^e siècle, de nombreux franchissements furent construits tantôt en bois, tantôt en pierre. Mais rares sont ceux qui ont pu résister aux guerres et aux incendies. Citons le magnifique pont de la Chapelle à Lucerne en Suisse et celui de l'Accademia à Venise.

Au cours des XVIII^e et XIX^e siècles, on construisit une grande variété de ponts à voûtes en bois car ce matériau de construction était sans conteste le plus économique. Des structures triangulées en bois furent utilisées, notamment lors de la construction des grandes lignes de chemin de fer. Mais ces ponts étaient fragiles et ne pouvaient supporter que des charges limitées. De plus, ils ne résistaient guère aux crues sauf si leurs piles étaient en maçonnerie. Toutefois, en France, les premiers ponts ferroviaires sur la Seine furent réalisés dans ce matériau et le pont de Grenelle à Paris était encore en bois en 1874.

A partir de 1850, l'usage de la charpente tomba en désuétude en Europe, sauf en Suisse, pays d'élection des charpentiers, ou pour réaliser des ponts d'intérêt local. Par contre, on continua longtemps aux Etats-Unis à employer le bois, principalement pour la construction des chemins de fer transcontinentaux, entreprise entre 1870 et 1880, et notamment pour cette grande aventure que fut la traversée des Montagnes Rocheuses. L'ingénieur Howe s'est immortalisé, dans le Nouveau Monde, par l'invention de treillis en bois. On peut citer le Colossus Bridge, d'une portée de 104 m, sur la rivière Schuylkill.

De nos jours, le bois est parfois utilisé pour construire des petits ponts réservés aux piétons ou à un faible trafic local en zone montagneuse (fig. 1.3).

1.3 - LES PONTS EN MAÇONNERIE

Dans les ponts en maçonnerie, les voûtes sont constituées de pierres taillées et assemblées de telle sorte que les joints soient à peu près perpendiculaires à l'intrados et soient en permanence comprimés (d'ailleurs, ils ne sauraient résister à un quelconque effort de traction). Elles permettent d'augmenter considérablement la portée ainsi que la capacité portante des ouvrages. Cependant, la construction des voûtes est complexe : on doit poser les pierres sur un échafaudage provisoire appelé cintre.

Lorsque la voûte est terminée, on peut enlever le cintre : les efforts de compression peuvent alors se développer. La construction du cintre a toujours posé de nombreux problèmes : approvisionnement en bois, confection d'appuis en rivière, résistance aux crues.



Fig. 1.3 - Passerelle suspendue en bois (Savoie) (photo JAC).



Fig. 1.4 - Pont romain datant du 1^{er} siècle av. J.-C. (Aoste - Italie) (photo JAC).

La pierre et la maçonnerie ont été utilisées pour des ouvrages importants et durables depuis la plus haute Antiquité jusqu'au début du XX^e siècle, et même jusqu'à tout récemment en Chine, pendant la révolution culturelle. Quelques voûtes furent réalisées en Egypte et au Moyen-Orient. Mais ce sont les Étrusques qui généralisèrent le procédé, vers 800 av. J.-C., pour des couvertures de galeries et pour des ponts. A l'autre bout du monde, les Chinois ont également employé la voûte depuis des temps très reculés. Les Carthaginois réalisèrent des ponts en arc brisé comme celui de Martorell, dont la portée atteignait 37,3 m, et qui fut construit près de Barcelone (Espagne) au temps d'Hannibal.

Ce sont surtout les Romains qui développèrent les voûtes en pierre (fig. 1.4). Ils voulaient, en effet, pour des raisons économiques et militaires, des itinéraires sûrs et utilisables en toute saison. Dans les ponts romains, les voûtes étaient toujours circulaires ou très proches du demi-cercle. Les ponts étaient souvent des ouvrages monumentaux aux arches constituées de pierres "de grand appareil", c'est-à-dire de gros blocs de 50 à 60 cm de hauteur. Dans les ouvrages à plusieurs arches, ces dernières étaient construites les unes à la suite des autres avec le même cintre. C'est pourquoi, ces ponts comportaient toujours des piles épaisses pour résister à la poussée de l'arche déjà construite. Les voûtes étaient, le plus souvent, construites par anneaux, c'est-à-dire par tranches longitudinales accolées les unes aux autres, et les piles étaient percées d'ouïes afin d'alléger la structure et augmenter la capacité d'écoulement en cas de crue.

Les ponts de la Rome antique sur le Tibre méritent une attention particulière pour leurs caractéristiques techniques. De nos jours, certains sont encore en service :

- le pont Aelius (ou pont Saint-Ange), construit par l'empereur Adrien en 136 et dont les arches centrales sont d'origine ;
- le pont Aurelius, construit en 109 av. J.-C., détruit en 792 par une crue et reconstruit en 1479 par le pape Sixte IV (dont il porte maintenant le nom) ;
- les deux ponts de l'île Tibérine, à savoir le pont Cestius (aujourd'hui pont San Bartolomeo), construit entre 40 et 30 av. J.-C. (fig. 1.5) et le pont Fabricius (aujourd'hui pont Quattro Capi), construit en 62 av. J.-C. avec une portée de 24,80 m (fig. 1.6) ;
- le pont Aemilius, premier pont en pierre construit en 179 av. J.-C., dont il ne reste qu'un fragment appelé "Ponte Rotto".

En France, le pont Julien sur le Coulon près d'Apt (fig. 1.7) et, surtout, le pont du Gard, probablement construit sous le règne d'Auguste et comportant trois étages d'arcades sur une hauteur de 49 m, restent des témoins exceptionnels.

Le pont du Gard a été construit en quatre anneaux et le cintre a été appuyé sur des assises en pierre formant saillie à la partie supérieure des piles afin d'en diminuer la taille. Comme autres ouvrages exceptionnels, on peut citer le pont d'Alcantara en Espagne, construit en 106 par Trajan et dont les arches, hautes et majestueuses, ont une portée de 27,50 m, et l'aqueduc de Ségovie, construit vers la même époque et comportant 128 arches et deux étages d'arcades.



Fig. 1.5 - Pont Cestius à Rome (Arch. Alinari).



Fig. 1.6 - Pont Quattro Capi à Rome (Arch. Alinari).



Fig. 1.7 - Pont Julien sur le Coulon près d'Apt (photo G. Scemama).

La sobriété des arcs en plein cintre des ponts romains de la première époque était souvent compensée par le faste de majestueux arcs de triomphe érigés, en chaque extrémité, pour rendre hommage au personnage à l'origine de la construction. La deuxième époque, entre les II^e et V^e siècles, voit l'apparition d'une particularité qui sera reprise à la fin du Moyen Âge : le double "clavelage" de l'arc, dont l'intérêt est à la fois technique et esthétique : on commence par confectionner un arc mince qui sert de cintre à la pose d'un second arc, cette opération pouvant, d'ailleurs, être renouvelée plusieurs fois. Le premier cintre est donc beaucoup plus léger que s'il devait supporter le poids de la construction complète. On a conservé très peu d'exemples de ce style, et cette pénurie en ouvrages intacts n'a fait que s'aggraver jusqu'au X^e siècle.

Les Romains développèrent également l'emploi d'un ciment naturel appelé pouzzolane, pour fabriquer du béton sous l'eau afin de confectionner des fondations, et la technique du caisson (en bois) pour creuser le sol en site aquatique et construire les piles à sec. Le pont Saint-Ange de Rome (pont Aelius), construit il y a plus de 1 800 ans, franchit le Tibre sur des fondations exécutées à l'abri de caissons. Mais la principale cause de ruine des ponts romains, outre le fait de guerre, fut la destruction des fondations par affouillement.

Les ponts du Moyen Âge sont caractérisés par des voûtes en arc brisé (ou en ogive). En effet, le tracé en arc brisé permettait de diminuer la taille du cintre, surtout lorsqu'on utilisait la technique dite du double clavelage précédemment décrite. Les arcs brisés, exerçant des efforts de poussée moindres, permettaient de réduire la taille des piles et des culées mais

présentaient l'inconvénient d'accentuer le dos d'âne du pont. Les arcs brisés furent employés par les Arabes, sans évolution de la technique, jusqu'au XIX^e siècle. Le premier exemple, en Europe, est celui du pont d'Espalion sur le Lot, construit à l'époque de Charlemagne. En fait, pendant la fin de l'Empire Romain et le haut Moyen-Âge, très peu de ponts en maçonnerie furent construits en Europe occidentale.

Au IX^e siècle, la France subit les assauts répétés des Vikings qui tentent d'envahir le pays en remontant les fleuves vers l'intérieur des terres. Le pouvoir central décide alors la construction de ponts fortifiés destinés à stopper la marche vers le sud des assaillants. Ces ponts furent d'une parfaite inutilité car les Vikings étaient très habiles pour sortir leurs navires de l'eau afin de contourner l'obstacle, mais leur principe n'en demeure pas moins intéressant.

Parmi les ouvrages les plus importants, citons un pont (malheureusement disparu) qui fut construit vers 860 sur la Seine à Pont-de-l'Arche près de Rouen.

Ce n'est qu'au XI^e siècle que les marchands, et surtout les moines, se mirent à construire des ponts, essentiellement pour établir des itinéraires sûrs vers les lieux de pèlerinage (Rome, Saint-Jacques de Compostelle) ou pour relier les monastères aux châteaux (Angers, Blois, Tours...) qui voient le jour à travers le pays. Leur inspiration est romaine de la deuxième époque, avec double clavelage et ouïes. Certains ponts étaient fortifiés pour défendre les cités, comme le pont Valentré de Cahors (1308) (fig. 1.8), et les seigneurs imposèrent souvent des péages. Un des plus célèbres reste le pont Saint-Bénézet sur le Rhône, près d'Avignon, construit de 1177 à 1187 sur d'anciennes piles romaines. La difficulté technique de réalisation de ce pont résidait dans la largeur du fleuve. En effet, le Rhône était alors la réunion de ruisseaux capricieux qui s'étendaient des remparts actuels jusqu'à la tour de Villeneuve-lès-Avignon, plusieurs centaines de mètres au-delà. La construction d'un pont était alors considérée comme une œuvre de bienfaisance puisqu'elle évitait les accidents causés lors des traversées par bacs ou lors des crues. Ainsi, participer à une telle œuvre donnait droit à des indulgences, par exemple une diminution de trente jours du séjour au Purgatoire, ou le droit de manger des œufs pendant le Carême ! Pour cette raison, Bénézet, qui sera plus tard sanctifié et donnera son nom au pont, eut-il l'idée de recourir à la charité publique pour réunir les fonds nécessaires, recueillis grâce à la quête de la confrérie des Frères pontifes. Cette technique de financement sera reprise pour la construction du pont Saint-Esprit à Bayonne, qui durera vingt-cinq ans (un exploit pour l'époque). Citons également le Old London Bridge sur la Tamise, à Londres, commencé en 1176 et qui, pendant plus de 600 ans, supporta une rue commerçante et résidentielle réputée. Il survécut au grand incendie de Londres en 1666 malgré le ravage de son extrémité nord. Il ne fut démoli qu'en 1831, date à laquelle Sir John Rennie construisit le nouveau pont.

Au XIII^e siècle apparaissent des ponts sur lesquels sont construits immeubles et moulins. Les villes sont en effet limitées par une enceinte protectrice, et le coût de cette protection se ressent sur le prix des terrains. Chaque mètre carré gagné est donc précieux. De plus, le pont est un point de passage obligé, d'où l'intérêt que peuvent retirer les commerçants.



Fig. 1.8 - Pont Valentré à Cahors (photo SETRA).

Les maisons sont généralement construites sur les piles, comme sur le pont d'Angers. Leur disparition ne fait suite à aucun problème technique, mais à une quête de salubrité urbaine, au désir de conserver une perspective sur le fleuve... que l'on souhaiterait, de plus, purificateur, ce qui semble incompatible avec le déversement direct des latrines de ces maisons "coupables" dans les eaux fluviales. La disparition des fortifications permet, en outre, l'extension de la ville hors des remparts, ce qui ne justifie plus une construction aussi dense du centre, et provoque la disparition de ces ponts-rues au XIII^e siècle.

Quant aux moulins, les contraintes exercées sur les pales lors des crues ou de la circulation de blocs de glace lors des débâcles (le Moyen Âge était une période froide) rendaient aléatoire l'équilibre des piles. On a donc rapidement préféré la solution de moulins-bateaux ancrés sur les berges.

Le XIV^e siècle est celui des ponts fortifiés, avec pont-levis et château à l'entrée du pont, ou bien tour-porte donnant l'occasion de prélever une taxe au passage. Il en fut ainsi du pont Valentré à Cahors, avec une forme un peu différente des voûtes en arc brisé, probablement sous l'influence des constructions orientales qui atteindront leur apogée sous l'empire turc. C'est en 1377 que fut construit le pont de Trezzo en Italie, avec une portée de 72 m, et qui restera le record de portée pendant cinq siècles !

L'architecture médiévale s'inspire de celle des églises. C'est ainsi que se développent quelques raffinements dans la décoration des ponts, comme les cordons d'archivolte, ou de nouvelles formes pour les avant-becs (triangles, ou amandes pour le pont Saint-Martial de Limoges), des arches plus élancées : au XV^e siècle, les plus longues atteignent 40 à 50 m d'ouverture.

A la Renaissance, on abandonna peu à peu les arcs brisés. Les ponts furent alors considérés comme des oeuvres d'art : ils commencèrent à être décorés et leurs lignes furent affinées. Un exemple illustrant la confiance illimitée que connut cette période dans le développement de la technique fut la proposition de Léonard de Vinci de construire une voûte d'une portée totale de 240 m sur la Corne d'Or à Constantinople. A Florence, le Ponte Vecchio (vers 1350), qui se dresse toujours sur l'Arno, fut éclipsé par le pont de Santa Trinita (1569) avec ses trois arcs en anse de panier, dont le rapport hauteur-portée était de 1 à 7, au lieu du rapport habituel de 1 à 4.

En 1588, le projet de Antonio da Ponte fut accepté pour le pont du Rialto à Venise — arc bas circulaire, supportant un tablier de 23 m de large, bordé de boutiques et d'une portée de 27 m au-dessus du Grand Canal. Pour soutenir ce pont dans le sol alluvionnaire de Venise, on enfonça 6 000 pieux de bois à une profondeur de 3,35 m sous chacune des culées. A Paris, le pont Notre Dame (fig. 1.9), construit de 1500 à 1507 par le frère Joconde (dont seules les arches de rive furent conservées à la suite du remplacement, en 1902, des trois arches centrales par un arc métallique de 60 m d'ouverture environ) et le Pont Neuf (fig. 1.10), commencé en 1578 sous le règne de Henri III et terminé en 1604 sous le règne de Henri IV, sont tous deux des ponts-voûtes en maçonnerie enjambant la Seine, et constituent des exemples célèbres de cette période.

Au XVII^e siècle naquit l'École française : Colbert confia à des ingénieurs et architectes la conception et l'entretien des ponts et des routes, en même temps qu'il opéra une centralisation des pouvoirs. C'est ainsi que fut créé le Corps des Ponts et Chaussées. L'aspect technique de la construction prit le pas sur l'architecture : on assista alors à de permanentes innovations afin d'élancer les arches principales.

On abandonna ainsi progressivement la construction segmentée arche par arche et pile par pile. En effet, cette méthode imposait des piles capables de supporter les efforts créés par une arche sur un seul appui, tandis que l'arche elle-même devait être conçue pour être auto-équilibrée. En construisant d'abord toutes les piles, puis en installant l'ensemble du tablier et des arches en un seul temps, on put obtenir des piles plus minces et des arches plus élancées. C'est cette méthode que développa Perronet (1708-1794), fondateur de l'École des Ponts et Chaussées en 1747, au sein de l'École parisienne. Il réalisa une vingtaine d'ouvrages très hardis de 1761 à 1791. En construisant simultanément l'ensemble des voûtes, il obtint des arches surbaissées de grande portée et un amincissement spectaculaire des piles. Au nombre de ses chefs-d'œuvre, on peut citer le pont de Neuilly sur la Seine, le pont de Pont-Sainte-Maxence sur l'Oise et son dernier ouvrage, le pont de la Concorde (1791) (fig. 1.11).



Fig. 1.9 - Pont Notre-Dame à Paris (photo JAC).



Fig. 1.10 - Le Pont-Neuf à Paris (photo JAC).



Fig. 1.11 - Pont de La Concorde à Paris (photo JAC).

Le développement des chemins de fer fut à l'origine de la construction d'un grand nombre de ponts. Du fait des faibles pentes admissibles et des importants rayons de courbure des tracés, il fallut multiplier les viaducs pour franchir les vallées. Ces viaducs sont généralement constitués d'une succession d'arcs de plein cintre de faible ouverture, avec des piles quelquefois très hautes. Les plus beaux ouvrages ont été construits à la fin du XIX^e siècle par Séjourné qui porta la technique des ponts en maçonnerie à un ultime stade d'évolution. Cherchant à alléger la structure, il réduisit la voûte à un arc mince sur lequel s'appuyent de multiples voûtes secondaires : le pont Adolphe au Luxembourg, construit en 1903, constitue un bel exemple de cette nouvelle technique, avec une portée de 85 m, battant le record du pont de Trezzo vieux de cinq siècles, et qui sera dépassé de 5 m quelques années plus tard par le pont Plauen en Allemagne. Professeur à l'École des Ponts et Chaussées, il a écrit un ouvrage magistral intitulé *Grandes Voûtes*, en six volumes. Mais c'est le chant du cygne de la construction en maçonnerie : depuis 1950, plus aucun grand pont en maçonnerie n'a été construit.

1.4 - NAISSANCE DES PONTS MÉTALLIQUES

L'histoire des ponts métalliques est liée à l'évolution continue des matériaux employés. La fonte fut le premier matériau moderne employé pour la construction de ponts dès la fin du XVIII^e siècle en Angleterre. Sa résistance à la traction étant très faible, elle ne permit de construire que des ponts en arc travaillant en compression. Le premier pont en fonte fut le

Coalbrookdale, construit en 1779 par Abraham Darby III sur la Severn et comportait cinq arcs parallèles de 30,5 m de portée. Une trentaine d'ouvrages en fonte furent ainsi construits dans ce pays avant 1830, le plus important étant celui de Sunderland, en 1793, qui atteignait 72 m de portée. Tous ces ponts s'inspiraient étroitement des formes et des techniques employées pour les ponts en maçonnerie, mais la plupart d'entre eux eurent une très faible durée de vie, car la fonte était un matériau fragile. D'ailleurs, on demeura relativement circonspect en France et dans le reste de l'Europe vis-à-vis de ce matériau. Quelques ponts importants furent néanmoins construits : à Paris, seuls sont restés le pont Sully (fig. 1.12) et la passerelle des Arts avant sa récente reconstruction.

A partir des années 1840, la possibilité de produire industriellement du *fer* laminé incita les constructeurs à concevoir des ponts en tôle. Plus cher que la fonte dont il était issu, le fer présentait l'avantage d'une bonne résistance à la traction et d'une grande ductilité. Les premières applications furent des ponts suspendus par des chaînes de fer. Le pont Széchenyi à Budapest (fig. 1.13) donne un exemple d'un tel pont : achevé en 1848, il fut reconstruit à l'identique après la Seconde Guerre mondiale. Le fer permit également la confection des premières poutres à âmes pleines. Après l'effondrement, en 1847, du pont de chemin de fer en fonte construit un an plus tôt à Chester, son constructeur, Robert Stephenson, conçut un type d'ouvrage plus fiable. Il construisit d'abord le pont de Conway (1848) avec une poutre de section rectangulaire en tôle, à l'intérieur de laquelle passaient les trains, puis le célèbre Britannia Railway Bridge (1850), franchissant la Menai au pays de Galles : il comportait quatre travées de 70, 140, 140 et 70 m de portées. Mais cette solution fut rapidement abandonnée au profit de poutres triangulées permettant une notable économie de matière. C'est



Fig. 1.12 - Le pont Sully à Paris (photo JAC).

aux États-Unis que les poutres triangulées se développèrent le plus rapidement, en s'inspirant des ponts en bois ; cette technique apparut en Europe vers 1850. Les ouvrages pionniers furent le viaduc de Crumlin, en Angleterre, et celui de Fribourg, en Suisse (1857), qui présentaient la particularité d'être dotés de piles en fonte.

Bien sûr, le fer, se substituant simplement à la fonte, a été employé pour construire des arcs ; mais il a surtout permis de créer des arcs triangulés, notamment les deux grands viaducs d'Eiffel : le pont Maria Pia à Porto (1877) et le viaduc de Garabit sur la Truyère (1884) (fig. 1.14) avec une portée de 165 m.

Après l'invention du convertisseur Bessemer, en 1856, puis des procédés Siemens-Martin, en 1867, la production industrielle de l'acier s'est rapidement développée. L'acier, possédant des caractéristiques mécaniques bien supérieures à celles du fer, a permis un allègement des structures. Il a progressivement remplacé le fer dans tous les types d'ouvrages : ponts à câbles, ponts à poutres et ponts en arcs. Le premier grand pont en acier fut le Saint Louis Bridge (1874) sur le Mississippi. Conçu par James B. Eads, il comportait trois arcs de plus de 152 m de portée chacun. Nombreux furent les ouvrages en arc, d'une portée voisine de 150 m, construits en acier vers la fin du XIX^e siècle. Citons, en particulier, le pont Alexandre III à Paris (fig. 1.15), construit pour l'Exposition universelle de 1900, dont l'élégance tient autant à la forme très tendue de son arc qu'à la richesse de sa décoration. Les arcs étaient quelquefois encastrés, mais le plus souvent articulés aux naissances. Ils pouvaient être dotés d'une troisième articulation en leur centre, comme dans le cas du pont Alexandre III.

La grande innovation de l'extraordinaire pont du Firth of Forth en Écosse (1882-1890) (fig. 1.16) fut la construction de deux travées cantilever de 521 m chacune formées de deux consoles de 207 m et d'une travée indépendante de 107 m, supportant une double voie ferrée. La structure, en treillis, comportait des poutres maîtresses constituées de tubes d'acier.

1.5 - NAISSANCE ET DÉVELOPPEMENT DU BÉTON ARMÉ

Dès la fin du III^e siècle av. J.-C., les Romains utilisaient des ciments constitués par un mélange de chaux et de cendres volcaniques de la région de Pouzzoles. Ils furent utilisés pour construire des arcs mais cette technique disparut avec les grandes invasions des IV^e et V^e siècles. Les ciments naturels ne furent redécouverts qu'à la fin du XVIII^e siècle et il fallut attendre le début du XIX^e siècle pour que les ciments artificiels voient le jour grâce au Français Louis Vicat et à l'Anglais Apsdin. Leur production industrielle ne démarrera qu'en 1850. Par ailleurs, le principe des armatures remonte à l'Antiquité : on trouve des chaînages de bois ou de fer dans les constructions anciennes mésopotamiennes et assyriennes. Des goujons métalliques furent employés pour réaliser la jonction entre les pierres (port de Carthage). Mais le béton armé fut réellement mis au point au cours de la seconde moitié du XIX^e siècle. Les plus grands arcs métalliques du monde sont le Kill Van Kull à New-York (1931) (510 m) et le pont de Sydney (1932) (503 m).



Fig. 1.13 - Pont Széchenyi à Budapest (photo JAC).



Fig. 1.14 - Viaduc de Garabit (photo SETRA).



Fig. 1.15 - Pont Alexandre III à Paris (photo JAC).



Fig. 1.16 - Pont du Firth of Forth en Ecosse (photo SETRA).

En 1849, Lambot construisit une barque en mortier de ciment armé. En 1852, Coignet réalisa une terrasse avec des profilés métalliques enrobés de béton. Monier déposa les premiers brevets pour le béton armé de 1867 à 1873. A partir de 1890 apparurent les premiers ponts en béton armé : il s'agissait essentiellement de ponts en arc coulés sur des cintres en bois.

En 1911, Hennebique construisit le pont du Risorgimento à Rome, qui atteignait 100 m de portée (fig. 1.17). Après la Première Guerre mondiale, la construction de ponts en béton armé de grande portée redémarrera de plus belle, notamment en France sous l'impulsion de deux remarquables ingénieurs : Albert Caquot et surtout Eugène Freyssinet. Ce dernier mit au point la technique du décintrement par vérins, consistant à créer une compression dans l'arc de manière à ce qu'il se soulève de quelques centimètres du cintre et que celui-ci puisse alors être enlevé sans risques. Cette technique fut employée pour la première fois pour le décintrement du pont sur le Veurdre ; à l'occasion de ce projet, Freyssinet réalisa une arche d'essai de 50 m de portée et de 2 m de flèche seulement.

Les records se succédèrent : pont de La Caille (Haute-Savoie), en 1928, avec un arc de 137 m, et le majestueux pont de Plougastel (Finistère), en 1930, avec ses trois arcs de 186 m. Les recherches portant sur l'utilisation du béton armé conduiront à la découverte d'un nouveau matériau : le béton précontraint.

De nos jours, le béton armé conserve son intérêt dans la construction d'un grand nombre de petits ouvrages ou de très grands arcs. Deux exemples l'illustrent bien : le pont de Gladesville dans la région de Sydney en Australie, construit en 1964 avec une portée principale de 305 m, et surtout l'extraordinaire pont de Krk en Yougoslavie, construit en 1980 avec une portée principale de 390 m (fig. 1.18). La construction des arcs, abandonnée vers le milieu du XX^e siècle à cause du coût du cintre, a retrouvé un intérêt économique pour le franchissement de grandes brèches grâce à la méthode de construction en encorbellement avec haubanage provisoire.

1.6 - NAISSANCE ET DÉVELOPPEMENT DU BÉTON PRÉCONTRAIT

C'est Eugène Freyssinet qui, dès 1928, jeta les bases de ce nouveau matériau et en définit les principes essentiels, encore valables de nos jours. Quelques ouvrages modestes furent réalisés avant la seconde guerre mondiale, mais le premier grand pont en béton précontraint fut le pont de Luzancy (Seine-et-Marne), conçu juste avant la dernière guerre mondiale et achevé en 1946. Il avait une portée de 55 m et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoirs en béton précontraint, mis en place par des moyens mécaniques sans aucun cintre. Il fut suivi par cinq autres ponts similaires, également sur la Marne, de 74 m de portée.



Fig. 1.17 - Pont du Risorgimento à Rome (photo JAC).



Fig. 1.18 - Pont de Krk en ex Yougoslavie, en construction (photo JAC).

Le béton précontraint est associé à diverses formes et divers modes de construction. Pour les *petites portées*, les formes courantes sont la dalle et la dalle nervurée, associées à une construction sur cintre. Dans la gamme des *moyennes portées* (30 à 50 m), les ponts à poutres préfabriquées précontraintes et les ponts poussés constituent des solutions intéressantes. Dans la gamme des *grandes portées*, le béton précontraint est essentiellement associé à la méthode de construction en encorbellement. Le premier pont construit selon cette technique fut achevé à Worms en Allemagne en 1952, avec une portée principale fort respectable de 114 m.

En Europe, à la fin des années 1970, le béton précontraint règne de façon quasi-exclusive sur un vaste domaine de portées, allant jusqu'à 200 m environ, et couvrant la très grande majorité des ponts. Il s'est également répandu sur les autres continents, tout particulièrement en Amérique du Sud et en Asie. Le record de portée est actuellement détenu par le pont de Gateway en Australie, avec 260 m. Les États-Unis se contentèrent, au départ, d'adopter la technique des poutres préfabriquées dont ils feront un large usage, en particulier pour la réalisation en 1956 du pont sur le lac Pontchartrain en Louisiane qui reste, avec ses 38 km, le pont le plus long du monde. Ce n'est que bien plus tard, vers 1980, qu'ils adoptent les autres techniques de réalisation, en particulier la construction en encorbellement qui leur permettra d'exécuter des ouvrages de dimensions imposantes.

1.7 - LES PONTS MODERNES EN ACIER

L'amélioration, au fil des décennies, de la qualité et de la régularité de fabrication de l'acier, jointe à une augmentation du coût de la main-d'œuvre, a conduit à une évolution sensible des types d'ouvrages. Les poutres à âmes pleines se sont progressivement substituées aux poutres triangulées, à l'inverse de ce qui s'était produit au milieu du XIX^e siècle. A l'origine, les assemblages étaient réalisés par boulonnage. Rapidement, le rivetage a remplacé le boulonnage puis, peu avant la dernière guerre mondiale, la soudure a commencé à faire son apparition. De nombreux accidents ont limité le développement de cette technique : les soudures étaient cassantes par temps froid (rupture fragile). Des recherches technologiques poussées ont permis de résoudre ces difficultés et la soudure a, de nos jours, complètement supplanté le rivetage. Un autre mode d'assemblage, par boulons à haute résistance, s'est également développé : il consiste à employer des boulons en acier à haute limite d'élasticité, comprimant les pièces à assembler par un serrage contrôlé, et assurant la résistance de l'assemblage par frottement des pièces l'une sur l'autre.

L'allègement progressif des tabliers a rendu nécessaire celui de leur couverture, c'est-à-dire de l'élément qui porte la chaussée. Dans les premiers ponts métalliques, la couverture était en bois, en maçonnerie (voûtains de briques appuyés sur les pièces du pont) ou en tôles embouties. De nos jours, on ne rencontre pratiquement que deux types de couvertures : la dalle en béton armé, solidarisée aux poutres en acier par l'intermédiaire de connecteurs, et qui participe à la résistance d'ensemble du tablier à la flexion, et la dalle orthotrope.

Cette dernière est constituée par une tôle de 12 à 14mm d'épaisseur, raidie dans les deux directions : transversalement par des poutres appelées *pièces de pont* et longitudinalement par des raidisseurs soudés ou *longerons*. Les ponts comportant une dalle de couverture en béton armé sont appelés *ossatures mixtes* : leur domaine d'emploi, en dehors des ponts à câbles, va jusqu'à 90 m de portée en travées indépendantes et bien au delà en travées continues. Les tabliers à dalle orthotrope ne sont économiques que pour des très grandes portées. Citons l'élégant viaduc de Martigues en France, pont à béquilles présentant une portée de 210m, et la travée centrale du pont de Rio Niteroi au Brésil, avec la portée record de 300 m.

1.8 - LES PONTS SUSPENDUS

Dès le début du XIX^e siècle, de nombreux ingénieurs crurent trouver une solution particulièrement économique pour franchir les grandes brèches. Les premiers ponts suspendus virent le jour, avec un tablier en bois et une suspension constituée de câbles ou de chaînes de fer forgé. En 1826, le pont de la Menai, en Angleterre, franchissait déjà 177 m d'un seul jet. En France, Seguin construisit une centaine de ponts entre 1823 et 1850. L'usage de câbles à fils en fer parallèles permit d'augmenter les portées : pont de Fribourg en Suisse (1834) avec 271 m, et pont de Wheeling sur l'Ohio (1849) avec 308 m. Mais de nombreux accidents, dus à la trop grande souplesse des tabliers en bois et à la corrosion des câbles insuffisamment protégés, conduisirent les ingénieurs européens à considérer les ponts suspendus avec une grande prudence.

Le pont suspendu de Brooklyn à Manhattan (fig. 1.19), projeté par John A. Roebling et construit après sa mort, de 1869 et 1883, par son fils marqua le retour en force des ponts suspendus. Avec une portée de 487 m, il était une fois et demie plus long que tous les ponts construits jusque là. Il avait six voies de circulation et un trottoir ; les quatre câbles principaux furent mis en place suivant une méthode utilisée par la suite pour tous les grands ponts suspendus construits aux Etats Unis. Pour éviter les incidents résultant d'oscillations provoquées par le vent ou la circulation, une carcasse rigide en acier fut incorporée au tablier sur toute sa longueur.

A l'aube du XX^e siècle, les États-Unis se lancèrent dans la construction de ponts suspendus gigantesques. En 1931, le pont George Washington à New York, construit par Ammann, avec une travée centrale de 1 067 m faisait plus que doubler les portées alors existantes. Six ans plus tard, le pont du Golden Gate à San Francisco (fig. 1.20), conçu et construit par Joseph Strauss, portait ce record à 1 280 m. La grande élégance de ses lignes, le site grandiose qu'il marque, l'exploit technique qu'a représenté sa construction ont fait de cet ouvrage le pont le plus célèbre du monde. Bien d'autres ponts suspendus de moindre portée ont également été construits aux États-Unis, avec une tendance constante à augmenter la finesse du tablier. En 1940 fut achevé le pont de Tacoma dans l'État de Washington, qui présentait un tablier particulièrement élancé. Quelques mois après sa mise en service, il se mit à osciller et à se vriller sous l'effet d'un vent modéré mais constant, jusqu'à son effondrement complet.

Cet accident, qui fit grand bruit dans le monde scientifique de l'époque, mettait en évidence un phénomène alors inconnu des ingénieurs : l'instabilité aéroélastique des ponts à câbles, c'est-à-dire le couplage entre les mouvements propres du tablier et les effets du vent. Plusieurs ponts, dont le Golden Gate, furent renforcés à la suite de cet accident et tous les ponts construits ultérieurement firent l'objet d'études aérodynamiques très poussées.

Dans les ponts suspendus récents, le tablier métallique à dalle orthotrope, dont la section transversale est testée en soufflerie comme une aile d'avion, a remplacé le tablier en treillis. La suprématie de la technique britannique dans le domaine des ponts suspendus est consacrée par la construction du pont sur la Severn (1966), du premier pont d'Istanbul (Turquie) (1973) et surtout du pont sur la Humber, achevé en 1980, dont la portée centrale de 1 410 m constitue le record mondial actuel. Ce record n'est que provisoire car le Japon s'est lancé, depuis quelques années, dans la construction d'un projet grandiose : relier les îles Honshû et Shikoku par trois itinéraires parallèles, grâce à vingt ponts de grande portée, dont la plus importante mesurera 1 990 m, la longueur cumulée de ces ouvrages atteignant 30 km. Enfin, de nombreuses études ont déjà été menées pour la construction d'un pont suspendu franchissant le détroit de Messine en Italie par une portée principale de l'ordre de 3 000 m.

1.9 - LES PONTS A HAUBANS

Le principe des ponts à haubans est aussi ancien que celui des ponts suspendus, mais ce type d'ouvrage ne commença à être réellement développé que durant la première moitié du XX^e siècle, notamment en France, avec les ponts conçus par Gisclard et le pont de Lézardrieux (Côtes-du-Nord) qui fut transformé, en 1924, de pont suspendu en pont à haubans sans interruption de la circulation. Citons également, à titre de curiosité, le remarquable pont transbordeur de Marseille (fig. 1.21) construit en 1889 par Amodin et, hélas, détruit pendant la Seconde Guerre mondiale.

Ce n'est qu'après cette guerre que les ponts à haubans acquièrent leurs lettres de noblesse. Les premières réalisations importantes virent le jour en Allemagne, avec les trois ponts de Düsseldorf (fig. 1.22) construits dans les années 1950. Les premiers ponts à haubans comportaient un tablier métallique de façon à diminuer le poids. Mais l'ingénieur italien Morandi réalisa plusieurs ouvrages haubanés avec tablier en béton, dont le plus important est celui de Macaraïbo au Venezuela, avec plusieurs travées de 235 m. Les ponts à haubans de la première génération étaient caractérisés par un tablier épais (donc rigide) et un faible nombre de haubans.

La France semblait se tenir frileusement à l'écart du développement de cette technique lorsque, presque simultanément au milieu des années 1970, deux ouvrages remarquables viendront battre le record mondial de portée dans leur catégorie : le pont de Saint-Nazaire en Loire-Atlantique (fig. 1.23), à tablier métallique, avec une portée de 404 m, et le pont de Brotonne, en Seine-Maritime, à tablier en béton, avec une portée de 320 m (fig. 1.24). Ce dernier marque, dans le domaine des ponts haubanés à tablier en béton, une étape décisive.



Fig. 1.19 - Pont de Brooklyn à New York (photo J.M. Conte).



Fig. 1.20 - Pont du Golden Gate à San Francisco (photo J.M. Conte).



Fig. 1.21 - Pont transbordeur de Marseille (Ed. Euredis).



Fig. 1.22 - Pont à haubans de Kniebrücke à Düsseldorf (photo JAC).

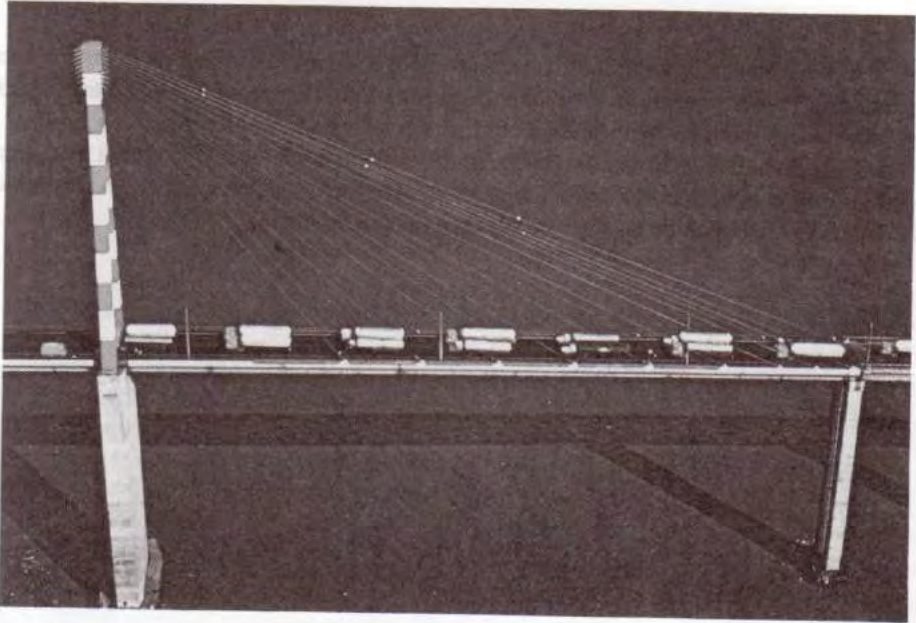


Fig. 1.23 - Pont de Saint-Nazaire (photo SETRA).



Fig. 1.24 - Pont de Brotonne sur la Seine (photo Campenon-Bernard).

Tous les records sont temporaires : le développement des ponts à haubans ne fait que s'accroître sur tous les continents car, en évitant la construction d'énormes massifs d'ancrage, ils font reculer le domaine d'emploi économique des ponts suspendus. Ainsi, en France, la construction du pont de Normandie, sur la Seine, avec un tablier principalement métallique dans la travée centrale de 865 m de longueur, est en voie d'achèvement et les travaux du pont Tataro (avec 890 m de portée centrale) ont débuté au Japon.

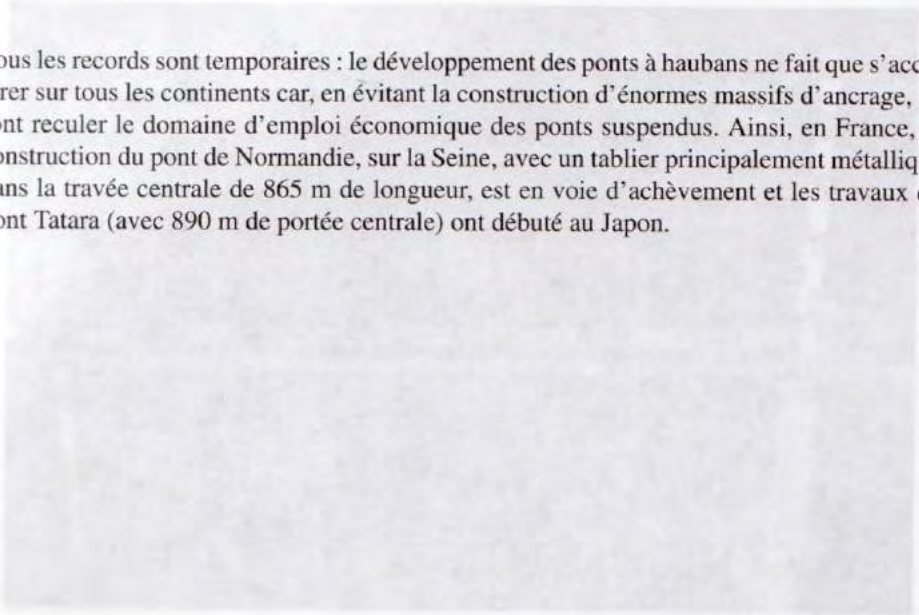


Fig. 1.21 - Pont suspendu de Normandie sur la Seine



Fig. 1.22 - Pont suspendu de Tataro au Japon

CHAPITRE 2

La démarche de conception d'un pont

"Ne me dites pas que ce problème est difficile. S'il n'était pas difficile, ce ne serait pas un problème."

Maréchal Foch

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur prédimensionnement et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle. Le but de ce bref chapitre est de donner au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche.

2.1 - LA RECONNAISSANCE DU SITE

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées ci-après.

2.1.1 Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative, et l'optimum résulte généralement d'un compromis entre plusieurs exigences qui peuvent être contradictoires. Le projeteur routier établit son projet en optimisant globalement le tracé de la section dont il a la charge. Si ce tracé ne comprend pas d'ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. La situation la plus favorable se présente lorsqu'une collaboration efficace s'instaure entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art.

En milieu urbain, les choses se présentent différemment. Les contraintes sont généralement beaucoup plus sévères qu'en rase campagne, qu'il s'agisse de la construction d'un ouvrage neuf ou de la reconstruction d'un pont ancien. Dans ce dernier cas, le pont existant peut quelquefois être utilisé pour supporter les étaitements du nouvel ouvrage ; il peut également arriver que les anciennes fondations ou les appuis soient conservés, éventuellement après renforcement, pour porter le nouveau pont dont on change simplement le tablier.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées, afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix d'un type d'ouvrage dont le mode d'exécution comporte des exigences particulières (par exemple, pont mis en place par poussage. Cf. chapitre 6).

Les questions de biais et de courbure doivent être examinées avec attention. En règle générale, les grands ouvrages doivent, dans toute la mesure du possible, être projetés droits : un biais, même modéré, complique l'exécution et induit un fonctionnement mécanique qui peut s'écarter sensiblement des modèles de calcul de la résistance des matériaux usuelle, surtout lorsqu'il s'agit de grands ouvrages construits par phases. Mais rares sont les ouvrages de petite ou moyenne importance qui ne présentent pas de biais, surtout lorsqu'ils sont implantés sur les chemins secondaires. Les valeurs de biais extrêmes doivent être évitées car le coût des ponts croît considérablement et de plus en plus vite avec le biais. Si, pour un ouvrage courant, un biais très accusé ne peut être évité, il y a intérêt à en choisir une valeur proche de certaines valeurs (biais normalisés) pour lesquelles le modèle mathématique, mis au point par le SETRA et servant de base au calcul, se rapproche le plus de la réalité (on rappelle que le biais, exprimé en grades, est défini par l'angle entre l'axe de la voie portée et la direction des lignes d'appui du pont ; ainsi, un pont droit présente un biais de 100 gr).

Les ponts à courbure prononcée doivent rester rares et même exceptionnels en rase campagne, où l'on peut presque toujours les éviter aisément si l'on y pense en temps voulu. Si un pont courbe ne peut être évité (ou s'avère la solution la plus rentable), on cherchera à lui

donner une géométrie compatible avec le mode de construction envisagé : par exemple, cette géométrie ne sera pas exactement la même selon qu'il s'agit d'un pont en ossature mixte, d'un pont à poutres précontraintes ou d'un pont poussé. Ces questions seront évoquées lors de l'étude des différents types d'ouvrages, dans les chapitres qui suivent. En tout état de cause, il convient de veiller à choisir des rayons de courbure aussi grands que possible, afin de réduire les efforts de torsion dans les travées.

Enfin, la question de la longueur, ou même de l'existence, du pont doit être posée : les progrès accomplis au cours des dernières décennies dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère. Cependant, un remblai neutralise une bande de terres d'autant plus importante que sa hauteur est grande : ceci peut poser des problèmes si les terres en question ont une grande valeur agricole. Il est alors préférable de projeter un viaduc avec des travées de portées modérées.

2.1.2 Le recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité : c'est une étape essentielle de ce projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont rappelés ci-après.

2.1.2.1 La topographie

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible, avec l'indication de repères de niveau. La vue en plan du site doit indiquer les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

2.1.2.2 L'hydrologie

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements, qui furent, par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement de ponts sur un cours d'eau. Les techniques modernes de fondations permettent d'éviter ce type d'accident, mais la connaissance de la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis est indispensable pour conduire les calculs justificatifs avec le niveau de rigueur souhaitable. D'une manière générale, on cherchera, bien sûr, à limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique, pour d'évidentes raisons économiques.

2.1.2.3 La reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique doit être menée de pair avec l'élaboration de l'avant-projet, par étapes successives : à partir d'une carte géologique, ou des résultats de la reconnaissance géologique générale du tracé routier incluant le projet de pont, un premier choix du

type d'ouvrage peut être effectué *a priori*, comportant une ou plusieurs esquisses : c'est le stade de l'étude préliminaire. Cette première orientation permet de localiser les sondages qui feront l'objet de la reconnaissance normale lors de l'établissement de l'avant-projet. Les sondages comprennent des carottages avec prélèvements d'échantillons intacts, des essais pressiométriques et des essais au pénétromètre. Des techniques de reconnaissance plus sophistiquées (sismique-réfraction, par exemple) peuvent être nécessaires dans certains cas, par exemple pour la recherche de plans de glissement potentiels dans les formations de pente en zone montagneuse. Les résultats de la reconnaissance sont interprétés par un expert en mécanique des sols, qui recommande un mode de fondation, un niveau à atteindre et un niveau de sollicitation du sol à ne pas dépasser. A partir de ces données, un choix plus précis peut être fait, qui doit permettre de fixer définitivement la conception d'ensemble de l'ouvrage projeté. Au niveau du sol de fondation, une attention particulière doit être apportée aux accidents tels que failles ou karsts, qui peuvent donner lieu à des majorations de coût énormes à l'exécution s'ils n'ont pas été décelés en temps utile.

Il faut noter que la précision requise pour l'analyse du terrain de fondation crée un obstacle à la présentation de variantes lorsque celles-ci comportent un changement de la localisation des appuis : lors de la comparaison d'une variante avec le projet de base, il y a lieu d'ajouter au prix de celle-ci le supplément de dépense à prévoir pour les sondages complémentaires, et de tenir compte éventuellement du délai nécessaire pour les mettre en oeuvre et les interpréter. On tiendra compte, enfin, le cas échéant, du mode de fondation retenu pour des ouvrages voisins, et de leur comportement, qui peut être la source de renseignements précieux.

2.1.2.4 Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont

Outre l'action d'un cours d'eau mentionnée plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont les suivantes :

- le vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée ;
- la neige et la glace ;
- les séismes, considérés comme des actions accidentelles ;
- la houle dans le cas du franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, ainsi que les embruns, et de façon générale, l'action agressive de l'atmosphère marine.

Dans ce dernier cas, des dispositions constructives appropriées (enrobages des aciers passifs, choix d'un béton à hautes performances) doivent être examinées en détail.

2.1.3 Les données fonctionnelles

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend :

- le tracé en plan ;
- le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs (cependant, il est souvent illusoire de tenir compte à l'avance de cette possibilité, car le prix d'un

ouvrage élargissable est très peu différent de celui de l'ouvrage construit directement avec sa largeur définitive) ;

— le profil en long ;

— les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles ;

— les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable) ;

— la qualité architecturale ;

— les sujétions de construction, qui peuvent être de nature très variée : délais de construction, coût relatif de la main-d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment, etc.

2.2 - CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

2.2.1 La problématique du choix

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Dans le domaine des ouvrages d'art, comme dans bien d'autres domaines, la solution d'un problème n'est pas unique. En général, un maître d'œuvre établit un dossier de consultation des entreprises sur la base d'un projet plutôt classique, faisant appel à des techniques éprouvées. Le mode de consultation suit, la plupart du temps, la procédure de l'appel d'offres restreint, avec ou sans concours. S'il n'y a pas de concours, le règlement particulier de l'appel d'offres peut autoriser les entreprises à présenter des variantes de conception ou d'exécution : la concurrence n'est ainsi pas limitée, ce qui constitue pour le maître d'œuvre une garantie d'obtenir un prix raisonnable. Chaque entreprise sait qu'elle ne peut devenir titulaire du marché que si elle remet une offre financièrement attractive, et comme les prix de revient unitaires des matériaux et de la main-d'œuvre sont sensiblement les mêmes pour tous, elle va chercher à surclasser ses concurrents par la supériorité de sa technique et l'originalité de ses idées. Les variantes de conception donnent souvent lieu à des projets plus tendus, et certains maîtres d'œuvre pensent, parfois à juste titre, qu'ils constituent un danger par le risque technique qu'ils comportent. Certes, par le passé, un certain nombre de projets-variantes présentés par des entreprises ont donné lieu à des désordres. Mais ce n'est pas la procédure de l'appel d'offres avec variantes qui doit être mise en cause : l'ouverture des variantes favorise la compétition technique entre les entreprises. Mais ces variantes, surtout lorsqu'elles sont très originales, doivent être étudiées avec beaucoup de soin au moment du jugement des offres, ce qui suppose l'intervention d'un bureau d'études très compétent et possédant les moyens de calcul appropriés pour en vérifier rapidement la viabilité. En résumé,

les entreprises doivent pouvoir exprimer leur créativité et leur imagination sous le contrôle d'un maître d'œuvre compétent.

En tout état de cause, les variantes mineures d'exécution doivent toujours être possibles. En effet, chaque entreprise spécialisée dans la construction des ponts dispose de matériels spécifiques : poutres de lancement, coffrages, équipages mobiles, avant-becs métalliques, systèmes de poussage, etc., qu'elle cherche à réutiliser, ce qui l'amène à concevoir des variantes, qui ne sont souvent que de simples adaptations du projet de base établi par le maître d'ouvrage.

2.2.2 Un bref panorama des principaux types d'ouvrages

La portée d'un ouvrage à une seule ouverture, ou la portée déterminante (c'est-à-dire la plus longue) d'un ouvrage à plusieurs ouvertures, est un facteur déterminant du type d'ouvrage, bien qu'elle constitue souvent elle-même l'un des éléments principaux du choix. Nous passons en revue, ci-après, les différents types de ponts dont certains seront étudiés en détail dans les chapitres qui suivent.

En classant les ouvrages par portées croissantes, la première catégorie est celle des petits passages sous remblai, utilisés comme ouvrages de décharge hydraulique, ou pour le passage de bétail ou de gibier à la traversée d'une voie de grande circulation, ou encore pour le rétablissement d'un chemin d'intérêt local. Dans la gamme des très faibles portées, c'est-à-dire jusqu'à 5 ou 6 m, plusieurs types d'ouvrage sont envisageables : le ponceau voûté massif en béton, le passage inférieur en voûte mince et la buse métallique.

Les ponceaux voûtés massifs et en plein cintre (dont une coupe schématique est représentée sur le dessin de la fig. 2.1), essentiellement employés comme ouvrages de décharge hydraulique, sont des ouvrages plutôt rustiques, mais ils constituent une solution simple et robuste dans la mesure où ils sont correctement fondés (sur semelles si le terrain est rocheux ou sur radier en béton armé dans le cas contraire). Ils peuvent supporter des remblais de forte hauteur (toujours supérieure à 1 m).

Les passages inférieurs en voûte mince sont, le plus souvent, constitués d'éléments préfabriqués comme, par exemple, les conduits de la société Matière (fig. 2.2). Ils sont considérés comme des ouvrages courants jusqu'à 9 m d'ouverture à condition que la hauteur de couverture du remblai reste inférieure à 7 m et que le rapport de leur hauteur à leur ouverture soit compris entre 0,6 et 1.

A l'aide d'éléments spéciaux, des configurations multi-arches sont possibles, essentiellement pour réaliser des ouvrages hydrauliques sous remblai.

Enfin, les buses métalliques peuvent fournir une solution compétitive dans la gamme des portées allant de 2 à 6 m. Certains ouvrages ont été réalisés avec des ouvertures voisines de 10 m. Mais, dans tous les cas, l'exécution des remblais doit être particulièrement soignée et les conditions de durabilité examinées avec attention, pour leur assurer un fonctionnement correct pendant la durée de vie escomptée.

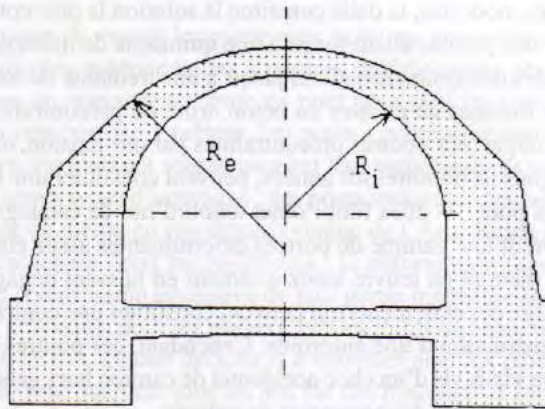


Fig. 2.1 - Coupe schématique d'un ponceau voûté massif.

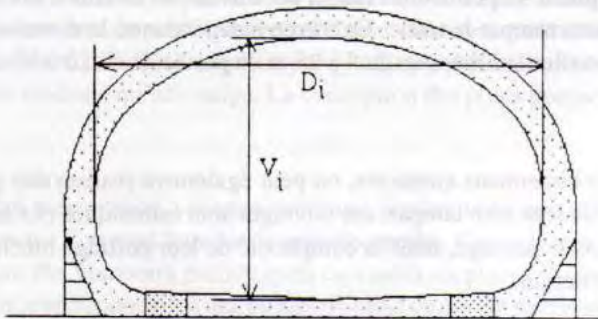


Fig. 2.2 - Coupe schématique d'une buse Matière.

Une autre solution, qui convient bien dans le cas d'un remblai de faible hauteur, est celle du pont-cadre en béton armé, complété par des murs en aile ou des murs en retour. Le cadre peut être fermé, dans le cas d'un terrain médiocre notamment, ou ouvert, en forme de portique. Le domaine d'emploi du cadre fermé couvre des ouvertures allant de 5 à 12 m environ.

Les portiques simples sont couramment utilisés pour former des passages inférieurs, notamment sous les autoroutes, pour des ouvertures variant de 10 à 18 m. Cette solution est souvent plus économique qu'une simple dalle en travée indépendante, nécessitant des culées plus coûteuses que les piédroits d'un portique. Par contre, pour des ouvrages à plusieurs ouvertures de portées modestes, la dalle constitue la solution la plus courante. Elle peut être en béton armé pour des portées allant jusqu'à une quinzaine de mètres, et en béton précontraint pour des portées déterminantes allant jusqu'à une trentaine de mètres. Dans la même gamme, les travées formées de poutres en béton armé ou précontraint peuvent se révéler d'un emploi économique ; les poutres précontraintes par pré-tension, utilisées couramment dans le bâtiment depuis de nombreuses années, peuvent constituer une solution intéressante dans le domaine des ponts, et elles font l'objet aujourd'hui de catalogues et de fabrication en série. Elles couvrent une gamme de portées déterminantes assez étendue, allant de 15 à 30 m environ et se mettent en œuvre assez aisément en laissant dégagée la voie franchie, alors que la dalle exige des étaitements qui peuvent constituer une contrainte importante, par exemple pour la construction d'une autoroute. Cependant, ces poutres sont moins robustes qu'une dalle massive vis-à-vis d'un choc accidentel de camion hors gabarit : il convient d'en tenir compte si l'on craint des dépassements de gabarit.

Si la présence d'un cintre n'est pas envisageable, une autre solution intéressante est fournie par les tabliers à poutrelles métalliques enrobées de béton. Ce type de structure, largement employé pour réaliser des ponts ferroviaires de portées modérées depuis un grand nombre d'années, se développe actuellement pour la construction des tabliers de ponts-routes : son coût est légèrement plus élevé que celui d'un pont coulé sur cintre en béton armé ou précontraint, ou un pont à poutrelles précontraintes par pré-tension, mais sa mise en œuvre est d'une grande simplicité et permet de réaliser les travaux au dessus d'une voie de communication sans en interrompre le trafic. En travée indépendante, le domaine d'emploi usuel d'un tablier à poutrelles enrobées va de 8 à 25 m de portée, et de 10 à 30 mètres en travées continues.

Pour certains franchissements encaissés, on peut également réaliser des ponts à béquilles obliques. Lorsqu'ils sont bien conçus, ces ouvrages sont esthétiques et s'intègrent très harmonieusement dans le paysage, mais la complexité de leur coffrage renchérit notablement leur coût de construction.

Au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante, nous entrons dans le domaine des grands ouvrages. En béton précontraint, la panoplie des solutions comporte :

- les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres ;
- les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;
- les ponts-caissons mis en place par poussage unilatéral ou bilatéral (portée déterminante usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;
- les ponts-caissons construits en encorbellement, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée déterminante.

Pour les franchissements de grande longueur sans sujétions particulières de fondations, les viaducs formés de travées indépendantes à poutres préfabriquées peuvent constituer une solution économique, en concurrence avec un pont poussé si les caractéristiques géométriques du tracé de la voie portée s'y prêtent. Les ponts à poutres précontraintes sont robustes et faciles à construire. En étudiant soigneusement leur esthétique, ils entrent facilement en compétition avec d'autres types d'ouvrages : des ponts remarquables ont été ainsi construits en zone montagnaise ou même en site urbain (viaduc de l'Ayer Rajah à Singapour). Par le passé, ces ponts présentaient deux inconvénients : la déformation (cambrure) des poutres par fluage due à une compression excessive de leur partie inférieure sous la charge permanente, et l'inconfort provoqué, pour les usagers, par les joints de chaussée encadrant chaque travée. Ces joints étaient des organes délicats et d'entretien onéreux puisqu'il fallait les remplacer régulièrement (pratiquement tous les ans sur des itinéraires à fort trafic en véhicules lourds). La compensation de la cambrure des poutres est facilement obtenue, mais avec une précision relativement aléatoire, en conférant aux poutres une contre-flèche initiale ("vers le bas") lors de leur confection. Le recours à la précontrainte partielle permet également de pallier cet inconvénient, car elle permet de diminuer sensiblement le taux de compression du talon des poutres. Par ailleurs, les travées sont maintenant reliées entre elles, par groupes de trois ou quatre, à l'aide de dallettes assurant la continuité de la dalle sous chaussée. Les ponts à poutres précontraintes sont étudiés au chapitre 4.

Pour des ouvrages urbains, où l'épaisseur du tablier doit être aussi faible que possible, des poutres-caissons continus, de profil transversal élancé, ont souvent été utilisées. Les poutres-caissons se prêtent bien à la mise en place par poussage, particulièrement intéressante en raison du matériel modeste qu'elle exige. La conception des ponts poussés est examinée au chapitre 6.

Les ponts en béton précontraint à travées continues construits en encorbellement (chapitre 5) sont utilisés lorsque l'on veut franchir de grandes portées. Ces ouvrages, aujourd'hui classiques, comportent des voussoirs préfabriqués ou coulés en place ; le choix entre ces deux types de voussoirs, correspondant à des modes de mise en œuvre différents, est dicté par de nombreux critères économiques et techniques, mais il est également lié au savoir-faire de l'entreprise. Les portées les plus courantes vont de 90 à 120 m, mais la portée maximale peut dépasser 200 m.

Ces ponts ont une section en forme de caisson : le type le plus simple est celui du caisson à deux âmes verticales. Par le passé, pour des largeurs importantes de tablier, on recourait volontiers aux caissons à trois âmes, d'exécution cependant plus délicate, ou aux caissons juxtaposés, la continuité transversale étant assurée par la dalle sous chaussée. De nos jours, la tendance est aux caissons à deux âmes même pour de grandes largeurs, la résistance du hourdis supérieur étant assurée en lui conférant une épaisseur appropriée ou par l'intermédiaire d'un raidissage transversal.

Dans le domaine de la construction métallique, la panoplie des solutions comporte :

- les ouvrages à poutres latérales triangulées ;
- les ossatures mixtes à couverture en béton armé, dont la structure porteuse peut être constituée de poutres en I ou d'un caisson ;
- les ponts à dalle orthotrope.

Au-delà de 30 à 35 m de portée déterminante, on peut recourir à une poutre à béquilles (si le terrain permet d'encaisser aisément la poussée), à un tablier en ossature mixte (jusqu'à 90 m de portée environ en travée indépendante, et 120 m de portée déterminante en poutre continue) ou à une poutre-caisson en acier sous tablier. Avec un platelage en tôle orthotrope, on peut atteindre de très grandes portées : par exemple, la travée centrale isostatique du pont de Chevire, près de Nantes, possède une longueur de 162 m entre ses lignes d'appui. On peut aussi créer artificiellement des moments d'appui en constituant, à l'arrière des culées, des travées d'équilibrage.

Pour des voies relativement étroites, et dans des sites où l'esthétique n'est pas une contrainte majeure, les ouvrages à poutres latérales triangulées constituent une solution intéressante, souvent employée pour le franchissement de voies auxquelles est associé un gabarit (chemin de fer ou voie navigable par exemple). Ils sont assez économiques, et de construction facile ; la triangulation est du système Warren sans montants intermédiaires, jusqu'à des portées d'une centaine de mètres.

Au-delà de 100 m, les arcs, ou les ponts à béquilles sous tablier, qui n'en sont qu'une variante, peuvent être envisagés. Des arcs en béton armé ou faiblement précontraint, construits à partir des rives et rabattus ont été conçus récemment et se sont révélés économiques. Les arcs en acier prennent le relais pour des portées de plusieurs centaines de mètres. Ces types d'ouvrages impliquent un terrain de fondation susceptible d'encaisser une forte poussée horizontale.

Dans le domaine des très grandes portées, les tabliers entièrement métalliques à dalle orthotrope restent onéreux et ne sont employés que dans des cas très particuliers, lorsque l'on recherche un allègement maximum de la structure ou un élancement exceptionnellement faible.

Les ponts à haubans à tablier en béton précontraint ou métallique nous font entrer dans le domaine des grandes et des très grandes portées. Les dispositions des pylônes et des haubans se prêtent à de nombreuses variantes : file centrale de haubans, ou deux files latérales, haubans convergents ou parallèles, etc. Les ponts à haubans sont actuellement susceptibles de couvrir les portées allant de 150 à 1 000 m environ (chapitre 8).

Pour les portées supérieures à 1 000 m, le pont suspendu semble aujourd'hui le seul type envisageable. Le tablier est en acier, le plus souvent de section tubulaire, ce qui lui confère une bonne rigidité de torsion, et à dalle orthotrope en acier, afin de limiter la charge permanente.

Les tableaux I à III ci-après résument les domaines d'emploi des différents types d'ouvrages que nous venons de passer en revue et le tableau IV rappelle les principaux éléments de prédimensionnement des ouvrages courants.

Tableau I - Domaine d'emploi des principaux types d'ouvrages courants.

Type D'ouvrage	PORTEE (m)										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
PSI-BA(1)				—	—	—	—				
PRAD				—	—	—	—				
PSI-DA(2)		—	—	—	—	—					
PSI-DP(2)			—	—	—	—					
PSI-DE(3)				—	—	—	—				
PSI-DN					—	—	—	—	—	—	—
VIPP						—	—	—	—	—	—
PIPO			—	—	—						
PICF		—	—								







- (1) Domaine courant 
- Domaine exceptionnel 
- (2) Section rectangulaire 
- Section à encorbellements latéraux 
- (3) Tablier de hauteur constante 
- Tablier de hauteur variable 

Tableau II - Ponts en béton armé ou précontraint.

TYPE D'OUVRAGE		PORTEES (m)								
		0	5	10	20	30	40	50	100	200
B. A.	PICF									
	PIPO									
	PSI-DA									
	PSI-BA									
B. P.	PSI-DP									
	PSI-DE									
	PSI-DN									
	VIPP									
	Cintre auto-lanceur									
	Pont poussé (unilatéralement)									
	Pon poussé (bilatéralement)									
	Pont construit en encorbellement									

Tableau III - Ponts métalliques.

TYPE D'OUVRAGE		PORTEES (m)								
		0	5	10	20	30	40	50	100	200
<u>TRAVEE INDEPENDANTE</u>										
	Poutrelles enrobées									
	Tablier mixte									
	Dalle orthotrope									
<u>POUTRE CONTINUE</u>										
	Poutrelles enrobées									
	Tablier mixte									
	Dalle orthotrope									

Tableau IV - Eléments de dimensionnement des ouvrages courants.

TYPE	ÉLANCEMENTS
PSI-BA	1/15 A 1/17
PRAD	1/20
PSI-DA	Travée indépendante : 1/22
	Tablier à deux travées : 1/23
	Tablier à trois travées et plus : 1/28
PSI-DP	Travée indépendante : 1/25
	Tablier à deux travées : 1/28
	Tablier à trois travées et plus : \geq 1/33 de la travée centrale, ou \geq 1/38 de la travée de rive.
PSI-DE	Travée indépendante : 1/22
	Tablier à deux travées d'épaisseur constante : 1/25
	Tablier à deux travées d'épaisseur variable :
ET	\geq 1/20 sur appui
	\geq 1/30 en travée
	Tablier à trois travées ou plus d'épaisseur constante : 1/30
PSI-DN	Tablier à trois travées ou plus d'épaisseur variable :
	\geq 1/24 sur appui
	\geq 1/42 en travée
TYPE	ÉPAISSEURS
PIPO	Lorsque l'ouverture passe de 8 m à 20 m :
	\geq Traverse : 0,35 à 0,66 m
	\geq Piédroits : 0,35 à 0,66 m
PICF	Lorsque l'ouverture passe de 5 m à 12 m :
	\geq Traverse supérieure : 0,30 à 0,40 m
	\geq Traverse inférieure : 0,30 A 0,45 m
	\geq Piédroits : 0,30 à 0,36 m

2.2.3 Le processus de choix

Comme nous l'avons déjà dit, il est assez rare que la prise en considération des différentes contraintes naturelles et fonctionnelles conduise à une solution unique pour un franchissement donné. Il conviendra donc, la plupart du temps, d'envisager plusieurs solutions au niveau de l'étude préliminaire, avec une précision plus ou moins grande selon leur degré de complexité, afin de comparer de façon aussi fiable que possible les coûts des plus séduisantes d'entre elles.

En fait, un ouvrage comprend trois parties principales :

- les tabliers, dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la portée ;
- les fûts de piles, qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural ;
- les fondations, dont l'estimation est délicate, car, malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises.

Une augmentation des portées engendre donc une croissance rapide du coût du tablier, pour une économie de fondations qui n'est importante que si la qualité du sol impose des moyens très onéreux ; de façon générale, pour des terrains convenables, et en l'absence de contraintes imposant de grandes ouvertures, un ouvrage simple, aux portées modestes sera plus économique qu'un ouvrage plus ambitieux, plus difficile à construire et plus exposé à des désordres ultérieurs. Sur le plan technique, nous dirons simplement qu'une étude préliminaire d'ouvrage d'art doit commencer par une implantation réfléchie de ses appuis d'extrémité. Les culées enterrées étant, très souvent, les culées les plus économiques, même si elles conduisent à l'allongement du tablier par rapport à ce qui pourrait être strictement nécessaire, on cherchera d'abord à planter et dimensionner sommairement de telles culées. La longueur exacte de la brèche à franchir sera alors connue avec une bonne précision, et on pourra commencer à esquisser diverses solutions : de ces esquisses découlera la position des appuis intermédiaires éventuels. Il faut alors examiner si, du point de vue géotechnique, cette position est convenable, sinon il convient de déplacer les appuis, ce qui peut entraîner un changement du type de culées ou du type d'ouvrage. C'est en ce sens que la démarche de conception d'un pont relève d'un processus itératif.

Les matériels utilisés pour la construction des tabliers et les matériaux eux-mêmes ont connu et connaissent encore une évolution rapide : il est important de bien connaître cette évolution et d'en tenir compte au niveau de la conception des ouvrages afin de choisir la solution optimale.

Rappelons, pour terminer, un souci que devraient avoir tous les ingénieurs chargés de la conception d'un pont, souci trop souvent négligé en raison des contraintes financières : il s'agit de l'esthétique, sujet qui sera abordé au chapitre suivant. Les exemples des siècles passés, témoignant des qualités artistiques de nos ancêtres, nous montrent qu'alors, les ingénieurs n'hésitaient pas à consacrer une part notable du budget de construction à l'aspect des ouvrages qu'ils construisaient : pierres de taille appareillées, sculptures et décorations, etc. De nos jours, la recherche de la qualité est un souci majeur des maîtres d'ouvrage et des entreprises. Cette qualité ne doit pas seulement concerner les matériaux et les procédés de fabrication, mais aussi l'aspect général et l'insertion des ouvrages dans leur site. Les ponts sont des ouvrages remarquables et, s'ils enlaidissent le paysage, leurs auteurs encourent une grave responsabilité.

CHAPITRE 3

L'esthétique des ponts

“Un grand ingénieur n'est pas esclave de ses formules. C'est un artiste qui utilise ses calculs comme des outils pour créer des formes aussi évidentes et harmonieuses dans leur apparence que les lois naturelles qui les sous-tendent. Il manie ses matériaux avec une vision poétique, révélant ses forces ultimes à travers une structure appropriée à ses pouvoirs uniques”.

E. Mock
The Architecture of Bridges, N.Y. 1949

Dès les premières esquisses, l'ingénieur doit se préoccuper de l'aspect de son ouvrage. Cela devrait être une évidence. Autrefois, la conception des ponts en maçonnerie relevait d'un véritable projet d'architecture.

Mais au XIX^e siècle, avec le développement de la construction métallique, de graves accidents se produisirent et le souci dominant des ingénieurs fut de construire des ponts résistants (par exemple, ponts à triangulations lourdes et enchevêtrées). La lourdeur de ces structures a provoqué vers 1850 une attaque virulente et systématique du goût des ingénieurs.

Dès le début du XX^e siècle, les ingénieurs commencèrent à se rendre compte que si les ponts devaient être résistants, ils devaient aussi être esthétiques. Séjourné écrivait en 1914 : “De tous les ouvrages — je dis de tous, même des petits — l'aspect importe : il n'est pas permis de faire laid”.

Cette préoccupation est devenue nécessité. Les ponts ont toujours attiré l'attention de tous leurs spectateurs : artistes, poètes ou chanteurs (la poésie, la littérature ou les journaux abondent de références aux ouvrages d'art), mais aussi le public. La qualité technique d'un ouvrage ne peut être appréciée que par des spécialistes alors que la qualité esthétique peut l'être par tous ; le critère architectural constitue la seule possibilité de jugement d'un pont pour la plupart des personnes.

Ni la réalisation d'un exploit technique d'ingénieur, ni la recherche de l'économie à tout prix ne peuvent justifier qu'on enlaidisse villes et paysages. Projeter des ouvrages qui soient réellement des ouvrages d'art doit être une préoccupation essentielle de l'ingénieur.

3.1 - OUVRAGES D'ART ET ENVIRONNEMENT

D'une manière générale, les préoccupations d'environnement ont été prises en compte, depuis de nombreuses années, dans les projets publics ou privés d'aménagements et de travaux. L'article 2 de la loi du 10 juillet 1976, relative à la protection de la nature, a institué l'obligation de réaliser une étude d'impact (à la charge du maître d'ouvrage, selon l'article 1 du décret d'application du 12 octobre 1977) dans le cadre global des études préalables à la réalisation d'aménagements ou d'ouvrages qui, par l'importance de leurs dimensions ou leurs incidences sur le milieu naturel, peuvent porter atteinte à ce dernier. La méthodologie pratique d'établissement des études d'impact est précisée dans la circulaire ministérielle du 23 janvier 1978 sans, d'ailleurs, aborder précisément les questions relatives aux ponts. Cette circulaire rappelle qu'une étude d'impact constitue la formulation explicite de la place donnée aux contraintes d'environnement, contraintes qui doivent être placées sur le même plan que les contraintes techniques ou économiques. La directive CEE du 27 juin 1985, relative à l'évaluation des incidences de certains projets publics ou privés et applicable en France depuis le 4 juillet 1988, rend obligatoire la production d'une étude d'impact pour tous les projets d'autoroutes, de voies rapides ou de voies pour trafic à grande distance. Selon cette directive, l'impact global d'un projet doit être évalué par rapport à la nécessité de protéger la santé humaine et les conditions de vie, et de préserver la capacité de production à long terme des milieux concernés.

Les problèmes relatifs à la qualité paysagère et architecturale des ouvrages routiers sont traités dans une circulaire ministérielle en date du 24 septembre 1984. Cette circulaire insiste sur le fait qu'aucune décision quant à la qualité paysagère et architecturale des ouvrages routiers ne doit être prise sans une connaissance suffisamment approfondie du contexte, connaissance basée sur une analyse du site (caractère des espaces, perception de l'ouvrage, potentialités en aménagement, satisfaction du public, etc.). C'est à partir de cette analyse du site et d'une réflexion sur le projet qu'une décision d'intervention plastique est prise, avec un degré d'intention plus ou moins fort, aboutissant au choix de l'objectif paysager et architectural dès le stade de l'étude préliminaire. Nous renvoyons le lecteur au texte de cette

circulaire pour la définition détaillée et les conditions de choix des divers objectifs architecturaux.

La circulaire du 5 mai 1994 de la direction des Routes, relative aux modalités d'instruction des dossiers techniques pour les opérations d'investissements routiers, reprend les idées majeures des deux circulaires précédemment citées. Elle décrit, en particulier, la consistance minimale d'une étude préliminaire d'ouvrage d'art vis-à-vis des problèmes d'environnement :

- établissement d'un programme précisant l'ensemble des contraintes, en particulier les contraintes esthétiques (qualité du site et de l'environnement, site classé, etc.) ;
- choix du parti (analyse des solutions envisageables) en proposant l'adoption d'un objectif architectural.

Pour les ouvrages non courants, il est précisé : "Si le site est sensible ou si une recherche architectural poussée est nécessaire, l'adjonction de documents graphiques, de photomontages doit être prévue."

En effet, contrairement à l'objet d'art qui a une beauté intrinsèque, un pont ne saurait être dissocié de son environnement, dont il fait partie intégrante. Il est donc indispensable que l'auteur du projet connaisse bien le site dans lequel l'ouvrage sera placé et en tienne compte au niveau de la conception.

La préoccupation de l'aspect doit toujours être présente au cours de l'étude de l'ouvrage, jusqu'au niveau de l'exécution. Ce serait, en effet, une grave erreur de penser qu'il suffit de quelques aménagements partiels et tardifs (corniche, garde-corps...), ou d'une décoration surajoutée, pour essayer de rendre plus beau ou simplement convenable un projet dont les formes générales ne seraient pas harmonieuses au départ : ce sont les grandes lignes du pont qui commandent l'impression plus ou moins agréable qu'il produira, ce qui n'exclut pas la nécessité d'en étudier avec soin tous les détails.

3.2 - INGÉNIEURS ET ARCHITECTES

Une structure bien conçue ne doit pas seulement satisfaire aux critères de sécurité, mais doit également être économique et cohérente avec un programme fonctionnel et expressif, c'est-à-dire un programme architectonique. Si la sécurité est indispensable, l'économie et la qualité architecturale sont les objectifs les plus importants d'un projeteur talentueux.

Sur un plan philosophique, on ne peut qu'être étonné par les méthodes employées pour l'élaboration des projets, méthodes qui confinent l'emploi d'instruments rationnels au seul processus de vérification, tandis que l'invention de la forme relève d'actes de conception seulement assistés par l'intuition et l'expérience. Nous savons prendre en compte, en phase de vérification, le comportement rhéologique des matériaux, les effets des variations de température, la nature probabiliste des conditions de chargement, la nature partiellement aléatoire des réserves de résistance des matériaux ou la déformabilité des liaisons, mais nous manquons d'une méthodologie, avec un niveau même lointainement comparable à celui avec lequel nous effectuons les vérifications, lorsqu'il s'agit d'effectuer les choix de base. Quand il faut prendre les décisions initiales dont dépend la quasi totalité du résultat, nous sommes à peu près dans la même situation qu'un architecte de la Renaissance : intuition, expérience, sens statique, mais peu d'outils pour rationaliser des décisions dans un domaine que nous contrôlons et dans lequel la liberté de choix s'exerce avec conscience et responsabilité.

Ce constat explique la tendance continue des architectes et des ingénieurs, depuis la première moitié du XVIII^e siècle, à s'isoler les uns des autres dans leur propre spécialité. Cette tendance s'est surtout manifestée en France ; à l'étranger, la séparation entre ingénieurs et architectes est moins marquée, les deux professions n'étant pas (ou pas complètement) distinctes. Or, les architectes, de par leur formation, sont sensibles aux questions d'intégration, d'impact, de traitement des abords et savent souvent, mieux que les ingénieurs, établir un dialogue avec les maîtres d'ouvrages.

De nos jours, l'intervention des architectes dans la conception des ouvrages d'art est relativement courante. Mais les rôles ne doivent pas être confondus : l'ingénieur reste le responsable de son projet comme le souligne la lettre-circulaire ministérielle du 21 novembre 1989 relative à la qualité des études d'ouvrages d'art :

" Il doit être entendu que l'étude d'un ouvrage d'art doit être menée par un ingénieur spécialiste, de compétence proportionnée à l'importance et à la complexité de l'ouvrage, et personnellement attentif aux aspects esthétiques de la conception. Pour les ouvrages qui méritent une recherche architecturale particulière, et cela doit être systématiquement le cas pour les grands ouvrages ou les ouvrages en milieu urbain, il est nécessaire qu'un architecte soit associé à la conception dès le début de celle-ci, le spécialiste restant responsable de l'ensemble de la conception. "

En fait, le problème majeur réside dans la qualité des relations qui s'instaurent entre l'ingénieur et l'architecte afin que ce dernier puisse exprimer avec une liberté suffisante sa créativité. C'est de cette qualité que dépend la naissance d'œuvres originales comme le pont sur le Basento (1973) (fig. 3.1) en Italie, due à l'architecte Sergio Musmeci.

Nous avons, jusqu'à présent, insisté sur le rôle potentiel de l'architecte pendant la phase de conception d'un pont. En fait, la collaboration ingénieur - architecte doit se poursuivre jusqu'à la fin de sa construction. De plus en plus fréquemment, l'architecte est associé lors

du jugement des offres, à la mise au point du projet définitif avec l'entreprise adjudicataire et à la réalisation effective de l'ouvrage pour la définition de la texture des parements, pour le choix des couleurs et pour traiter les inévitables adaptations de détail.



Fig. 3.1 - Pont sur le Basento en Italie (photo Industria Italiana del Cemento).

3.3 - QUELQUES RÈGLES ÉLÉMENTAIRES D'ESTHÉTIQUE

A la question "qu'est-ce que la beauté ?" les réponses, en général, divergent entre l'opinion du philosophe anglais David Hume, pour qui la beauté passe par la sensibilité de l'homme, et celle d'Emmanuel Kant, pour qui la beauté est partie intégrante de l'objet. En fait, on peut admettre que cette opposition de tendances est un faux problème : il n'y a pas lieu de les opposer mais de les associer : "L'observateur n'admire (subjectivement) que ce qui a certaines proportions harmonieuses (objectivement)".

Si l'on veut parvenir à porter un jugement esthétique, il faut donc se poser la question : pourquoi trouve-t-on tel ouvrage beau, ou tel autre laid ? De telles analyses nous mènent à proposer certaines règles qu'il semble nécessaire de respecter pour la création de formes harmonieuses ; mais il n'est pas possible d'arrêter des règles permanentes et universelles d'esthétique car elles sont, au moins en partie, fonction de la mode, de l'évolution de la technique et des impératifs économiques et, de plus, elles ne sont ni suffisantes, ni peut-être toujours nécessaires ; nous en citerons néanmoins quelques-unes parmi les plus couramment admises. En les respectant, l'ingénieur fera, en général, un ouvrage acceptable et s'il y ajoute

du talent, il fera un ouvrage esthétique ; cependant le respect de ces règles ne doit pas gêner son esprit créatif.

3.3.1 La première règle, fondamentale, concerne le rapport des dimensions

Il est nécessaire de donner à l'ouvrage de bonnes proportions (fig. 3.2). En effet, une caractéristique importante de la beauté d'un monument est donnée par l'harmonie de ses proportions dans l'espace : la hauteur, la largeur et la profondeur, le contraste entre surfaces pleines et ajourées ainsi que le rapport clair - obscur provoqué par l'ombre et la lumière.



Fig. 3.2 - Un ouvrage aux bonnes proportions (Autoroute B3) (photo SETRA).

Le choix des proportions n'est pas simple et dépend du caractère que l'on veut donner à l'ouvrage (robustesse, minceur...) ; les proportions ont, bien sûr, une importance très inégale selon qu'elles se rapportent à des dimensions de parties principales ou secondaires et selon la position du point de vue.

En plus des proportions entre les diverses dimensions géométriques de l'ouvrage, il est nécessaire de veiller aux proportions entre les masses de ses éléments. C'est le cas, en particulier, du rapport entre les piles et le tablier. D'une façon générale, un ouvrage doit nécessairement donner une impression de stabilité et de sécurité (fig. 3.3) : il convient donc de proscrire les appuis trop grêles (fig. 3.4), susceptibles de créer un sentiment de malaise. Dans le cas de piles de grande hauteur, la prise en compte des critères de résistance (flambement) et de sécurité lors de la construction du tablier conduit généralement à leur conférer des dimensions proportionnées à celles du tablier.



Fig. 3.3 - La forme et les proportions des piles donnent une bonne impression de stabilité (photo SETRA).



Fig. 3.4 - La minceur des poteaux donne une impression de fragilité (photo SETRA).

Le problème est nettement plus ingrat à traiter lorsqu'il s'agit d'un tablier de grandes portées (donc relativement épais) et dont le profil en long est proche d'un terrain naturel sans relief. On peut, dans ce cas, être amené à prévoir des piles très massives qui souligneront l'impression de robustesse donnée par l'ouvrage (fig. 3.5).



Fig. 3.5 - Ouvrage bien proportionné et de bonne qualité d'aspect (photo SETRA).

La question des ouvertures sous un ouvrage, ou plus généralement du choix de la travée, est des plus importantes. D'une manière générale, les ouvertures de forme voisine du carré sont maladroites, qu'il s'agisse de petits ou de grands ponts (fig. 3.6 et 3.7). Certes, il n'est pas nécessaire de se référer à un quelconque nombre d'or (on rappelle qu'il est égal à $\frac{1+\sqrt{5}}{2} \cong 1,618$), mais, en modifiant la répartition des travées ou en s'orientant vers un autre type de structure (fig. 3.8), le projeteur peut toujours trouver une solution conduisant à des ouvertures plus équilibrées d'aspect satisfaisant. Si, comme nous l'avons dit, une ouverture carrée est plutôt maladroite, une ouverture rectangulaire allongée dans le sens de la hauteur (cas d'un pont cadre de faible largeur ou de fort tirant d'air) (fig. 3.9) est franchement disgracieuse.



Fig. 3.6 - Proportions maladroites des ouvertures (photo SETRA).



Fig. 3.7 - Proportions maladroites des ouvertures et des piles par rapport au tablier (photo SETRA).

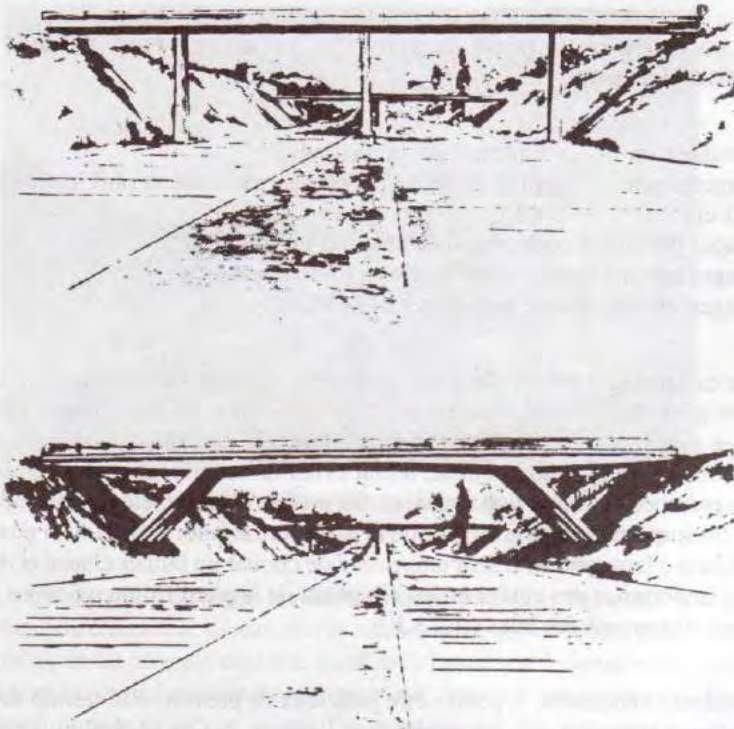


Fig. 3.8 - Dans le cas d'appuis de grande hauteur, un pont à béquilles est préférable à un pont-dalle.



Fig. 3.9 - Mauvaises proportions : le tirant d'air est trop grand pour l'ouverture (photo SETRA).

3.3.2 La seconde règle pose en principe qu'un ouvrage ne doit pas fermer l'espace

Selon la circulaire du 24 septembre 1984, on distingue :

- les ouvrages essentiellement destinés à s'adapter au site existant sans intention de transformer celui-ci ;
- les ouvrages destinés à constituer un élément d'un site futur ;
- les ouvrages inévitablement voués à retenir l'attention ;
- les ouvrages sur lesquels on veut attirer l'attention.

La première catégorie est principalement constituée d'ouvrages aux dimensions modestes : ils doivent en général être aussi "transparents" que possible et ne pas s'imposer. Dans le cas d'un passage supérieur d'autoroute, par exemple, où il est indispensable de dégager la meilleure visibilité pour l'automobiliste, il faut éviter la multiplication des appuis intermédiaires ou la présence de culées trop massives. On préfère donc projeter un ouvrage de portée nettement plus importante que la largeur de la plate-forme autoroutière et, si possible, sans appui sur le terre-plein central. Il sera intéressant de choisir un tablier élancé et de chercher à diminuer l'importance des culées en les éloignant de la plate-forme ou en les remontant suffisamment au sommet des talus (fig. 3.10).

Dans des contrées vallonnées, il pourra être judicieux de prévoir, si le terrain est de bonne qualité, un pont à béquilles qui, dégagant bien l'espace, est en général plus esthétique et peut être choisi pour marquer un point particulier d'un tracé (point haut, col) et rompre la monotonie d'une autoroute (fig. 3.11).



*Fig. 3.10 - Un ouvrage qui dégage particulièrement bien l'espace
(autoroute A13) (photo SETRA).*



Fig. 3.11 - Pont à béquilles marquant un point haut de l'autoroute A6 (photo JAC).

Par contre, pour un grand ouvrage, les contraintes techniques s'imposent et le pont devient nécessairement un élément dominant de l'environnement dont il faudra tirer le meilleur parti. C'est pourquoi, un tel ouvrage doit être traité avec beaucoup de sensibilité. Même lorsqu'il s'agit d'un pont sur lequel on veut attirer l'attention, il ne doit pas masquer le site dans lequel il est implanté, mais le mettre en valeur. Par exemple, lorsque nos anciens ont construit, il y a un siècle, le viaduc de Garabit dans une vallée peu marquante, ils ont réellement embelli et mis en valeur le site ; la tâche fut donc encore plus difficile lorsque nos ingénieurs ont eu

à projeter un nouvel ouvrage dans cette vallée pour porter l'autoroute A75. Le parti retenu (fig. 3.12) fut d'implanter l'ouvrage loin du précédent, à 1 100 m, en veillant à ne porter aucune atteinte visuelle au site de Garabit et de projeter un élégant pont à béquilles (fig. 3.13) enjambant de façon semblable avec majesté la vallée.

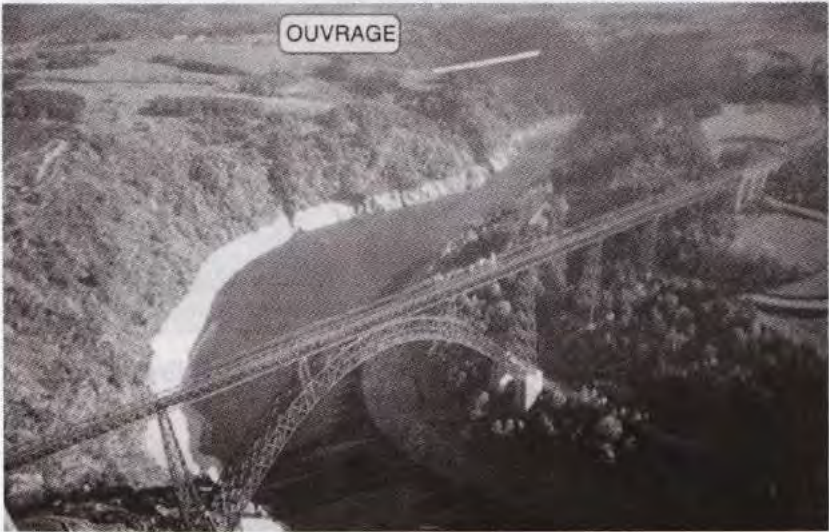


Fig. 3.12 - Viaduc de Garabit et emplacement du nouvel ouvrage (photo DDE Cantal).



Fig. 3.13 - Pont sur la Truyère. On remarquera l'évolution des techniques (photo DDE Cantal).

Dans un grand nombre de cas, c'est la recherche de la légèreté — ou de l'impression de légèreté — qui prédominera. Les développements récents en matière de conception des structures (précontrainte extérieure, extension du domaine d'emploi des ponts à haubans aux portées moyennes) et de qualité des matériaux (bétons de fibres, bétons à hautes performances) permettent, dans les cas complexes, d'alléger substantiellement le poids des tabliers.

On préférera souvent, pour des portées supérieures à 70 m, un tablier d'épaisseur variable dont l'aspect paraîtra plus agréable : les droites donnent toujours une impression de rigidité et leur forme technique et dépouillée contraste avec celles de la nature. Si l'épaisseur de l'ouvrage est constante, il faut veiller à la forme de la corniche et des piles pour ne pas donner une impression de rigidité - surtout si le site en vaut la peine.

La conception des piles elles-mêmes joue également un rôle capital dans l'aspect général de l'ouvrage. Pour des franchissements de vallées profondes, les appuis doivent paraître les plus "transparents" possibles pour ne pas donner l'impression d'obstruer la vallée ; le critère essentiel sera donc de chercher à réduire au maximum la somme des masses des piles.

Le projeteur devra souvent faire preuve d'imagination ; par exemple, pour le viaduc du Magnan (fig. 3.14), le système des doubles piles particulièrement apprécié pour la construction en encorbellement, permet d'atténuer quelque peu la lourdeur des poutres continues à hauteur variable surtout si les piles vont en se rétrécissant vers le haut ; le profil en I des piles contribue également à la beauté de l'ouvrage.



Fig. 3.14 - Le viaduc du Magnan (photo SETRA).

On remarquera aussi (fig. 3.15) l'élégance du pont de Chevirié, ouvrage très large au gabarit contraignant, dont les études de conception assez complexes ont permis d'en alléger l'aspect :

une solution avec deux tabliers parallèles a été écartée car ses appuis encombraient trop l'espace. La forme du caisson nervuré transversalement à âmes inclinées et la conception du chevêtre en tête des piles, ainsi que celle du socle à la base des appuis lui donnent une impression de puissance et de majesté.



Fig. 3.15 - Le pont de Cheviré (photo G. Forquet).



Fig. 3.16 - Vue aérienne du pont de Seyssel (photo G. Forquet).



Fig. 3.17 - La passerelle du port du Havre (photo SETRA).

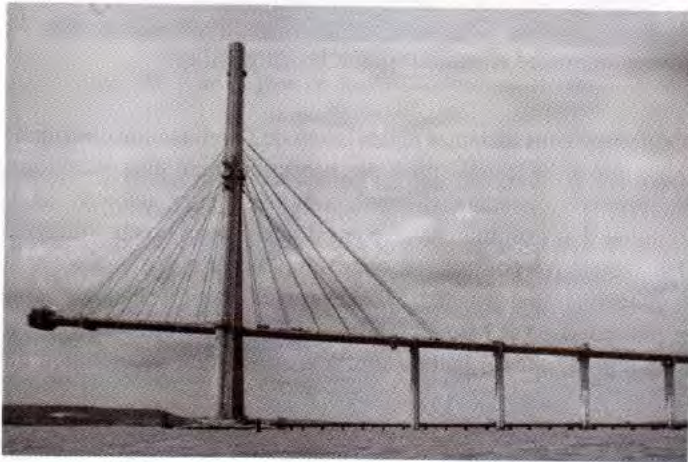


Fig. 3.18 et 3.19 - Le pont de Normandie (photo G. Forquet).

La technique des ponts à haubans (cf. chapitre 8) permet de donner un très grand élan au tablier du pont et confère à ce type d'ouvrage un charme esthétique indiscutable. On retiendra les exemples particulièrement élégants du pont de Seyssel (fig. 3.16), de la passerelle du port du Havre (fig. 3.17) et du pont de Normandie (fig. 3.18 et 3.19), actuellement en cours de construction, et qui constituera un record mondial de portée.

3.3.3 La troisième règle qui paraît s'imposer est une bonne ordonnance de la structure

L'ordre est expression de beauté et inversement le désordre crée un malaise. Un observateur est troublé et se sent mal à l'aise lorsque les directions des membrures, supports, arêtes et autres sont trop diverses.

Il s'agit donc de limiter le nombre des directions dans l'espace ; dans le cas de certains ouvrages biais, par exemple, les lignes d'appui non parallèles sont à éviter. L'unité dans les lignes est également à rechercher ; c'est ainsi que l'aspect donné par des lignes à courbure discontinue n'est jamais heureux car l'œil est très sensible à de telles discontinuités. Il convient de traiter les profils en long des tabliers en raccordant les parties rectilignes par des arcs de parabole et de ne jamais passer brutalement d'un segment de droite à un arc de cercle.

Il convient d'éviter les profils en long concaves : ils donnent la fâcheuse impression que le tablier est en train de plier sous son poids propre ! Lorsqu'un tel profil en long ne peut être évité, le tablier doit être impérativement conçu de hauteur constante. Une autre situation délicate à traiter se présente lorsque l'on doit projeter un ouvrage très long avec des piles relativement courtes et situé dans un site sans relief. Il est préférable d'adopter un profil en long rectiligne pour s'accorder avec la caractéristique du site, mais il faut étudier avec beaucoup de soin le problème de l'évacuation des eaux de pluie (par exemple, en donnant à la chaussée un dévers approprié et en multipliant les gargouilles).

Il ne faut pas s'enfermer dans certaines règles issues de l'architecture classique : par exemple, un pont à nombre impair de travées n'est pas nécessairement plus esthétique qu'un pont à nombre pair de travées. Cependant, il convient de rechercher, selon le cas, la symétrie ou un rythme particulier. Par exemple, dans le cas d'une grande brèche franchissant plusieurs obstacles dont un majeur (un cours d'eau, par exemple), il s'avère souvent judicieux de franchir l'obstacle majeur par une grande travée (éventuellement de hauteur variable) encadrée par des travées plus courtes (de hauteur constante). La notion de rythme procure souvent de la satisfaction au regard, mais il faut absolument éviter toute exagération qui renverserait l'impression.

Pour le pont en arc de Trellins (fig. 3.20), dont on pourra remarquer les proportions harmonieuses, le concepteur a cherché à simplifier la structure en supprimant l'entretoise de

liaison prévue entre les deux fûts de la pile principale, au droit des culées de l'arc, car elle constituait un élément supplémentaire dans le système formé par l'arc, le tablier et les pilettes. De même, dans la disposition des pilettes entre l'arc et le tablier, il a préféré ne pas prévoir de pilette à la clé pour bien marquer l'absence de liaison et a donc projeté un nombre pair de pilettes.



Fig. 3.20 - Vue du pont en arc de Trellins (photo G. Forquet).

Citons, pour terminer, quelques problèmes parmi les plus ingrats à traiter. Le premier concerne les "piles-culées", c'est-à-dire les appuis situés à la jonction de deux ouvrages qui peuvent différer par le mode de construction ou même par la structure. Ce cas se présente, par exemple, lorsque les deux ouvrages constituent deux lots confiés à des entreprises différentes et franchissent des brèches de nature différente. Leur juxtaposition sans précaution peut conduire à une esthétique très discutable (fig. 3.21).

Il convient de respecter les principes suivants :

— donner, dans toute la mesure du possible, la même hauteur aux deux tabliers, même s'ils sont confectionnés à partir de matériaux différents (béton et acier, par exemple) ;



Fig. 3.21 - Juxtaposition de deux structures hétérogènes.

— éviter impérativement de raccorder deux travées de hauteur variable (la pile-culée apparaît comme une “béquille” destinée à soulager un ouvrage qui aurait du mal à se porter lui-même) ;



Fig. 3.22 - Pile-culée entre le viaduc et le pont de Gennevilliers (photo JAC).

- si l'une des deux travées est de hauteur variable, prévoir une partie de hauteur constante suffisamment longue pour que la pile-culée apparaisse comme un appui courant ;
- éventuellement traiter la pile-culée comme un ouvrage fonctionnel pour marquer la séparation entre les deux ouvrages (fig. 3.22).

Le second problème concerne l'unité de structure des ouvrages courants. Ainsi, la coexistence de murs en aile et de murs en retour donne un aspect peu satisfaisant (fig. 3.23), tout comme la dissymétrie flagrante d'un ouvrage "hybride" (fig. 3.24 et 3.25). Sur un tronçon routier ou autoroutier de caractéristiques géométriques hétérogènes, il est déconseillé de projeter des ouvrages de caractéristiques hétérogènes, c'est-à-dire les uns, par exemple, avec travées de rive sur talus et les autres avec culées apparentes (fig. 3.26 et 3.27).



Fig. 3.23 - Un déséquilibre certain entre les extrémités gauche et droite (photo SETRA).



Fig. 3.24 - Ouvrages disgracieux (photo Slater).



Fig. 3.25 - Ouvrages disgracieux (photo Slater).



Fig. 3.26 et 3.27 - La succession de ces deux types d'ouvrages sur un tronçon donné d'autoroute n'est pas souhaitable (photos SETRA).

3.3.4 La quatrième règle concerne la mise en valeur de l'intention structurale

Le fonctionnement statique apparent d'un ouvrage doit être intelligible, procurer une bonne impression de stabilité et tendre vers une grande simplicité. L'observateur a besoin de sentir intuitivement la fonction d'utilité de l'ouvrage et la forme qui en découle ; "la forme suit la fonction" pourrait-on dire pour cette règle. La forme de la structure porteuse, qui dépend du matériau, la descente de charges, les transferts d'efforts doivent paraître simples et clairs.

Par exemple, pour éviter l'aspect inesthétique de joints de reprise de bétonnage sur les colonnes très élancées d'une pile, l'ingénieur peut être tenté de masquer ces reprises par des faux joints, mais le profane aura l'impression que les colonnes sont réalisées avec des blocs de béton posés les uns sur les autres, alors qu'un empilement ne saurait assurer la stabilité. En masquant de cette manière la réalité, on commet une erreur sur le plan de l'aspect.

Dans un ouvrage, les parties composantes, éléments porteurs et éléments portés, doivent être nettement exprimées et la nature de leur liaison doit le plus souvent être affirmée ; par exemple, le mécanisme de la structure d'un pont à béquilles inclinées (fig. 3.28), avec articulation à la base est bien apparent.



Fig. 3.28 - Le mécanisme de la structure de ce pont est bien affirmé
(Autoroute A7) (photo SETRA).

3.3.5 La cinquième règle concerne l'intégration de la structure dans son environnement, qu'il s'agisse d'un site de campagne ou d'un site urbain

Le concepteur doit réfléchir à l'incidence qu'aura l'échelle de l'ouvrage sur le site, en imaginant notamment la manière dont l'ouvrage sera éclairé ; un petit ouvrage (quelques mètres)

passera plus ou moins inaperçu, tandis qu'un ouvrage important s'imposera d'autant plus que ses dimensions seront plus imposantes, jusqu'à devenir un élément majeur du site (par exemple, les grands ponts suspendus). Cette règle a une certaine incidence sur le choix de la structure, du matériau, de la couleur de l'ouvrage ou de ses équipements.

Les dimensions des constructions doivent aussi être à la mesure de l'homme : les formes lourdes et agressives angoissent l'observateur ; il faut donc impérativement les éviter. C'est pour cela que le projet doit être contrôlé de tous les points de vue que pourra prendre le futur observateur. Le dessin géométrique d'une élévation peut être très satisfaisant mais s'avère souvent insuffisant. Plusieurs perspectives en diagonale doivent être réalisées (de nos jours, les logiciels de conception assistée par ordinateur permettent facilement de les créer) car elles peuvent révéler des recouvrements inélégants. De plus il faut tenir compte de l'effet des ombres et de la lumière. Une dalle en large porte à faux plongera la poutre du pont dans l'ombre, celle-ci paraîtra plus légère, mais cette même ombre brisera tout l'effet de la courbure d'un arc. La construction de maquettes peut être utile pour l'appréciation des formes sous diverses perspectives dans le cas de grands ouvrages.

3.3.6 La dernière règle concerne l'aspect final des divers parements de l'ouvrage

Un bel ouvrage est, avant tout, un ouvrage dont l'exécution est soignée. Certes, une recherche architecturale poussée peut être complètement neutralisée si, avant la mise en service d'un pont, on installe, par exemple, un grillage de grande hauteur pour prévenir la chute de colis depuis le tablier. Mais l'intégration dans l'environnement d'un pont dépend largement du choix des matériaux de construction et de la texture des surfaces. Par exemple, des surfaces rugueuses sont bien adaptées aux piles et aux culées alors qu'une texture lisse convient mieux aux corniches, aux poutres et aux colonnes élancées. De même, en règle générale, une surface mate est plus appréciée qu'une surface brillante.

En plus de la texture, la couleur du parement est un élément essentiel de l'effet esthétique global que présentera l'ouvrage lorsqu'il sera réalisé ; les différents types de matériaux ou de composants permettront de jouer sur cet effet.

Au cours de la mise au point du projet, le concepteur devra également toujours penser à l'exécution et éviter des dispositions irréalistes ; dans le cas d'un ouvrage en béton, il ne devra pas prévoir des formes trop complexes ou délicates à coffrer et à démouler sans être sûr que l'aspect final correspondra à son attente. La fig. 3.29 montre une pile d'un aspect satisfaisant, mais dont la forme, qui présente des intersections peu marquées, a nécessité un grand soin à l'exécution.

Le projeteur doit aussi penser aux détails dont l'oubli pourrait nuire à l'aspect final de l'ouvrage, notamment à tout ce qui concerne l'étanchéité et l'évacuation des eaux (fig. 3.30).



Fig. 3.29 - Une forme de pile qui exige un soin particulier à l'exécution (photo SETRA).



Fig. 3.30 - Conséquences d'un défaut d'étanchéité (photo SETRA).

La beauté n'ayant besoin d'aucun ornement et se suffisant à elle-même, un ouvrage gagne à être sobre ; toutefois, l'ornement (parements ouvragés, corniches, garde-corps spéciaux, etc.) peut intervenir pour agrémenter (fig. 3.31 et 3.32) et parfois souligner l'architecture (fig. 3.33), à condition d'être à l'échelle de l'ouvrage (fig. 3.34), mais il doit alors être prévu dès l'avant-projet.



Fig. 3.31 - Un petit ouvrage particulièrement réussi (photo SETRA).



Fig. 3.32 - Animation d'un mur (pénétrante nord de Clermont-Ferrand) (photo A.B.G.).



Fig. 3.33 - Quand l'ornement souligne l'architecture (Autoroute A15) (photo SETRA).



Fig. 3.34 - Ouvrage sur l'autoroute A61 - L'ornement et les équipements ne sont pas à l'échelle de l'ouvrage (photo SETRA).

Il ne s'agit pas de croire que la simple application des quelques principes exposés ci-dessus assurera automatiquement la qualité esthétique du projet et, dans tous les cas, le concepteur devra faire preuve de fantaisie, d'intuition, de créativité ainsi que de goût pour les formes et la beauté.

Néanmoins, ces règles constituent un point de départ, elles permettent un contrôle critique des ébauches, en rendant attentif aux erreurs de conception. Elles peuvent dans certains cas, être incompatibles entre elles et il est alors nécessaire de faire une optimisation en fonction du caractère du site et de l'ouvrage à construire. Il est d'autre part clair qu'il n'y a pas, pour

du caractère du site et de l'ouvrage à construire. Il est d'autre part clair qu'il n'y a pas, pour un problème donné, une solution imposée par l'esthétique, il y a surtout des erreurs à éviter.

Certains pensent, parfois à juste titre, qu'une recherche architecturale poussée coûte cher. En fait, un pont agréable d'aspect n'est pas nécessairement plus cher qu'un pont d'aspect médiocre et, souvent, l'ingénieur pourra obtenir une amélioration sensible de la qualité esthétique pour un supplément de coût très faible, voire pour un coût identique ; parfois il pourra accepter un coût plus élevé si l'ouvrage entre dans la catégorie des ponts sur lesquels on veut attirer l'attention.

3.3.7 Aspects techniques particuliers des parements en béton

3.3.7.1 La qualité des parements

Le fascicule n° 65-A du CCTG (*Exécution des ouvrages en béton armé ou en béton pré-tensionné par post-tension*), transmis par décret n° 92-72 du 16 janvier 1992, consacre un long chapitre aux parements et autres surfaces coffrées. Son article 55, relatif à l'assurance de la qualité pour les parements et les coffrages, spécifie la méthodologie à adopter et donne des conseils pratiques, sinon pour obtenir un résultat correct, du moins pour éviter un aspect désastreux (fig. 3.35).



Fig. 3.35 - Qualité de parement défectueuse (photo SETRA).

Attirons seulement l'attention sur l'importance du respect des enrobages minimaux pour les armatures proches des surfaces coffrées. Beaucoup de parements vieillissent mal parce que les armatures, insuffisamment protégées, se corrodent et font éclater le béton de peau du fait de leur gonflement. Les règles BAEL et BPEL prescrivent un enrobage minimal de 3 cm pour toutes les surfaces soumises à des actions agressives, des intempéries ou des condensations, et un enrobage minimal de 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux brouillards salins.

3.3.7.2 L'animation des parements

Certaines grandes surfaces en béton brutes de décoffrage sont souvent d'aspect sévère, même si la qualité de leur uni et de leur teinte est satisfaisante. Il s'agit, par exemple, des murs de soutènement ou même des piles-voiles de ponts-dalles très larges. Pour atténuer cette sévérité et faire passer au second rang les inévitables irrégularités, on recourt volontiers — et ce, dès le stade de la conception — à diverses méthodes allant du traitement de surface (mise à nu des granulats, par exemple) à la conception de formes plus ou moins sophistiquées (notamment pour les piles d'ouvrages courants). L'animation des parements consiste à les doter de motifs décoratifs en creux ou en relief. Lorsqu'elle est bien conçue, elle donne des résultats souvent intéressants (fig. 3.36). Il convient cependant de ne pas oublier que les détails de la décoration ne doivent pas être trop fins : ils doivent être à l'échelle de l'automobiliste se déplaçant à une certaine vitesse. En particulier, les rainures doivent avoir une largeur de l'ordre de 10 cm et une profondeur de l'ordre de 5 cm si leur fonction est de créer des jeux d'ombre et de lumière et si l'on veut que ces jeux subsistent même lorsque les parements seront ternis par la pollution atmosphérique. Bien évidemment, ces rainures entraînent une adaptation du ferrailage de peau qui n'est pas gratuite.



Fig. 3.36 - Mur de grande longueur (usines Michelin à Clermont-Ferrand). L'animation des parements atténue la longueur du mur et donne un rythme à la structure (photo A.B.-G.).

Rappelons qu'un rainurage vertical donne une impression d'élanement tandis qu'un rainurage horizontal accentue plutôt l'impression de massivité d'un élément.

Indiquons enfin qu'une étude architecturale de détail trop poussée est parfois superflue en milieu urbain, notamment au niveau des appuis. En effet, dans de nombreux cas, la lutte contre l'affichage sauvage a conduit les autorités locales à entourer d'un grillage des piles

à la décoration très travaillée, ce qui ne correspond évidemment pas à l'intention initiale de l'architecte.

3.3.7.3 La couleur des parements

Les variations de teinte du béton sont particulièrement disgracieuses. Les risques sont accentués lorsque, par exemple, on fait appel à deux fabricants différents de béton prêt à l'emploi et que les gâchées de béton alternent d'un fournisseur à l'autre (fig. 3.37). Mais même lorsque tout le béton provient d'une même centrale, des variations de teinte sont possibles. Lorsque le résultat est catastrophique, il reste la possibilité de peindre l'ouvrage dans une couleur appropriée. C'est une opération qui est relativement onéreuse mais qui constitue une bonne solution dans les situations "désespérées".



Fig. 3.37 - Les gâchées de béton n'avaient pas la même provenance (photo SETRA).

En site urbain ou suburbain, une tendance récente se développe consistant à peindre les surfaces à l'aide de peintures spéciales anti-graffiti. Ces peintures sont très onéreuses, mais facilitent grandement l'entretien des ouvrages exposés aux dégradations.

3.4 - LA PRÉOCCUPATION ESTHÉTIQUE DANS LA DÉMARCHE DU PROJETEUR

Qu'il s'agisse de petits ou grands ouvrages la démarche du concepteur peut être décomposée en trois phases.

En première phase, le projeteur doit recenser le maximum de données concernant l'ouvrage futur et son environnement. Les données naturelles énumérées au chapitre 2 sont à com-

pléter en fonction des préoccupations esthétiques. Le projeteur s'intéressera à la nature du site dans lequel l'ouvrage sera implanté (urbain, rural, montagneux, en plaine...), et aux conditions dans lesquelles celui-ci sera vu. En effet, deux ouvrages semblables et de mêmes dimensions n'auront pas la même apparence suivant qu'ils seront construits au sein d'une ville industrielle ou en rase campagne. Il est donc indispensable que l'auteur du projet connaisse les composantes du site : route, rivière, canal, chemin de fer, végétation, couleur et style des constructions, luminosité, morphologie du relief, présence de falaises ou de remblais..., sans oublier de noter l'orientation de l'ouvrage qui déterminera la manière dont il sera éclairé. De plus, l'aspect de l'ouvrage doit être étudié à partir des points de vue réels les plus importants, qui peuvent être plus ou moins éloignés.

Dans le cas d'ouvrages hors agglomération, le point de vue à considérer est celui des automobilistes circulant au niveau inférieur ; quant aux ouvrages urbains, il y a lieu d'envisager des points de vue variés. Il est également indispensable de savoir comment l'observateur verra l'ouvrage : un automobiliste passant sous un ouvrage et roulant à 130 km¹ (cas par exemple, d'un passage supérieur sur une route en rase campagne) verra l'ouvrage d'assez loin et observera surtout la silhouette, les proportions, la forme générale et la couleur ; par contre, en milieu urbain, l'automobiliste roulant lentement, le piéton et le riverain auront l'occasion, quand ils côtoieront et verront la structure, de remarquer les détails constitutifs, les parements, les défauts qui résulteront d'un mauvais entretien, etc.

C'est dans un souci d'objectivité que l'analyse des données relatives au site s'appuiera sur des photographies prises des points de vue définis au préalable. A partir de l'ensemble des données concernant l'ouvrage futur et son environnement, il s'agit pour le projeteur de définir une forme générale qui soit en harmonie avec l'environnement : c'est ce que nous appellerons l'intention esthétique. Cette forme générale sera obtenue en jouant sur les portées et le nombre des travées, leurs proportions, la forme du tablier, celle des appuis, la présence éventuelle de culées apparentes ...

Pour un ouvrage courant banal, l'ingénieur pourra en général concevoir seul un ouvrage d'aspect correct en respectant les règles de l'art. Par contre, l'architecte doit être associé à l'élaboration du projet dès la première phase des études lorsque les contraintes de l'ouvrage se compliquent ou lorsque l'ouvrage est classé non courant.

Les données fonctionnelles qui dépendent du tracé routier ne peuvent en général pas être modifiées mais il est souhaitable de les adapter pour rendre l'ouvrage plus agréable d'aspect. Par exemple en terrain plat, la courbure verticale d'un passage supérieur par dessus une autoroute devrait se poursuivre jusqu'aux rampes d'accès de l'ouvrage. Il est aussi souhaitable, pour des ponts enjambant des rivières en plaine, de prolonger cette convexité sur toute la longueur du pont, quitte à ce qu'il en résulte de grands rayons (fig. 3.38).

De même, bien qu'il soit préférable, pour des raisons techniques, esthétiques et économiques de diminuer au maximum le biais des ouvrages, lorsque le projeteur aura malgré tout à pré-

Fig. 3.39 - Un pont droit et un pont biais, identiques en élévation, ne le sont pas en perspective.

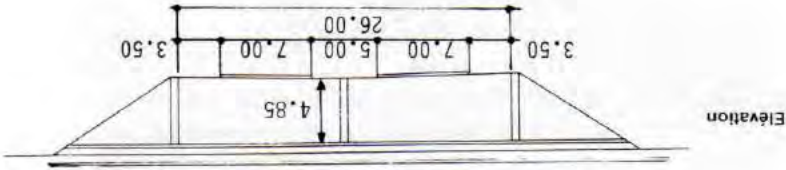
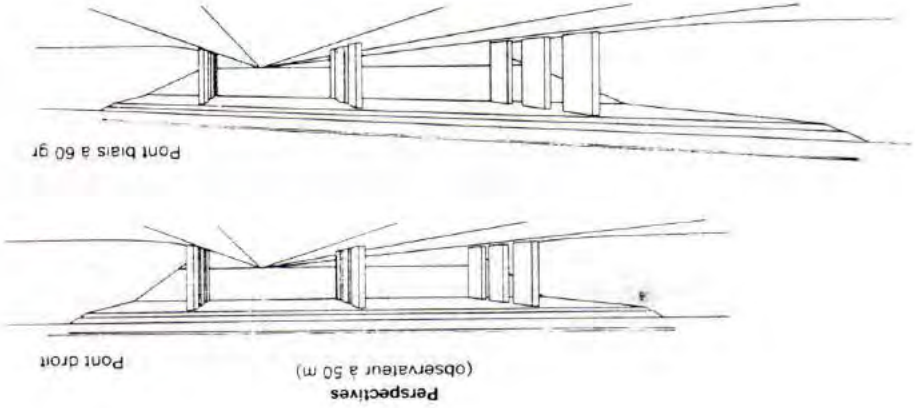
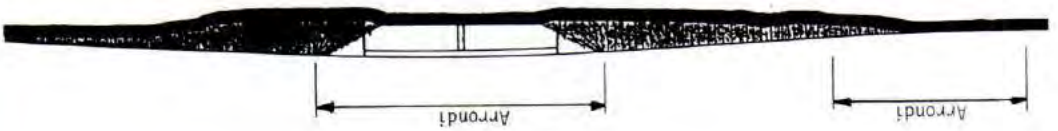
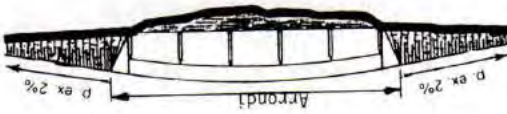


Fig. 3.38



voir un ouvrage biais, il devra disposer tous ses éléments construits transversaux (piles, culées, lignes d'appui, pièces de pont...) parallèlement à la direction principale de l'obstacle franchi ; on respecte ainsi le principe d'ordre indiqué en 3.3 en réduisant au maximum le nombre de directions dans les lignes de l'ouvrage.

En deuxième phase, le projeteur doit inventorier les différents types de structures techniquement envisageables (en fonction des contraintes recensées en première phase), puis choisir celle qui répond le mieux à l'intention esthétique définie en liaison avec l'architecte.

Afin de mieux percevoir les solutions envisageables, le projeteur peut faire appel aux techniques d'approche visuelle telles que perspectives, photomontages ou même maquettes : ces techniques qui sont d'une très grande aide pour le projeteur, permettent de juger les volumes et les formes qui peuvent difficilement être appréhendés par le dessin courant à base de plans, élévations et coupes, car on voit presque toujours un ouvrage dans ses trois dimensions.

Les vues en perspective, élaborées à partir des points de vue d'où l'ouvrage pourra être regardé, permettent d'imaginer l'ouvrage tel qu'il apparaîtra en réalité ; le simple examen de vues en perspective suffit en effet pour se rendre compte, par exemple, qu'un pont droit et un pont biais identiques en élévation présentent un aspect très différent lorsqu'ils sont vus dans leurs trois dimensions (fig. 3.39), que les lignes d'appuis même peu nombreuses peuvent se transformer en une forêt enchevêtrée de poteaux (fig. 3.40) ou qu'une pile en retrait au droit d'un gousset peut procurer un effet désagréable suivant le point de vue (fig. 3.41).



Fig. 3.40 - Enchevêtrement de poteaux (photo SETRA)

Toutefois, il est indispensable que ces vues perspectives ne soient pas effectuées de manière arbitraire ou fantaisiste : une perspective dessinée à main levée ou de manière un peu arrangeante, ou encore à partir de points de vue non réels, risquerait d'induire en erreur le projeteur.



Fig. 3.41 - Effet désagréable : pile en retrait au droit du gousset (photo SETRA).

Le concepteur peut aussi avoir recours aux techniques de photomontage, consistant à superposer une vue en perspective de l'ouvrage et une photographie du site, en veillant à ce que les points de vue soient les mêmes, faire construire une maquette, surtout pour des grands ouvrages pour lesquels élus et riverains apprécieront d'en avoir une vision plus représentative, ou encore utiliser les techniques les plus modernes de l'informatique permettant d'obtenir, par image de synthèse, des rendus réalistes facilitant le jugement de la qualité architecturale d'un ouvrage.

Une fois le choix de l'ouvrage fait, la troisième phase de la démarche du projeteur consiste à étudier la forme et les détails des différents éléments de la structure et la mise en proportion et l'harmonisation de ces éléments les uns par rapport aux autres en s'inspirant des règles énoncées au paragraphe 3.3, en appliquant les principes techniques présentés dans les chapitres suivants et en laissant jouer son esprit créatif.



CHAPITRE 4

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint

La préfabrication des ouvrages en béton présente de nombreux avantages.

Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudages ; les conditions du contrôle, en particulier, sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la résistance du béton escomptée à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rebuter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou un renforcement coûteux.

En second lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis ; l'on peut également disposer d'un équipement fixe de vibration, de traitement thermique, etc., éléments qui contribuent également à une amélioration de la qualité.

De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage ; en effet, la fabrication des poutres peut être entreprise en même temps que la construction des appuis, pourvu que l'on dispose d'une aire de stockage suffisante.

D'une façon générale, l'application de la préfabrication aux ponts peut être envisagée soit par un découpage transversal, sous forme de voussoirs, soit par un découpage longitudinal, sous forme de poutres ; c'est ce dernier aspect qui fait l'objet du présent chapitre.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand ; en effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés.

Il faut enfin noter, à l'actif de cette conception, une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts : les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, et ceux que l'on a pu constater étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception. En particulier, les câbles de précontrainte furent parfois très mal injectés (lorsqu'ils l'étaient !) dans les premiers ponts à poutres et baignèrent dans l'eau en permanence pendant de nombreuses années.

En conclusion, les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint peuvent, à prix égal, être préférés à d'autres types d'ouvrages hyperstatiques, puisqu'ils présentent un moindre risque technique.

Première partie

LES PONTS A POUTRES PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION

4.1 - CONCEPTION GÉNÉRALE D'UN TABLIER A POUTRES PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

4.1.1 Morphologie usuelle

Les poutres sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui : ces dernières assurent la reprise des moments d'encastrement en torsion des poutres et permettent le relevage du tablier à l'aide de vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui. Les entretoises intermédiaires, qui, dans les premiers ouvrages de ce type, étaient disposées traditionnellement au milieu et aux quarts des portées, ne sont plus de mise depuis longtemps. Conférant au tablier l'indéformabilité de ses sections droites, elles autorisaient l'emploi de méthodes

de calcul relativement simples (méthode dite des entretoises rigides). Mais elles étaient d'une réalisation très difficile, car elles exigeaient la mise en place et la dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, et la fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente compliquait sérieusement leur confection. De plus, la présence des entretoises intermédiaires engendrait dans la dalle sous chaussée des moments fléchissants négatifs, ce qui se traduisait par un accroissement de la section des armatures

Les entretoises sur appuis restent toujours indispensables ; leur conception et leur dimensionnement doivent satisfaire plusieurs exigences particulières que nous examinerons plus loin.

4.1.2 Principes de conception de la section transversale

Par le passé, la section transversale des ponts à poutres a fait l'objet de conceptions variées. De nos jours, elle relève principalement de deux conceptions, comme indiqué sur les dessins de la figure 4.1.

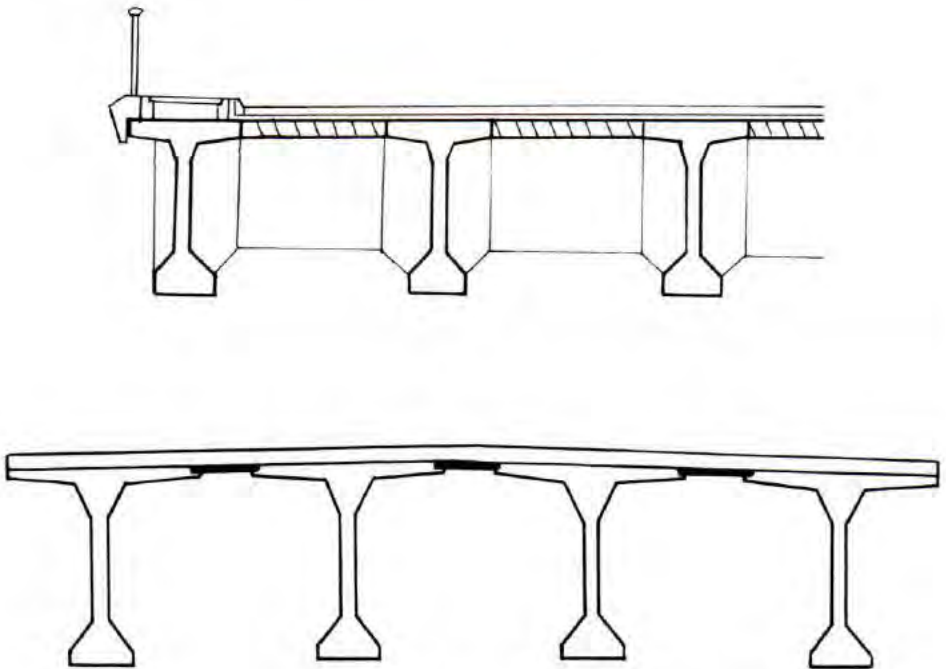


Fig. 4.1 - Coupes transversales schématiques.

La première consiste à préfabriquer entièrement les poutres dans leur section complète, avec seulement des tronçons de dalles de raccordement coulés en place entre les poutres et des joints verticaux. La deuxième consiste à préfabriquer les poutres avec des tables de compression d'épaisseur réduite et à couler la dalle sous chaussée sur toute sa largeur ; les joints de reprise sont horizontaux, situés au niveau du plan de contact entre la dalle et la table de compression des poutres.

La première solution présente, par rapport à la seconde, à la fois des inconvénients et des avantages. Pour ce qui est des inconvénients, elle exige tout d'abord que les flèches des poutres soient égales, alors que le bétonnage d'un hourdis en place permet de rattraper quelques différences, au prix d'une surépaisseur au droit des poutres les plus basses. En outre, les joints longitudinaux entre les parties du hourdis coulées en place et les membrures des poutres requièrent des armatures transversales en attente qui compliquent le coffrage des poutres et augmentent leur encombrement, ou, mieux, une précontrainte transversale assez onéreuse. Quel que soit le mode d'assemblage choisi, les joints longitudinaux, s'ils ne sont pas réalisés avec soin, peuvent être le siège de fissurations susceptibles de mettre en jeu la durabilité du tablier. Enfin, la fixation de dispositifs de retenue en bordure des encorbellements latéraux des poutres de rive nécessite une étude soignée du ferrailage assurant la reprise des efforts qu'ils sont susceptibles de leur transmettre.

En revanche, la préfabrication des poutres sur toute leur hauteur (deuxième solution) présente d'incontestables avantages : réduction de la quantité de béton coulé en place, meilleure stabilité des poutres lors du stockage ou en cours de pose (les dispositions constructives sont examinées plus loin), et, dans une certaine mesure, meilleure garantie de résistance.

En conclusion, les deux conceptions sont possibles et présentent, chacune, des avantages et des inconvénients. Mais, la mise en œuvre d'une précontrainte transversale étant onéreuse, l'adoption de la première avec des tronçons de dalles simplement armées suppose une exécution très soignée.

4.1.3 Principes de conception de la section des poutres

Pour des portées faibles ou moyennes, la section des poutres peut être rectangulaire ou légèrement trapézoïdale : la simplicité des coffrages compense largement l'augmentation de matière par rapport à des poutres de section optimisée. Dès que la longueur des poutres dépasse 12 à 15 m, le poids devient prohibitif, et il s'impose de réaliser les poutres à talons.

Signalons le cas particulier du pont Houphouët-Boigny à Abidjan (Côte-d'Ivoire), dont la structure porteuse est constituée de deux caissons en béton précontraint. Avec des travées isostatiques de 46,50 m, cet ouvrage assure, sur une longueur totale de 372 m, le passage d'une chaussée en partie supérieure de 14 m de largeur, et de deux voies ferrées disposées à l'intérieur des poutres caissons préfabriquées, de 5,76 m de hauteur et d'un poids unitaire de 800 t environ.

4.1.4 Nombre des poutres en section transversale

Le nombre et l'espacement des poutres en section transversale résultent d'une optimisation entre des poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées ; la tendance actuelle correspond à une distance entre axes comprise entre 2,50 et 3,50 m environ (4 m dans des cas exceptionnels) ; la dalle sous chaussée présente alors une épaisseur allant de 18 à 20 cm.

Lorsque les poutres sont préfabriquées sur toute leur hauteur, il faut également choisir a priori la largeur du hourdis à couler en place entre les poutres.

Remarquons, tout d'abord, que la table supérieure des poutres a un rôle mécanique mineur en situation de service, la dalle sous chaussée étant pratiquement toujours largement suffisante pour absorber les efforts de compression dus à la flexion générale. Certes, elle permet de réduire la portée du coffrage de la dalle coulée en place, mais elle assure surtout la stabilité des poutres en phase provisoire vis-à-vis du déversement latéral. A ce sujet, nous renvoyons le lecteur à l'excellent article de P. Lebelle, publié dans le bulletin de septembre 1959 des *Annales de l'ITBTP*. Dans cet article, l'auteur traite en détail de la sécurité au déversement latéral des poutres en fonction des différentes conditions de leur encastrement et pour les diverses phases de manipulation dont elles font l'objet. D'une façon générale, la charge critique uniformément répartie sur la portée L d'une poutre est de la forme :

$$q_{cr} = k \frac{\sqrt{EI_t \cdot GK}}{L^3}$$

où I_t est le moment d'inertie de flexion de la poutre par rapport à son axe principal vertical,

K est son moment d'inertie de torsion, $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \cong 0,4 G$ et k est un coefficient

dépendant des conditions de liaison de la poutre en ses extrémités. Par exemple, pour une poutre de section rectangulaire encastree en torsion, $k = 28,4$. Il faut, bien évidemment, que la densité de poids propre q soit inférieure à la densité critique et P. Lebelle conseille de s'assurer, par exemple en situation de stockage, que :

$$q < \frac{q_{cr}}{2,5}$$

Dans la pratique, pour les poutres construites sur toute leur hauteur h, il semble prudent de donner à la membrure une largeur qui ne soit pas inférieure à 0,6 h.

Par ailleurs, et surtout dans le cas où le hourdis supérieur n'est pas précontraint transversalement, il est nécessaire de prévoir une largeur suffisante pour que le recouvrement des armatures de la dalle soit mécaniquement satisfaisant.

Pour déterminer le nombre de poutres, il convient de les prédimensionner sur la base des indications explicitées au paragraphe suivant, en tenant compte des considérations suivantes :

- si l'ouvrage est rectiligne, il est préférable de disposer les poutres de rive de telle sorte que le bord de la table supérieure coïncide avec le bord de la dalle sous chaussée (pour éviter un coffrage peu rentable compte tenu de sa dimension transversale) ;
- la position des poutres de rive doit également être examinée en relation avec la position des dispositifs d'évacuation de l'eau. Ces dispositifs devront, bien évidemment, être suffisamment éloignés (vers l'extérieur ou l'intérieur) de l'axe des poutres où sont ancrés les câbles de précontrainte.

4.2 - LE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Une fois effectués les choix fondamentaux de la conception, dictés, comme nous l'avons vu, à la fois par les conditions locales et par l'expérience d'ouvrages similaires, il reste à déterminer les principales cotes de coffrage des poutres. Nous donnons, ci-après quelques indications sur le dégrossissage d'une section.

4.2.1 Hauteur des poutres

La hauteur des poutres est un paramètre important ; les considérations qui permettent de la fixer sont les suivantes.

- Il y a souvent intérêt à réaliser une faible épaisseur de tablier, pour mieux dégager le gabarit de la voie franchie ; c'est notamment le cas pour les ouvrages urbains.
- Si leur hauteur est trop grande, les poutres préfabriquées, lorsqu'elles ne sont pas encore solidarisées, risquent de manquer de stabilité, et de présenter, en particulier, une trop grande prise au vent.
- En revanche, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

C'est pourquoi, on considère généralement que l'élançement optimal $\frac{L}{h}$, égal au

rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres, se situe entre 16 et 17 en l'absence de contraintes particulières. On rappelle que la portée d'une poutre (ou d'une travée) est la distance séparant les axes des appareils (ou des files) d'appui ; cette distance est inférieure à la longueur réelle des poutres (fig. 4.2).

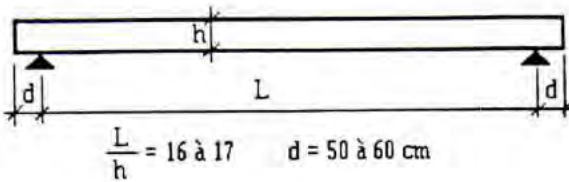


Fig. 4.2

Ces valeurs s'entendent pour des poutres confectionnées à partir d'un béton traditionnel B35, c'est-à-dire offrant une résistance caractéristique de 35 MPa à 28 jours, réalisé avec un ciment de type CPA dosé à 400 kg/m³. Le recours à des bétons à hautes performances, présentant une résistance caractéristique à 28 jours de l'ordre de 50 à 60 MPa est possible. L'emploi d'un béton à hautes performances ne présente guère d'intérêt s'il s'agit de réduire la hauteur des poutres (bien que des élancements de 1/20 à 1/22 soient facilement réalisables), car cette réduction entraîne une augmentation de l'effort de précontrainte et un renforcement des talons. Il est, par contre, intéressant s'il permet de réduire le nombre des poutres pour une quantité d'aciers de précontrainte équivalente à celle mise en œuvre dans le cas d'un béton traditionnel. De plus, en atmosphère agressive, le béton à hautes performances garantit à l'ouvrage une meilleure durabilité.

4.2.2 Principales caractéristiques des sections

Pour un dégrossissage de la section des poutres, il est nécessaire de connaître un ordre de grandeur des actions : charge permanente et charges d'exploitation.

La charge permanente comprend le poids propre du tablier en béton et le poids des superstructures. Le premier peut être estimé à partir de la valeur de son épaisseur équivalente, déduite de statistiques portant sur les ouvrages réels : 55 cm, par exemple, pour une portée de l'ordre de 35 m. Cette épaisseur équivalente est égale à l'épaisseur d'une dalle fictive dont la section présenterait la même largeur et la même aire que le tablier à poutres considéré. Le poids des superstructures est facile à évaluer et à affecter aux différentes poutres.

La répartition transversale des effets des charges d'exploitation, fonction de l'entretoisement des poutres, doit être soigneusement étudiée. Dans le cas d'un tablier sans entretoises intermédiaires et avec les charges normales du règlement français actuel, les poutres les plus chargées sont les poutres centrales. Une première estimation de la charge maximale que doit supporter une poutre centrale peut être obtenue en majorant de 20 % le quotient de la charge totale par le nombre de poutres.

Le dimensionnement s'effectue normalement à partir de la section à mi-travée. La poutre comprend essentiellement trois parties :

— la membrure supérieure formée par le hourdis sous chaussée ; son épaisseur est fixée par les conditions de flexion et de résistance au poinçonnement de la dalle sous les charges locales ; elle est généralement surabondante du point de vue de la flexion d'ensemble du tablier ;

— le talon, dont les dimensions sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontrainte ;

— l'âme qui, à mi-travée, doit être mince afin que le rendement mécanique de la section soit satisfaisant, et dont la largeur nécessaire à l'appui est obtenue par des goussets horizontaux. On rappelle que le rendement mécanique d'une section est défini par le rapport

$$\rho = \frac{4I}{Ah^2},$$

I désignant son moment d'inertie par rapport à un axe horizontal passant par son centre de gravité, A son aire et h sa hauteur. Il serait égal à 1 pour une section symétrique dont toute la matière serait concentrée au droit des fibres extrêmes ; pour une poutre habituelle, ρ est voisin de 0,6.

4.2.2.1 La membrure supérieure

Le dimensionnement de la membrure supérieure résulte d'une optimisation faisant intervenir le nombre de poutres, tenant compte des problèmes de stabilité vis-à-vis du déversement latéral et de la conception de la dalle sous chaussée : hourdis général ou hourdis intermédiaire. La question de l'instabilité par déversement latéral a déjà été évoquée. Intéressons-nous à l'incidence de la conception de la dalle sous chaussée.

Pour un tablier à hourdis intermédiaire, nous avons vu qu'une largeur minimale de membrure égale à 0,6 fois la hauteur des poutres constituait une bonne base de départ.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus. Ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres (amiante-ciment etc.) ou en béton armé. Les premières sont normalement employées lorsque la portée entre appuis sur les poutres est inférieure ou égale à 80 cm ; leur épaisseur est alors de l'ordre de 25 mm. Les secondes, encore appelées prédalles, sont employées pour de plus grandes portées. Elles peuvent être participantes ou non. Les dalles participantes disposent d'un ferrailage en attente approprié, permettant de les solidariser à la dalle coulée en place : si certaines dispositions techniques sont respectées, on admet qu'elles participent à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier. Qu'elles soient participantes ou non, les prédalles doivent avoir une épaisseur suffisante. En effet, elles sont amenées à supporter les efforts dus au poids du béton frais et, comme elles restent à demeure dans l'ouvrage, elles doivent présenter un aspect et une durabilité satisfaisants. Enfin, elles doivent être correctement liées au hourdis coulé en place afin d'éviter la chute de tout ou partie d'un élément pendant la durée de vie du pont. Leurs dimensions (notamment l'épaisseur) et leur ferrailage doivent

être étudiés en conséquence. Dans l'hypothèse d'un site correspondant à une fissuration préjudiciable, leur épaisseur minimale est de 5 cm et l'enrobage minimal en intrados des armatures porteuses vaut 2 cm.

En règle générale, la portée des dalles de coffrage perdu est comprise entre 0,60 et 1m. Il en résulte que la largeur des tables de compression des poutres peut varier de 1,80 à 2,80 m selon leur hauteur, et donc selon leur portée.

Les prédalles s'appuient aux extrémités des ailes des poutres, dans des feuillures de 5 à 6 cm de largeur et de 2 à 3 cm d'épaisseur. Ainsi, pour d'évidents problèmes de résistance, l'épaisseur à l'extrémité des ailes des membrures doit être de l'ordre de 8 à 10 cm.

4.2.2.2 Les talons

L'aire de la section du talon est principalement déterminée par les conditions d'état-limite de service. Selon les règles BPEL, la contrainte de compression du béton en fibre inférieure de la poutre ne doit pas excéder une limite égale à $0,55 f_{cj}$ sous la charge permanente lorsque j est inférieur ou égal à 3 jours. Si l'on admet, à titre de simplification, que cette contrainte doit rester sensiblement positive sous l'action des charges maximales et que le bras de levier du couple élastique dans la poutre est de l'ordre de $0,8 h$, on voit qu'un ordre de grandeur de l'aire A_t du talon, peut être obtenu par la formule :

$$0,55 f_{cj} \cdot A_t = \frac{M_q}{0,8 h}$$

M_q désignant le moment fléchissant à mi-portée sous les charges d'exploitation.

La largeur des talons dépend de l'élanement des poutres, mais elle est pratiquement insensible à leur portée. Pour des poutres élanées au 1/17, elle varie de 60 à 90 cm lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2,50 à 4 m.

Il est indiqué d'incliner les faces supérieures du talon d'un angle compris entre 45° et $\text{Arctg}(3/2) \cong 56^\circ$, de façon à faciliter le bétonnage.

4.2.2.3 Épaisseur des âmes

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires : si, comme c'est l'usage, des câbles de précontrainte sont relevés dans l'âme, sa largeur doit être au moins égale à trois fois le diamètre du conduit ; il importe d'autre part de connaître à l'avance les conditions de la mise en place du béton. Lorsque les poutres sont fabriquées dans des coffrages métalliques permettant la vibration externe, il est possible de donner aux âmes une épaisseur réduite, de l'ordre de 21 à 24 cm (on a réalisé, dans les années 50, nombre d'ouvrages dont les poutres n'avaient qu'une épaisseur d'âme de 16 cm). En revanche, lorsque l'on doit recourir à la pervibration, il est nécessaire de ménager le passage de l'aiguille vibrante, ce qui implique une épaisseur de l'ordre de 30 à 35 cm.

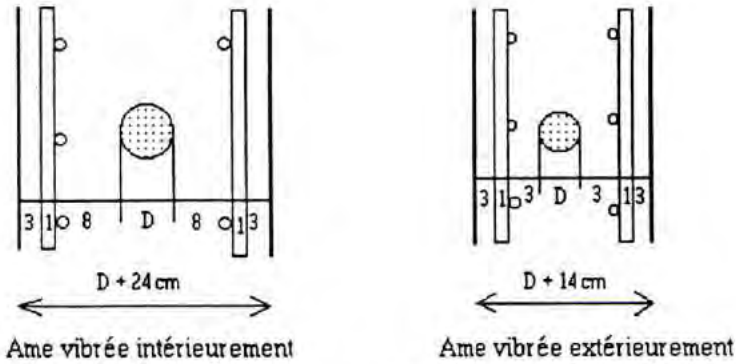
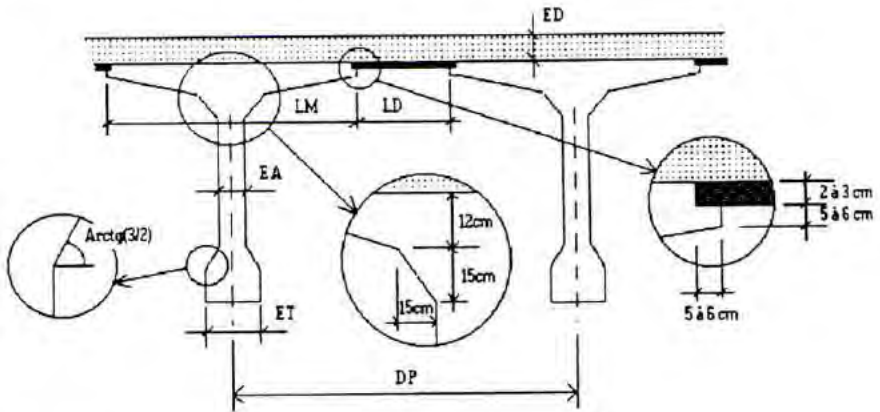


Fig. 4.3

Rappelons que les règles BPEL imposent un enrobage minimal de 3 cm pour les parois coffrées exposées aux intempéries ou susceptibles de l'être, exposées aux condensations, ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (l'enrobage de 5 cm est toujours valable pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive). L'ensemble des dispositions énumérées dans ce paragraphe sont résumées sur le dessin de la fig. 4.4.



- DP = Distance entre poutres (2,50 à 3,50 m dans les cas usuels)
- LM = Largeur de membrure (1,80 à 2,80 m)
- LD = Largeur de dalle (60 à 100 cm)
- EA = Epaisseur d'âme (30 à 35 cm si coffrage bois, 21 à 24 cm si coffrage métallique)
- ET = Epaisseur du talon (60 à 90 cm)
- ED = Epaisseur de la dalle (18 à 20 cm)

4.2.3 La détermination de l'effort de précontrainte et les différentes étapes de calcul

Une fois la section ainsi dégrossie, il reste à déterminer la force de précontrainte à mi-travée. Avec les élancements usuels, la section est en général sur-critique et le point de passage de l'effort de précontrainte doit être situé le plus bas possible dans le talon. L'excentrement e est alors connu approximativement, et la force de précontrainte est déterminée par la condition de contrainte de compression minimale sous la charge maximale, au niveau de la fibre inférieure. La force totale de précontrainte peut être évaluée par la formule suivante, due à J. Fauchart :

$$P = 3,5 \cdot \frac{d \cdot L^2}{h} \quad (\text{en KN})$$

où d est la distance entre les axes de deux poutres consécutives. Pour $L/h = 17$, elle conduit à :

$$P = 60 \cdot L \cdot d \quad (\text{en KN})$$

Le type d'unité de précontrainte étant choisi, ces formules permettent de fixer le nombre de câbles nécessaires et d'ajuster la géométrie du talon des poutres compte tenu de leur encombrement. On peut alors calculer avec précision les caractéristiques mécaniques de la section, sans omettre de déduire la section des conduits des armatures de précontrainte (section nette) et en tenant compte de la largeur participante des tables des poutres en T (Article 5.4 des règles BPEL). La répartition transversale des efforts entre les poutres du tablier étant déterminée, on décompose la force de précontrainte en une force de première phase (mise en tension sur le banc de préfabrication) et une force de deuxième phase, après réalisation de toute la structure. On vérifie alors les contraintes dans la poutre seule, sous la précontrainte initiale, et en tenant compte de son poids réel, puis on procède aux calculs et vérifications classiques vis-à-vis des différents états-limites à considérer. On notera que le dimensionnement des tabliers à poutres est généralement conditionné par la condition d'état-limite de service. Cependant, même si la vérification à l'état-limite ultime de résistance n'est pas déterminante, elle peut néanmoins l'être pour la section des armatures passives.

Au voisinage des extrémités, la résistance à l'effort tranchant est assurée par une surépaisseur de l'âme, croissant linéairement depuis le quart environ de la portée, jusqu'à l'about. L'épaisseur totale de l'âme aux extrémités des poutres est généralement égale à 30 cm pour les poutres confectionnées dans un moule métallique à vibration externe. De plus, les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant sont partiellement compensées par celles dues à la composante verticale de l'effort des câbles de précontrainte relevés dans l'âme.

Le tracé optimum de la précontrainte voudrait que les contraintes de cisaillement soient dues

à un effort tranchant résultant variant entre $-\frac{V_Q}{2}$ et $+\frac{V_Q}{2}$, V_Q étant l'effort

tranchant dû à la charge d'exploitation. Ceci impliquerait que la composante verticale de l'effort de précontrainte soit égale à $-\left(V_G + \frac{V_Q}{2}\right)$, V_G étant l'effort tranchant dû aux charges permanentes. Mais un tel optimum est théorique, car les câbles de précontrainte doivent satisfaire à d'autres conditions d'ordre géométrique : il faut, en effet, ménager à l'about des poutres une surface suffisante pour y loger les plaques d'ancrage des câbles de précontrainte.

Les formules à vérifier pour la résistance à l'effort tranchant se rapportent soit au béton, soit à l'acier. Pour le béton, la limite du cisaillement est fonction de la contrainte moyenne de compression horizontale (pour les travées indépendantes, les étriers actifs ne sont pratiquement pas utilisés). Pour l'acier, la plupart des règlements appliquent des formules dérivées de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch, l'effort tranchant étant toutefois affecté d'un terme soustractif, tenant compte des résultats d'essais. Les étriers sont le plus souvent des HA 12, ou quelquefois des HA 16 mm, plus difficiles à organiser en raison de leur rayon de courbure minimal.

Le projet de la poutre doit être complété enfin par la définition d'aciers passifs longitudinaux et de cadres de talon. Le rôle de ces aciers est d'éviter la fissuration précoce du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte ; ils servent aussi à supporter les câbles au moyen de chaises soudées, et réglées en hauteur, distantes de 1,00 m à 1,50 m, suivant le diamètre du conduit. La quantité totale d'aciers passifs, y compris les étriers, rapportée au mètre cube de béton peut ainsi atteindre de 80 à 120 kg suivant que le hourdis sous chaussée est en béton précontraint ou simplement armé. Les dispositions relatives au câblage et au ferrailage des poutres sont illustrées sur les dessins des figures 4.5 et 4.6.

4.3 - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARTICULIÈRES

4.3.1 Adaptation au tracé de la voie portée

Les ponts à poutres sont bien adaptés aux franchissements droits et rectilignes. Mais ils fournissent également une solution intéressante lorsque la voie portée est courbe, ou présente un biais géométrique, ou encore est de largeur variable.

Dans le premier cas, toutes les poutres d'une même travée ont une longueur identique : la courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de la dalle par rapport aux poutres de rive (le bord extérieur de la membrure des poutres de rive ne peut plus être à l'aplomb de celui de la dalle). Les lignes d'appui de deux travées adjacentes font un angle égal à L/R , R étant le rayon de courbure, et la jonction entre les deux travées est assurée par le hourdis.

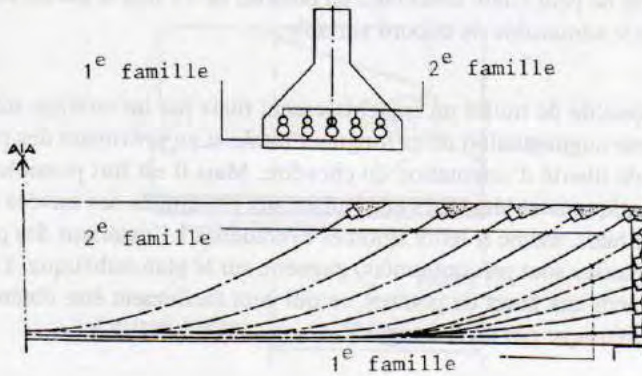


Fig. 4.5 - Schéma de principe du câblage.

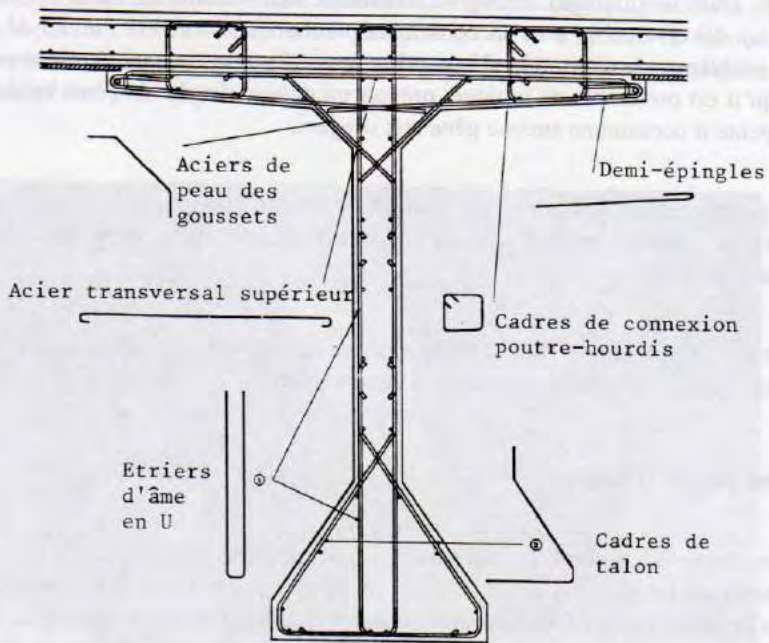


Fig. 4.6 - Schéma de principe du ferrailage.

Cette disposition entraîne une conception appropriée des têtes de piles. Dans la pratique, le rayon de courbure ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée compte tenu de la flèche maximale admissible du débord variable.

Il est toujours possible de traiter un franchissement biais par un ouvrage mécaniquement droit au prix d'une augmentation de sa longueur totale et en prévoyant des piles-marteaux offrant une grande liberté d'orientation du chevêtre. Mais il est fort possible de concevoir un ouvrage mécaniquement biais. Les entretoises aux extrémités des travées sont alors disposées suivant le biais, même si leurs amorces éventuelles à l'extérieur des poutres de rive (lorsque les entretoises sont précontraintes) gagnent, sur le plan esthétique, à être disposées perpendiculairement aux âmes de poutres, ce qui peut facilement être obtenu en enveloppant leur profil théorique par un rectangle.

Un tablier à poutres s'adapte facilement à une voie portée de largeur variable : si la variation de cette largeur est modérée, il suffit de jouer sur l'espacement des poutres que l'on place en éventail ; si cette variation est importante, il est possible d'ajouter une ou plusieurs poutres lorsque la disposition en éventail n'est plus suffisante.

Les hourdis de ponts présentent toujours un dévers transversal, simple ou double, constant ou variable. Dans les ouvrages rectilignes à chaussée bidirectionnelle, certains concepteurs prévoient un dévers double avec raccordement parabolique au centre : un tel dévers peut poser des problèmes de réalisation si le nombre de poutres dans une travée est impair. Nous pensons qu'il est préférable de toujours prévoir un dévers simple, de pente égale à 2,5%, car cette pente n'occasionne aucune gêne aux usagers.

Dans les ponts courbes, le dévers doit, bien évidemment, être unique en section transversale, mais peut varier le long de l'ouvrage en fonction du tracé de la voie portée. En général, il ne dépasse pas 6%.

Dans tous les cas, les poutres sont confectionnées avec une table de compression présentant une inclinaison lui permettant d'épouser le dévers requis.

4.3.2 Les zones d'about

La longueur nette des poutres, L_n , est supérieure à leur portée mécanique L , c'est-à-dire la distance séparant les axes des appareils d'appui. En effet, pour éviter une rupture fragile du talon sous l'effet de l'effort concentré apporté par la réaction d'appui, le béton situé au dessus de l'appareil d'appui doit être bien comprimé par le câble de précontrainte ancré en partie inférieure. C'est pourquoi, les abouts des poutres présentent généralement un débord de l'ordre de 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui. Ainsi, on peut écrire que $L_n \equiv L + 1,00$ ou $1,20$ m.

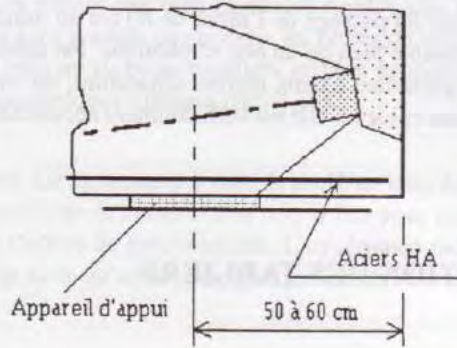


Fig. 4.7 - Zone d'about d'une poutre.

Les entretoises étant coulées en place, leur épaisseur résulte à la fois des conditions de bonne mise en oeuvre du béton et des efforts qu'elles sont amenées à subir du fait de leur rôle de rigidification de la section transversale. Elle varie, selon les cas, de 25 à 30 cm (fig. 4.8). Elles sont le plus souvent en béton armé : les poutres de rive ne doivent pas comporter d'amorces extérieures qui ne sont d'aucune utilité sur le plan mécanique et qui nuisent à l'aspect général de l'ouvrage.



Fig. 4.8 - Vue de la poutraison et de l'entretoise d'about (photo JAC).

Par ailleurs, les entretoises ne doivent pas gêner l'accès aux appareils d'appui sur pile. En général, on prévoit des échancrures ou on les dessine avec une hauteur inférieure à celle des poutres de façon à ménager un passage de l'ordre de 80 cm au minimum. Le passage sous les entretoises est alors possible bien qu'un peu acrobatique. Par ailleurs, l'espacement entre les abouts des poutres appartenant à deux travées adjacentes, ou entre l'about des poutres et le mur garde-grève d'une culée (si elle est suffisamment accessible), doit être d'au moins 35 cm.

4.4 - LA RÉALISATION DES TABLIERS

4.4.1 La préfabrication des poutres

Les poutres sont coulées à poste fixe, suivant un cycle de l'ordre de 2 à 3 jours ; dans certains cas, et surtout pour de petits éléments, on peut atteindre une cadence d'une poutre par 24 h. L'atelier de préfabrication comprend des fonds de moule, le plus souvent surélevés par rapport au sol, de façon à permettre l'application de vibrateurs sous le fond de moule. Sur ce fond de moule est mis en place l'ensemble du ferrailage passif, préfabriqué dans un autre atelier, et pouvant comprendre éventuellement les armatures de précontrainte.

Les unités de précontrainte les plus employées sont de type 7 T 15, 12 T 13 et 12 T 15 offrant des tensions utiles respectives de l'ordre de 990 kN, 1200 kN et 1700 kN. L'emploi de torons S augmente les valeurs des tensions utiles d'environ 8%.



Fig. 4.9 - Vue du câblage d'une poutre (photo SETRA).

Les coffrages latéraux sont ensuite réglés ; ils peuvent être mobiles, et servir pour plusieurs fonds de moules, ou fixes, et articulés à leur base. Les coffrages métalliques permettent de nombreux ré-emplois, et offrent une bien meilleure rigidité que les coffrages en bois ; de plus, leur étanchéité est plus grande, ce qui évite les pertes de laitance aux joints. Leur prix est aussi plus élevé, si bien qu'ils ne se justifient au plan économique que si le nombre de poutres à couler dépasse quelques dizaines (fig. 4.10).

Le pont devant respecter, à long terme et à vide, le profil en long défini au projet, il convient de donner au moule une flèche de construction *vers le bas* pour compenser la cambrure des poutres sous l'effet de l'effort de précontrainte. L'expérience montre que cette flèche est souvent sous-estimée, de sorte qu'au bout de quelques années les tabliers des ponts à poutres "font le gros dos".

Le bétonnage d'une poutre doit s'effectuer à l'avancement, en une seule fois ; la cadence de bétonnage, fonction de l'équipement du chantier, est de l'ordre de 8 à 10 m³/h, ce qui représente une demi-journée pour une poutre d'une centaine de tonnes ; les vibrateurs de fond de moule s'accompagnent de vibrateurs latéraux, et de pervibrateurs dans les zones les plus difficiles.



Fig. 4.10 - Viaduc de l'Ayer Rajah à Singapour (photo GTM).

Après bétonnage, lorsque la cadence de fabrication l'exige, les poutres peuvent recevoir un traitement thermique, destiné à accélérer le durcissement du béton ; ce traitement, naguère assuré par de la vapeur d'eau admise sous une bâche qui recouvrait la poutre, se fait de nos jours par simple chauffage électrique. Les calories sont apportées par des couvertures chauffantes suffisamment étanches pour éviter la dessiccation superficielle du béton.

La mise en tension partielle de la poutre doit être effectuée aussi tôt que possible après le décoffrage, afin d'éviter la fissuration précoce par retrait ; bien entendu, il faut cependant vérifier que la résistance du béton est suffisante, notamment au droit des plaques d'ancrage. Dans la pratique, on munit les abouts de la poutre de plaques de béton préfabriquées qui permettent une diffusion des contraintes de compression sous l'ancrage.

La précontrainte de première phase permet à la poutre de se porter seule, ce qui autorise son transport ; en fait, les conditions de mise en œuvre de cette première phase sont meilleures que celles du complément de précontrainte, qui n'interviendra qu'après la pose de la poutre à son emplacement définitif ; il y a donc intérêt à appliquer la force maximale permise par le calcul statique de la poutre. De plus, après mise en place de la poutre dans l'ouvrage, ses abouts ne sont plus accessibles, ce qui impose le recours à des câbles ancrés à sa partie supérieure. Ces ancrages constituent des points faibles du point de vue de la corrosion.

La mise en tension de première phase s'effectue en tendant une partie des câbles à leur contrainte définitive, et non pas tous les câbles à une contrainte plus faible, ce qui entraînerait, outre des opérations supplémentaires, un risque de corrosion sous tension des aciers non encore injectés.

4.4.2 Mise en place et solidarisation des poutres

L'équipement normal du chantier de préfabrication comprend un portique grâce auquel les poutres sont levées, puis transportées jusqu'à l'aire de stockage ; elles sont soigneusement repérées et rangées en fonction de la position qu'elles occuperont dans l'ouvrage. Les poutres sont ensuite reprises, et amenées sur l'ouvrage même, soit par portique, soit au moyen de bardeurs ; leur mise en place s'opère habituellement par une poutre de lancement dont la longueur est celle de deux travées. Après la pose, un ripage transversal est souvent nécessaire lorsque la poutre de lancement ne peut pas se déplacer latéralement. A ce stade, la stabilité des poutres au déversement latéral doit être assurée ; une vérification par le calcul doit être incluse dans le projet. En outre, il est prudent de prévoir un contreventement provisoire, mis en œuvre dès que possible, pour parer aux effets du vent transversal. Les dessins des fig. 4.11 et 4.12 illustrent schématiquement les phases de lancement et de ripage transversal d'une poutre.

Vient ensuite le bétonnage du hourdis dont le coffrage dépend de sa conception (hourdis intermédiaire ou hourdis général). Il faut noter qu'entre le béton d'origine et le béton du hourdis existe une différence de contraintes dans le sens longitudinal, qui, elle aussi, doit être prise en compte. En fait, cette différence s'atténue considérablement dans le temps par fluage et retrait.

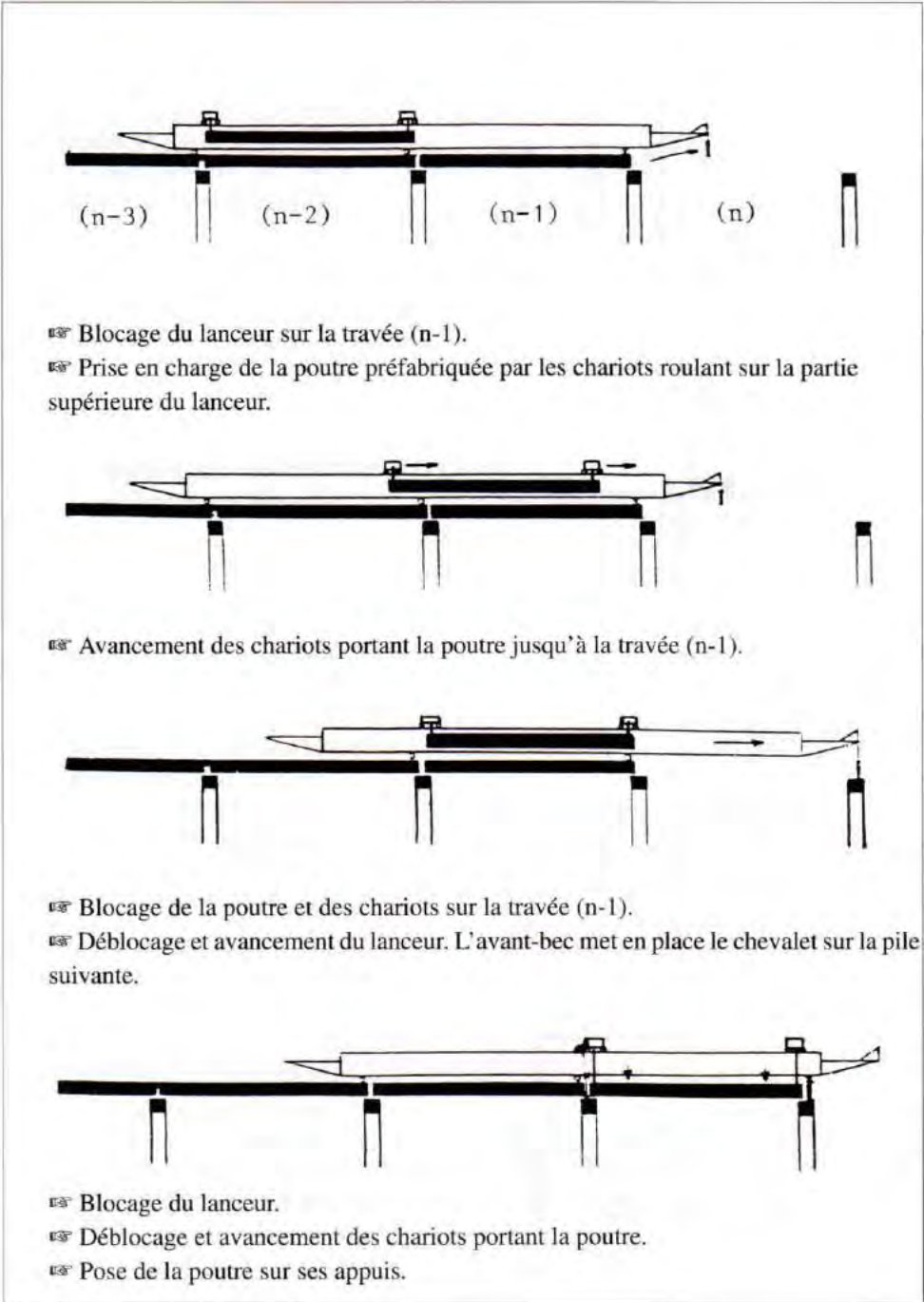


Fig. 4.11 - Exemple de lancement d'un pont à poutres.

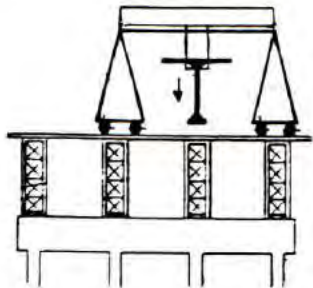
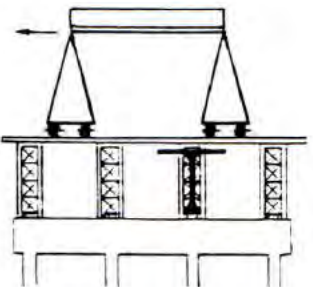
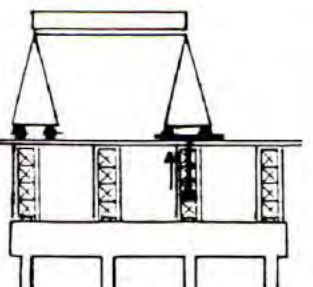
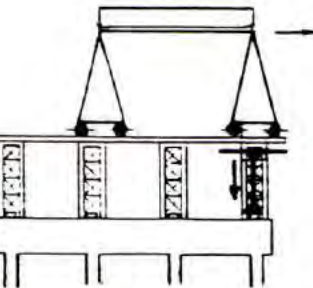
 <p>The diagram shows a cross-section of a bridge structure. A central horizontal beam is supported by four vertical posts. A side beam is being lowered into place from above, resting on the two central posts. A downward arrow indicates the direction of movement.</p>	<p>Pose provisoire de la poutre de rive sur les appuis définitifs d'une poutre centrale.</p>
 <p>The diagram shows the same bridge structure. The side beam is now resting on the two outer posts. An arrow points to the left, indicating the direction of transverse movement of the launcher.</p>	<p>Ripage transversal du lanceur vers la gauche.</p>
 <p>The diagram shows the side beam being moved back towards the center. An arrow points upwards, indicating the beam is being guided into the launcher's axis.</p>	<p>Reprise de la poutre dans l'axe d'une poutre métallique du lanceur.</p>
 <p>The diagram shows the side beam now resting on the two central posts. An arrow points to the right, indicating the final transverse movement of the launcher.</p>	<p>Ripage transversal du lanceur vers la droite. Pose de la poutre de rive à sa position définitive.</p>

Fig. 4.12 - Exemple de mise en place d'une poutre de rive.

4.4.3 Mise en tension de deuxième phase

La précontrainte de deuxième phase peut être appliquée dès lors que la charge permanente a augmenté ; comme nous l'avons dit, les armatures de deuxième phase doivent, en général, être ancrées à la partie supérieure du tablier, les faces d'about des poutres étant inaccessibles après la pose (ou, si elles sont accessibles, l'on ne dispose pas du recul nécessaire pour y placer un vérin de mise en tension).

C'est lors de l'application de cette précontrainte que les contraintes de compression sont les plus élevées dans les talons des poutres, car celles-ci n'ont pas encore reçu les charges des superstructures et, de plus, la précontrainte n'a pas subi les pertes différées dues à l'action du retrait et du fluage du béton, et à celle de la relaxation de l'acier.

4.4.4 Mise en place des superstructures

Celles-ci comprennent la chape d'étanchéité, le revêtement de la chaussée, les bordures et contre-bordures, les corniches et les dispositifs de retenue prévus au projet.

La chape joue un rôle essentiel pour la durabilité de l'ouvrage, et elle ne doit être appliquée que sur une surface assez plane, ce qui peut amener à un surfaçage du tablier ; suivant le soin apporté à la construction, le surfaçage pourra consister en un simple sablage, ou en la mise en place d'un mortier permettant de compenser les écarts de nivellement entre les poutres.

4.4.5 Mise en service de l'ouvrage

La mise en service n'a lieu qu'après les essais réglementaires ; dans le cas de plusieurs travées identiques, ceux-ci ne sont effectués que sur une ou deux d'entre elles. Au cours de ces essais, on mesure les flèches des différentes poutres de la travée. Il faut veiller à ce que la charge réglementaire ne soit pas dépassée, car une charge excessive pourrait amener une fissuration du béton qui risquerait d'affecter sa durabilité.

4.5 - AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DES PONTS A POUTRES PRÉFABRIQUÉES POST-CONTRAINTEES

Les avantages sont essentiellement une grande simplicité de conception, une bonne réutilisation des coffrages, et l'absence d'efforts "parasites", fréquents dans les systèmes hyperstatiques, provenant du fluage du béton. Le délai de construction peut être très rapide, car

les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis. On peut noter aussi à l'actif de ce type d'ouvrage l'absence à peu près complète de pathologie grave, telle qu'on l'a connue, par exemple, dans les ponts construits en encorbellement de la première génération.

En revanche, les travées indépendantes présentent des inconvénients de deux ordres. Tout d'abord, les talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes, le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme ; cette déformation, si elle n'est pas maîtrisée, conduit à un véritable festonnage du tablier, peut engendrer une gêne pour les usagers du pont et nuit à son esthétique. Par ailleurs, les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, qui nécessitent un entretien coûteux.

Ces deux inconvénients peuvent trouver des palliatifs : pour le premier, le recours à la précontrainte partielle peut permettre de réduire notablement la différence de contraintes entre les fibres inférieures et supérieures des poutres, et ainsi de mieux maîtriser les déformations différées. Pour le second, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupes de 3 à 5 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles. Ceci revient à permettre les rotations relatives au droit des appuis, ce qui impose des variations de courbure non négligeables de la dalle de liaison entre travées ; cette dernière doit être très fortement ferrillée. Dans certains cas, on a même employé des armatures galvanisées, de façon à obtenir une meilleure garantie de durabilité (par exemple, pour des ouvrages situés en zone montagnaise, susceptibles d'être soumis au salage hivernal pendant d'assez longues périodes).

On peut aussi envisager de rendre l'ouvrage continu en coulant des entretoises formant chevêtres sur appuis, et en disposant une précontrainte complémentaire. En fait, bien que séduisante a priori, cette conception ne s'est pas répandue en raison de son coût et de la complication de l'exécution qu'elle entraîne. En outre, il faut noter qu'un ouvrage continu est sensible aux gradients thermiques, ce qui n'est pas le cas d'un ouvrage isostatique.

On reproche souvent aux ponts à poutres précontraintes d'être d'une esthétique discutable. Cette critique, parfois justifiée, porte essentiellement sur deux points, d'ailleurs liés entre eux : l'épaisseur du tablier et le volume d'encombrement de la structure au droit des appuis intermédiaires. Pourtant, il suffit de peu de choses pour réussir parfaitement leur intégration dans un site donné.

L'épaisseur du tablier est une donnée : il est clair que l'on peut obtenir des formes plus élancées avec des dalles nervurées coulées sur cintre pour des portées de l'ordre de 30 à 40 m. Cependant, lorsque les piles sont hautes, l'épaisseur d'un tablier à poutres donne une rassurante impression de robustesse. En site urbain, lorsque l'ouvrage présente un profil en long assez bas, il est possible de doter les poutres, en leurs extrémités, d'échancrures per-

mettant de diminuer l'impression de volume des zones sur appuis. Une telle conception a été employée avec succès dans le cas du pont de l'Ayer Rajah à Singapour, construit en 1984-1985 par l'entreprise GTM (fig. 4.13). Les abouts des poutres semblent se noyer dans le chevêtre des piles, dont la forme allégée a été spécialement étudiée. A noter que, pour cet ouvrage, des dallettes en béton armé ont été disposées entre les poutres, s'appuyant sur le bord de leurs talons, pour conférer au tablier l'allure d'un caisson (fig. 4.14). Ces dallettes ont également permis d'assurer la sécurité des usagers passant sous l'ouvrage pendant la période de construction. Pour plus de détails, le lecteur peut se reporter à l'article publié dans la revue *Travaux* du mois de novembre 1985.

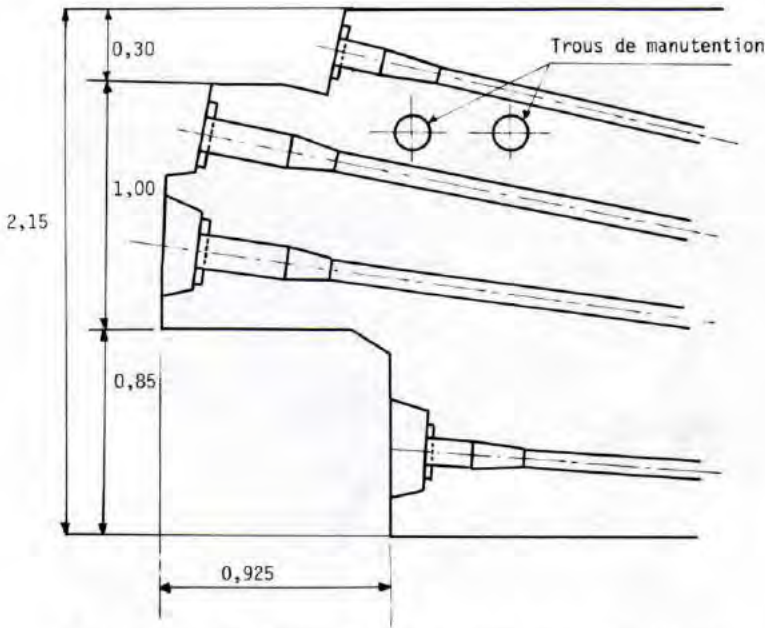


Fig. 4.13 - About des poutres du viaduc de l'Ayer Rajah à Singapour.

Deuxième partie

LES TABLIERS A POUTRES PRECONTRAINTES PAR PRE-TENSION

Pour les ponts de petite et de moyenne portée, plusieurs conceptions de tablier peuvent être envisagées : dalles en béton armé ou précontraint, poutres en béton armé, poutres précontraintes par post-tension, ou poutres précontraintes à fils ou torons adhérents.

Le présent cours ne s'intéresse, comme nous l'avons dit dans la préface, qu'aux ponts entrant dans la catégorie des grands ouvrages. Cependant, les tabliers constitués de poutres précontraintes à fils ou torons adhérents offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres. Il nous a semblé utile de développer quelques considérations à leur sujet, car ils présentent plusieurs avantages.

La qualité d'exécution offre une bonne garantie, les poutres étant fabriquées en usine ; de plus, le rebut d'un élément dont le béton est d'une résistance insuffisante est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle (ou l'acceptation à contre-cœur) d'un béton in situ n'ayant pas les qualités requises.



Fig. 4.14 - Viaduc de l'Ayer Rajah à Singapour - Vue de dessous (photo GTM).

La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés. Ce fait est montré à l'évidence par le nombre très faible d'incidents constatés sur des ouvrages précontraints par pré-tension.

Le recours à la préfabrication permet une réalisation beaucoup plus rapide ; en outre, la mise en place de poutres préfabriquées peut s'effectuer au moyen de grues courantes, sans exiger la mise en œuvre d'un matériel spécifique onéreux (fig. 4.15). Dans le cas où le pont franchit une voie de circulation, le trafic peut être maintenu, à l'exception de coupures très brèves, au moment de la mise en place d'une poutre.

La création d'un atelier fixe de préfabrication destiné à la production industrielle de telles poutres ne peut être raisonnablement envisagée que si le nombre à produire est élevé. Ce genre de situation se présente, par exemple, lors de la construction d'une nouvelle route ou autoroute, comportant plusieurs dizaines de passages supérieurs ou inférieurs, représentant des centaines de poutres à mettre en œuvre. Pour la construction d'un ou de quelques ouvrages isolés, il convient de s'adresser à des fabricants spécialisés de poutres précontraintes (telle la Société PPB-SARET) en cherchant à utiliser au mieux les produits standardisés inscrits à leur catalogue pour résoudre le problème de franchissement donné.



Fig. 4.15 - Poutres précontraintes en cours de manutention (photo PPB-SARET).

4.6 - CONCEPTION DU TABLIER

4.6.1 Schéma mécanique

Le plus souvent, les poutres forment des travées isostatiques, reposant sur deux appuis simples (appareils d'appui en élastomère fretté) ; ce schéma a l'avantage d'une grande simplicité, et le pont est insensible à d'éventuels tassements d'appuis. Cependant, dans le cas de plusieurs travées, il peut être économique de réaliser la continuité des travées, soit par une précontrainte complémentaire par post-tension, soit, plus simplement, par des armatures de béton armé.

La seconde solution est de loin la plus répandue. La solidarisation des travées peut se faire de deux manières :

- en se limitant à la continuité du seul hourdis ;
- par coulage sur appui d'un chevêtre incorporé au tablier, solidaire des poutres et du hourdis.

La continuité par le hourdis est purement "géométrique" : elle ne modifie pas l'isostaticité des travées et permet de réaliser une économie sur les joints de chaussée. Le hourdis de continuité doit avoir une longueur mécanique suffisante, d'un mètre au minimum, et une épaisseur égale à 15 cm, ce qui lui procure une bonne résistance au poinçonnement tout en étant proche de la souplesse maximale envisageable. Mais cette conception suppose :

- le maintien des entretoises d'appui ;
- une largeur suffisante (de l'ordre de 1,10 m) du sommier d'appui afin de ménager une distance suffisante entre les abouts de poutres et les axes d'appui.

La dalle de continuité doit être fortement armée dans le sens longitudinal (par exemple, 8HA12 sur chaque face par mètre transversal) ; dans le sens transversal, on peut disposer sur chaque face des armatures représentant environ le tiers de la section des armatures longitudinales.

La continuité mécanique par chevêtre incorporé, coulé en même temps que le hourdis, a souvent été employée par le passé. Théoriquement, elle permettait de réaliser un véritable ouvrage "mixte", fonctionnant selon un schéma hyperstatique vis-à-vis des charges appliquées une fois la continuité réalisée. Les sollicitations étaient censées être reprises en béton précontraint vis-à-vis des moments fléchissants positifs, et en béton armé pour les moments fléchissants négatifs.

Dans la pratique, des mesures effectuées sur des ouvrages existants ont montré que la continuité de la poutre constituée par le tablier n'est pas parfaite : son fonctionnement mécanique est plutôt intermédiaire entre celui d'une véritable poutre continue sur appuis simples et un ensemble de travées isostatiques. De plus, la présence de bétons en contact d'âges différents, subissant des déformations différentielles de retrait et de fluage, entraîne une incertitude sur la connaissance des contraintes effectives dans la structure. Cette conception ne doit donc être envisagée que si on peut en attendre des économies significatives (par exemple supérieures à 5% du prix total de l'ouvrage).

Enfin, pour une travée unique située entre deux murs de culée, on peut imaginer de noyer l'extrémité des poutres dans la partie supérieure des murs, de façon à obtenir un fonctionnement en portique. Ce type d'ouvrage peut, dans certains cas, être très économique, car le tablier reprend la poussée des culées ; en revanche, il présente un léger inconvénient : la force de compression appliquée au tablier n'est pas connue avec précision, et il y a lieu de la prendre en compte, au stade du projet, par l'intermédiaire de fourchettes de valeurs.

4.6.2 Coupe transversale

Par le passé, plusieurs types de coupes transversales ont été imaginés et employés pour les poutres : poutres en T, ou en double T (TT), juxtaposées et assemblées par un joint de largeur minimale, poutres à section trapézoïdale évasée vers le bas (autoroutes du Sud-Ouest), poutres à section en forme d'auge. Les poutres en T ou double T ont été souvent employées, notamment aux Etats-Unis, mais elles sont lourdes, et exigent donc des moyens de manutention importants ; d'autre part, l'assemblage de deux éléments jointifs est assez délicat en raison des différences de flèche qui peuvent résulter des conditions de fabrication et de stockage. Les poutres à section en forme d'auge offrent une bonne stabilité à la pose et une meilleure rigidité transversale surtout à la torsion, mais sont plus coûteuses en fabrication.

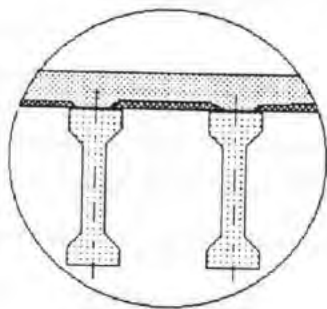


Fig. 4.16 - Coupe schématique d'un tablier à poutres précontraintes par pré-tension.

De nos jours, les poutres ont une section rectangulaire ou en I. Leur espacement peut varier de 60 cm à un mètre environ et elles sont solidarisées par une dalle générale coulée en place. Comme pour les ponts à poutres précontraintes par post-tension, le coffrage de la dalle est formé de dallettes en mortier de fibres ou de prédalles en béton armé. Tout ce qui a été dit en 4.2.2.1 reste valable pour les tabliers à poutres précontraintes par pré-tension.

Jusqu'à une quinzaine de mètres de portée, les poutres les plus économiques sont de section rectangulaire : elles sont faciles à bétonner, avec un coffrage très simple. Au delà de cette dimension, les poutres les plus performantes ont une section en forme de I en zone courante, et rectangulaire au voisinage des extrémités pour mieux résister aux sollicitations d'effort tranchant. Les poutres de rive sont disposées le plus près possible des bords du tablier, mais en examinant soigneusement la position des dispositifs d'évacuation des eaux. Elles sont généralement confectionnées à partir d'un béton traditionnel dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 400 ou CPA 500, permettant d'obtenir une résistance caractéristique de 30 MPa lors du relâchement des armatures, et de 42 MPa à 28 jours. Les armatures sont, le plus souvent, des torons T 13 à très basse relaxation (TBR).

La coupe transversale est complétée par des corniches préfabriquées qui supportent les montants des dispositifs de retenue. Les corniches sont maintenues en place par des armatures de béton armé noyées dans la dalle, ou par des plats soudés, ou encore par des boulons en acier inoxydable.

La dalle, qui relie les poutres et leur transmet les charges de la chaussée, est généralement en béton armé ; ses portées sont faibles, et son épaisseur est comprise entre 16 et 20 cm selon la distance séparant les axes des poutres et la nature du coffrage employé. En tout état de cause, l'épaisseur "mécanique" de la dalle (hors coffrage) ne doit pas être inférieure au minimum nécessaire pour la résistance au poinçonnement, soit environ 15 cm.

4.6.3 Prédimensionnement des poutres

En jouant à la fois sur le nombre de poutres et sur leur espacement, l'ingénieur dispose d'une certaine liberté pour adapter au mieux la conception du tablier aux exigences du projet. Si h_t désigne la hauteur totale du tablier, dalle comprise, et L la portée de sa travée déterminante, un rapport $\frac{h_t}{L} = \frac{1}{18}$ constitue une bonne base de départ.

En adoptant une épaisseur moyenne de dalle de 18 cm, la hauteur h_p des poutres s'en déduit

$$h_p = h_t - 0,18 \text{ (m)}$$

et il leur correspond alors un espacement de l'ordre de 0,90 à 1 m. Cette hauteur peut être diminuée, mais au prix d'un resserrement des poutres, et donc d'une augmentation de leur nombre.

4.7 - PARTICULARITÉS DU PROJET

4.7.1 Sollicitations aux abouts des poutres

A l'about de la poutre, la contrainte dans l'armature est nulle. Grâce à l'adhérence, l'armature retrouve sa contrainte de traction en comprimant le béton, sur une distance de quelques décimètres.

Au delà de la zone de scellement existe une zone de régularisation des contraintes, à l'extrémité de laquelle on peut admettre que les contraintes normales dans le béton sont conformes à la théorie de la résistance des matériaux.

Dans ces deux zones, il y a lieu de disposer des armatures passives, afin d'éviter la fissuration du béton. La longueur d'établissement de la précontrainte est définie par :

$$l_e = \sqrt{d_p^2 + \gamma_l l_{sn}^2}$$

l_{sn} désignant la longueur nominale de scellement de l'armature, d_p la distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre opposée de la section, γ_l un coefficient de sécurité destiné à tenir compte de la dispersion des valeurs réelles de l_{sn} par rapport à sa valeur théorique (égal à 0,8 ou 1,2).

Pour ce qui est de l'effort tranchant au voisinage des appuis, et en deçà de la longueur de scellement, la précontrainte n'est pas encore établie, et l'on ne peut pas prendre en compte une inclinaison des bielles inférieure à 45°. La justification à l'effort tranchant est donc identique dans cette zone à celle d'une poutre en béton armé.

4.7.2 Flexion longitudinale

Comme le tracé des armatures adhérentes est rectiligne, sauf cas particuliers, la compensation des sollicitations dues aux charges par la précontrainte est souvent moins complète qu'en post-tension. Il faut donc admettre des contraintes de traction, notamment sous les poids propres des poutres, à leur partie supérieure et au voisinage des appuis. Ces contraintes ne présentent aucun danger, sous réserve que des armatures passives soient disposées pour limiter l'ouverture de fissures éventuelles. Cependant, leur existence même a rendu pendant longtemps ce type de structure incompatible avec les règlements du béton précontraint, conçus et écrits en fonction de la précontrainte par post-tension.

En fait, l'important est que la zone d'enrobage des armatures reste comprimée sous les charges de longue durée. C'est ainsi qu'ont été conçus les ponts autoroutiers construits en grand nombre dans les années 70. La règle de calcul était la suivante :

- contraintes de compression sous les charges permanentes ;
- contraintes de traction limitées à la résistance nominale du béton à la traction sous les charges extrêmes ;
- détermination d'une section d'armatures passives destinées à répartir les fissures ;
- vérification de la résistance à l'état-limite ultime.

Ces conditions ne constituent pas à proprement parler la précontrainte partielle, elles sont à mi-chemin entre celle-ci et la précontrainte totale.

Dans le cas où la structure est rendue continue grâce à des armatures de béton armé disposées dans la dalle au droit des appuis, une économie d'acier peut être réalisée, et surtout, l'épaisseur totale du tablier peut être diminuée ; ceci permet un gain appréciable sur le volume des remblais, et l'esthétique de l'ouvrage s'en trouve améliorée.

Pour les tabliers rendus continus, il y a lieu de tenir compte d'une redistribution des efforts par fluage du béton et relaxation des aciers : les poutres précontraintes, sous la charge per-

manente, sont fortement comprimées au voisinage de la fibre inférieure ; si elles étaient libres, le fluage y engendrerait donc une cambrure. Comme ces poutres sont bloquées au droit des appuis, leur rotation est impossible, et il en résulte des moments hyperstatiques de fluage, d'allure linéaire, et positifs au droit des appuis intermédiaires. Dans certains cas où ce phénomène était ignoré ou sous-estimé, on a pu observer quelques fissures de flexion en sous-face des poutres, à une distance d'environ 1 m des appuis intermédiaires. Cet effet était d'ailleurs aggravé par celui des gradients thermiques, qui agissaient dans le même sens.



www.GCAlgerie.com

CHAPITRE 5

Les ponts en béton précontraint construits en encorbellement

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce mode d'exécution. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles ; après exécution d'un tronçon (ou voussoir), les câbles de précontrainte qui aboutissent en son extrémité sont mis en tension. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

Mais la méthode de construction en encorbellement n'est pas liée à un type d'ouvrage particulier : certes, les poutres continues sur appuis simples de hauteur variable ou constante représentent la majeure partie des tabliers qu'elle permet de confectionner, mais elle s'applique également aux arcs, aux ponts à béquilles ou aux ponts à haubans.

L'idée d'utiliser pour le béton armé la méthode de construction en encorbellement est relativement ancienne. En 1928, Eugène Freyssinet l'a employée pour construire les amorces des arcs de 185 m du fameux pont de Plougastel. Ces amorces, destinées à supporter le poids du cintre au cours du montage, subissaient en leur extrémité un moment de 47 MNm : celui-ci était équilibré par des tirants constitués de câbles mis en tension par déviation à l'aide de vérins s'appuyant sur une charpente dans l'axe des piles. Il s'agissait, en fait, d'une véritable précontrainte provisoire de l'ouvrage auquel on appliquait, à l'avance, un moment égal et opposé à celui qu'il devait subir (fig. 5.1).

Un peu plus tard, E. Baumgart construisait le pont Herval sur le Rio Peixe au Brésil : il s'agissait d'un pont en béton armé, possédant une travée centrale de 68 m de portée. Les armatures de cet ouvrage étaient des barres d'acier reliées entre elles par des manchons filetés pour permettre de les prolonger au fur et à mesure de l'avancement de la construction.

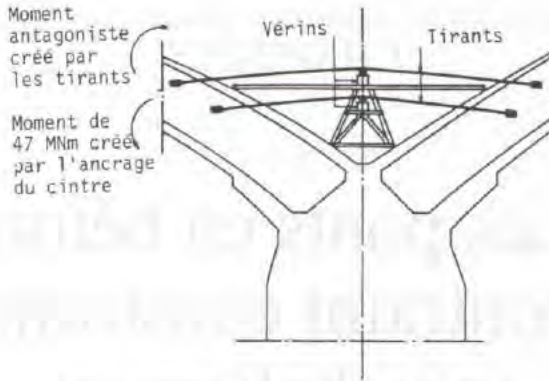


Fig. 5.1 - Schéma de la précontrainte provisoire des consoles du pont de Plougastel.

Lorsque la précontrainte fit son apparition, de nombreux ingénieurs virent immédiatement tout l'intérêt qu'elle présentait pour la construction en encorbellement. Lors de la réalisation des premiers grands ponts français en béton précontraint, le pont de Luzancy de 55 m de portée (1945) et les cinq ponts de 75 m de portée sur la Marne (1948-1950), le montage des premiers voussoirs composant les poutres a été réalisé en encorbellement, avec ancrage par précontrainte dans les culées. Les tronçons de poutres composant la partie centrale du pont étaient mis en place ensuite au moyen d'un blondin spécial et assemblés par précontrainte avec les parties en console.

Les ouvrages réalisés en Allemagne à partir de 1952 par l'entreprise Dyckerhoff et Widmann, avec précontrainte par barres de 26 mm de diamètre, ont marqué une étape importante dans la construction en encorbellement. Les premiers grands ponts ont été le pont sur le Rhin à Worms avec trois travées de 101, 114 et 104 m et le pont sur la Moselle à Coblenche, comportant également trois travées de 102, 114 et 123 m.

Les premiers ponts comportaient des articulations au milieu des travées, permettant la transmission de l'effort tranchant en laissant libres les déformations thermiques du tablier.

Une autre importante étape dans la construction par encorbellement a été l'utilisation des câbles au lieu des barres. Ainsi, l'entreprise des Grands Travaux de Marseille réalisa, en 1956, le pont de Chazey sur l'Ain, puis d'autres grands ouvrages comme le pont de Beaucaire sur le Rhône avec cinq travées de 81,20 m et le pont de Savines au barrage de Serre-Ponçon avec sept travées de 77 m et deux travées de 38,50 m.

L'application de la précontrainte par câbles pour la construction en encorbellement est apparue également en Allemagne et en Autriche où l'entreprise Polensky et Zöllner a réalisé en 1959-1960 le pont de Bettingen sur l'autoroute Francfort-Wurzburg avec trois travées continues de 85, 140 et 85 m et, plus tard, le pont de Reder sur l'Ems (47 m, 101 m, 70 m).

Nouvelle innovation : en 1963-1964 fut construit, par l'entreprise Campenon-Bernard, le pont de Choisy-le-Roi sur la Seine en utilisant des voussoirs préfabriqués. Les voussoirs étaient confectionnés à terre successivement dans l'ordre de montage. Un voussoir en cours de coulage avait comme surface de coffrage d'une extrémité, la tranche durcie du voussoir précédent. Grâce à cette méthode de fabrication, les joints en place étaient d'une épaisseur très réduite et garnis d'un composé à base d'époxydes susceptibles de durcissement rapide, assurant un contact parfait entre les voussoirs.

Dans les décennies qui ont suivi, de nombreux ponts ont été construits par la méthode des encorbellements successifs : elle reste toujours très compétitive dans une gamme de portées très étendue. Dans la mesure où elle permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage, elle est particulièrement intéressante pour franchir des rivières larges et profondes, des rivières à fortes crues ou pour construire des ouvrages possédant des piles de grande hauteur.

5.1 - CONCEPTION D'UN TABLIER CONSTRUIT EN ENCORBELLEMENT

5.1.1 Morphologie générale

La plus importante famille de ponts construits en encorbellement est constituée par les ponts dont le tablier est assimilable, du point de vue de son fonctionnement mécanique, à une poutre continue. Ces ponts sont, en général, construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ; ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau (fig. 5.2).

5.1.1.1 La cinématique de construction et la distribution des portées

La cinématique la plus classique consiste à construire, les uns après les autres, et à partir des rives de la brèche à franchir, les différents fléaux du tablier considéré. Dans certains cas, selon la méthode employée pour la confection et la pose des voussoirs, les délais d'exécution accordés ou la disponibilité des matériels de l'entreprise, plusieurs fléaux peuvent être construits simultanément.

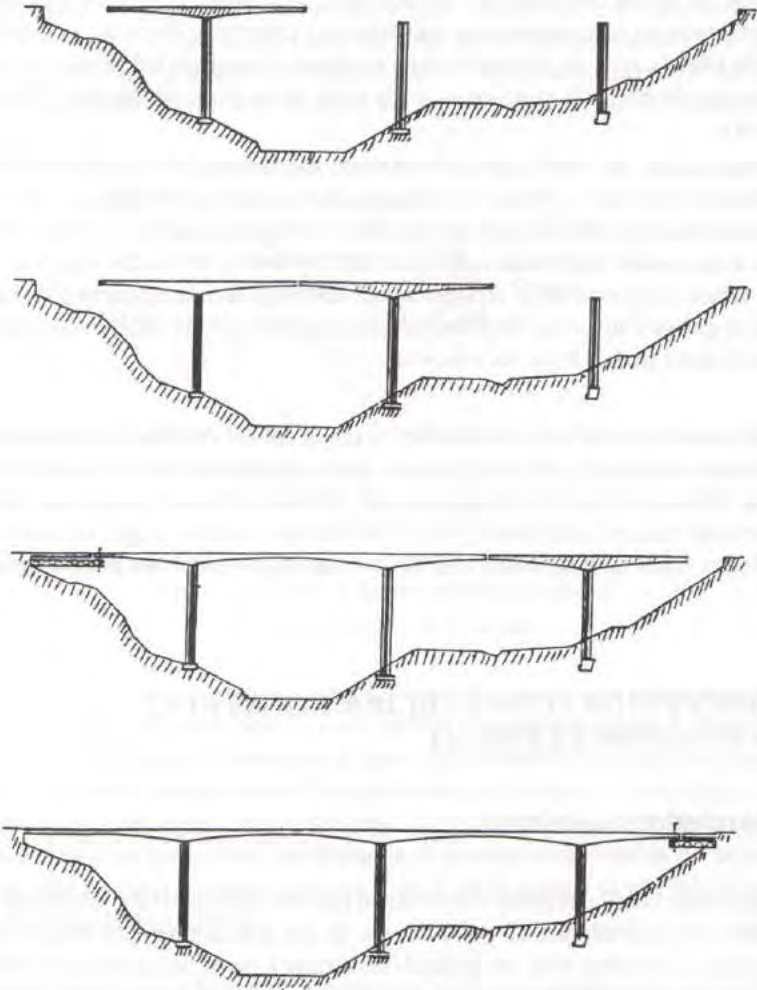


Fig. 5.2 - Construction en encorbellement : schéma de principe.

Il résulte de ceci que chaque fléau a une longueur voisine de la portée des travées courantes, lorsqu'elles sont identiques, ou de la somme des demi-portées des travées encadrant chaque pile, lorsqu'elles ne sont pas identiques. Suivant ce raisonnement, on serait tenté de conférer aux travées de rive une longueur sensiblement égale à la moitié de celle des travées suivantes. Mais, avec une telle distribution de portées, les extrémités du tablier risqueraient de se soulever sous l'effet de charges d'exploitation placées sur les zones négatives de la ligne d'influence de la réaction d'appui. C'est pourquoi, la longueur de ces dernières est augmentée par une portion de tablier coulée ou posée sur cintre.

En règle générale, lorsque le premier fléau est achevé, on le solidarise immédiatement avec la partie exécutée sur cintre correspondante. Cette opération de solidarisation s'appelle *clavage* ; nous reviendrons ultérieurement sur ses aspects techniques. Dans le cas d'un pont à trois travées, on commence généralement par claver les travées de rive (fig. 5.3), puis on vient assurer la continuité complète du tablier en solidarisant les deux moitiés à la clé de la travée centrale. Lorsque l'on a affaire à un pont comportant un grand nombre de travées, la méthode usuelle de solidarisation des fléaux consiste à les claver à l'avancement, c'est-à-dire les uns après les autres au fur et à mesure de leur construction. Mais de nombreuses variantes sont possibles : par exemple, certains grands ponts ont été construits par moitié en partant de chaque rive, les clavages se faisant à l'avancement dans chacune de ces moitiés pour obtenir une structure mécaniquement et géométriquement symétrique.

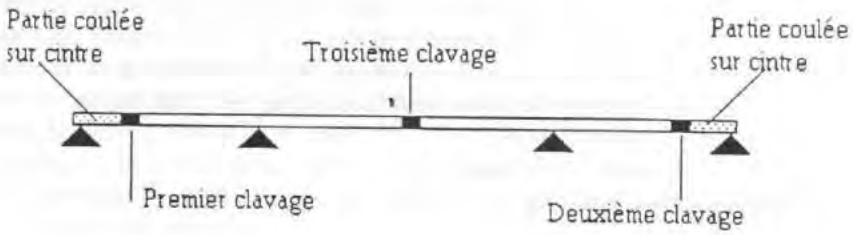


Fig. 5.3

Les considérations que nous venons de développer conduisent à préciser la distribution usuelle des portées pour ce type d'ouvrage.

Lorsque la hauteur du tablier est variable (cette variation est, le plus fréquemment, parabolique), et lorsque toutes les travées intermédiaires sont de même portée L , la longueur optimale des travées de rive est de l'ordre de $0,58$ à $0,60 L$. Si la hauteur du tablier est constante, la longueur optimale des travées de rive est plutôt de l'ordre de $0,68$ à $0,70 L$, L représentant toujours la portée des travées intermédiaires.

Dans certains cas, il peut être intéressant de projeter un ouvrage avec des travées intermédiaires de portées différentes. Par exemple, lorsque l'on veut enjamber une grande brèche au fond de laquelle serpente une rivière, des considérations d'ordre esthétique peuvent conduire à marquer le franchissement de l'obstacle principal, à savoir la rivière, par une travée plus longue que les autres. Dans cette travée, ainsi que dans les travées adjacentes, le tablier peut être de hauteur variable, puis se raccorder à un tablier de hauteur constante comportant des travées plus courtes. La distribution des portées doit être étudiée en relation avec le mode de construction et le dessin de la fig. 5.4 en donne un exemple.

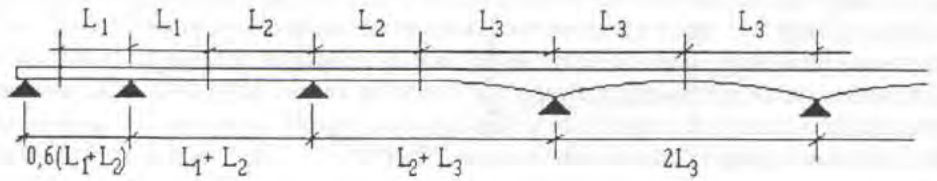


Fig. 5.4

Comme nous l'avons dit, la cinématique de construction que nous venons de décrire est la plus classique. Cependant, la méthode de construction en encorbellement offre une très grande souplesse et se prête à une grande variété de conceptions différentes. Nous n'évoquerons ici que le cas des ouvrages dont les travées de rive doivent être raccourcies par rapport aux longueurs optimales précédemment évoquées. Ce raccourcissement peut résulter de contraintes géométriques liées au site ou de considérations économiques, voire architecturales. L'équilibre mécanique du tablier peut être assuré de diverses façons :

- en "alourdissant" les travées de rive ;
- en dotant le pont de culées contre-poids ;
- en combinant ces deux méthodes.

Il existe plusieurs manières pour "alourdir" les travées de rive : on peut, par exemple, confectionner la (ou les) grande(s) travée(s) en béton de granulats légers et les travées de rive en béton traditionnel. On peut aussi prévoir des travées de rive massives, comme dans le cas du pont de la Rivière de l'Est à La Réunion (fig. 5.5), ou encore se contenter de disposer un lest sur une partie des travées de rive. Quelle que soit la conception adoptée, le déséquilibre du tablier doit être franc : en particulier, la réaction d'appui sur culées doit être toujours de même sens. Quelques ouvrages ont été dimensionnés, par le passé, avec un déséquilibre léger conduisant à des variations du sens de ces réactions d'appui. Il a fallu disposer, à chaque extrémité, deux lignes d'appareils d'appui, l'une inférieure et l'autre supérieure, d'où une complication bien inutile du coffrage des culées : de plus, le fonctionnement de ces appareils d'appui s'est rapidement révélé défectueux.

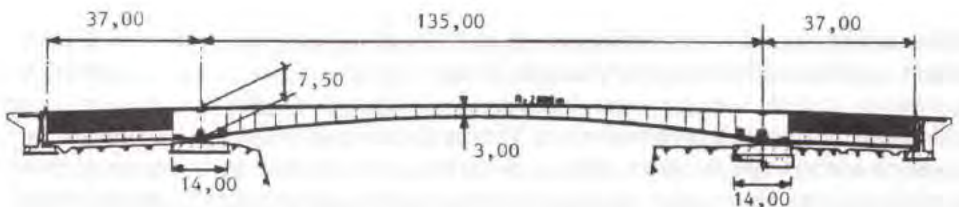


Fig. 5.5 - Coupe longitudinale du pont sur la Rivière de l'Est.

5.1.1.2 Forme du tablier, schéma statique et gamme des portées usuelles

Les tabliers de ponts construits en encorbellement sont généralement des poutres-caissons : par le passé, quelques ouvrages ont été construits avec une section à poutres sous chaussée ou nervures comme le pont de Roquemaure sur le Rhône. Mais un tel type de section présente de nombreux inconvénients :

- du fait de son mauvais rendement géométrique (0,40 à 0,45 contre 0,55 à 0,65 pour une section en forme de caisson) et de la position de son centre de gravité, proche de la fibre supérieure, la reprise des moments fléchissants négatifs, déterminants dans ce type de construction, est délicate ;
- sa rigidité de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson ;
- les économies de matière sont minimes compte tenu de l'épaisseur qu'il convient de conférer aux âmes des poutres ou nervures ;
- une fois construit, l'ouvrage est plus difficilement visitable qu'une poutre-caisson.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais il ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 60 à 70 m. En dessous de 60 m, un pont construit en encorbellement est fortement concurrencé par un pont poussé, un pont à poutres précontraintes ou un pont en ossature mixte. Au-delà de 70 m, un tablier de hauteur variable devient plus économique et, en général, plus esthétique.

Il est possible de construire des ponts de hauteur constante comportant une grande travée (exemple du pont de Saint-Cloud sur la Seine avec une travée de 102 m pour une hauteur de tablier de 3,60 m seulement), mais aux prix d'un supplément considérable de précontrainte.

Les tabliers de hauteur variable sont économiquement intéressants dans une large gamme de portées, allant de 70 à 200 m. La variation de hauteur permet d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des moments fléchissants liée à ce mode de construction particulier.

La variation de hauteur peut être conçue de diverses manières. La plus courante est de type parabolique : c'est celle qui évoque le mieux le rythme des ponts anciens. Mais certains tabliers ont été conçus avec un certain bonheur architectural en les dotant d'une variation de hauteur linéaire au voisinage des appuis intermédiaires, les zones centrales des travées étant de hauteur constante. Ce fut le cas, par exemple, du pont aval du boulevard périphérique sur la Seine à Paris (1966-1968) ou du pont sur le Fier près d'Annecy (1984-1986), possédant une travée centrale de 100 m de portée. Enfin, d'autres ouvrages ont été conçus avec une hauteur de tablier constante sur une grande partie de leurs travées intermédiaires et une variation parabolique ou cubique au voisinage des piles.

Le plus souvent, le tablier transmet aux appuis des efforts, principalement verticaux, par l'intermédiaire d'appareils d'appui disposés selon une file transversale unique :

son fonctionnement mécanique est assimilable à celui d'une poutre continue reposant sur des appuis simples. On peut chercher à faire participer les piles à la reprise des efforts engendrés dans le tablier par les diverses charges auxquelles il est soumis. On encastre alors, partiellement ou totalement, ce dernier sur les piles. L'encastrement partiel est le plus souvent obtenu en disposant, en tête des piles, deux files transversales d'appareils d'appui qui sont alors en caoutchouc fretté ; l'encastrement total résulte d'une parfaite solidarisation du tablier avec ses appuis.

L'encastrement partiel présente, à notre avis, un intérêt modéré : il permet effectivement de filtrer en partie la transmission des moments fléchissants d'une travée à l'autre, et donc de diminuer un peu l'épaisseur du tablier à la clé des travées principales, mais les caractéristiques mécaniques des appareils d'appui employés varient dans le temps, et les sollicitations dans l'ensemble de la structure sont connues avec un degré d'incertitude plus grand que celles se développant dans un tablier sur appuis simples. De plus, les opérations de changement des appareils d'appui sont assez délicates.

Par contre, l'encastrement total d'un tablier sur ses piles, lorsqu'il est possible, est très intéressant. Il permet de résoudre simplement le problème de la stabilité des fléaux en cours de construction, problème qui sera évoqué plus loin, et de diminuer l'intensité du moment fléchissant maximal à la clé des travées. Cependant, il faut que les piles soient à la fois souples en flexion dans le plan de l'ouvrage et rigides en torsion. En effet, lors du clavage des travées, les piles ne doivent pas s'opposer au raccourcissement du tablier induit par les câbles de précontrainte de continuité : si elles sont trop rigides en flexion, les efforts développés à l'ancrage de ces câbles ne feront que les solliciter horizontalement sans véritablement comprimer la portion de tablier concernée. Par ailleurs, si les piles ne disposent pas d'une rigidité de torsion suffisante, les fléaux en cours de construction peuvent osciller horizontalement sous les effets du vent : indépendamment de l'inconfort qu'elles engendrent pour le personnel d'exécution, les oscillations rendent beaucoup plus délicates les opérations de clavage puisqu'il faut arriver à immobiliser parfaitement les extrémités des fléaux en regard.

En résumé, l'encastrement du tablier sur ses piles peut s'envisager :

- soit avec des piles à section en forme de caisson suffisamment hautes (plus d'une trentaine de mètres),
- soit avec des piles dédoublées sous la forme de deux voiles parallèles et relativement minces si leur hauteur n'est pas très grande (pont de Choisy-le-Roi, Viaduc du Magnan sur l'autoroute A8, pont de Rodez (1991), pont de la Rivière Saint-Denis à La Réunion (1991)).

5.1.2 Principes de conception de la section transversale

Comme nous l'avons déjà dit, les tabliers construits en encorbellement sont des poutres-caissons. Par le passé, les conceptions les plus variées furent adoptées pour leur section transversale, en fonction de la largeur effective du hourdis supérieur. Pendant une assez longue période, l'usage voulait que l'on réservât le caisson unicellulaire à deux âmes à des

tabliers de largeur totale inférieure à 12 ou 13 m ; au-delà de cette dimension, de nombreux ouvrages furent construits, dans les années soixante-dix, avec une section bi-cellulaire à trois âmes. Dès que la largeur du hourdis supérieur dépassait environ 18 m, et si l'on ne souhaitait pas construire deux tabliers indépendants, on recourait à des sections comportant deux caissons unicellulaires reliés par un hourdis intermédiaire. Des conceptions encore plus sophistiquées furent adoptées pour satisfaire des exigences particulières d'ordre fonctionnel ou architectural : ce fut, notamment, le cas du pont de Saint-Cloud avec un caisson à trois alvéoles dont l'aspect extérieur devait se rapprocher autant que possible de celui d'un pont métallique !

Les premiers ouvrages construits en encorbellement connurent des désordres se traduisant par un déficit de résistance générale à la flexion et/ou à l'effort tranchant. Une partie de ces désordres était liée à des différences, parfois importantes, entre le comportement mécanique réel de ces ouvrages et les modèles de calcul employés pour l'établissement de leur projet. En particulier, les méthodes usuelles de la résistance des matériaux, basées sur l'indéformabilité des sections droites, ne permettaient pas de rendre compte fidèlement de leur comportement mécanique. Or, si elles ne sont pas dotées d'éléments raidisseurs transversaux, les sections comportant plus de deux âmes respectent plus ou moins cette condition d'indéformabilité. Il en résulte que la répartition réelle des efforts globaux entre les âmes d'une poutre peut s'écarter sensiblement des résultats d'une analyse selon la résistance des matériaux classique.

C'est pourquoi, la tendance, depuis quelques années, est aux caissons unicellulaires à deux âmes : l'effort tranchant vertical ne peut que se répartir équitablement entre les deux âmes d'un pont droit. De nombreux ouvrages ont été ainsi conçus (fig. 5.6).

Nom de l'ouvrage	Largeur du hourdis
Viaduc de l'Arrêt-Darré	20,40 m
Viaduc de Poncin	19,60 m
Pont de Chevire	24,60 m
Pont de la vallée Nusle (Prague)	26,50 m
Pont sur le Fjord Vejle (Danemark)	de 26,60 à 27,60 m

La confection de tabliers larges en forme de caisson unicellulaire présente d'autres avantages, notamment une plus grande facilité d'exécution que les caissons multicellulaires et une réduction du volume global des appuis. Les prescriptions de la circulaire du 29 août 1991 relative aux profils en travers des ouvrages d'art non courants incitent les ingénieurs à concevoir des ouvrages à tablier unique. Cependant, dans certains cas, la construction de deux tabliers jumeaux peut être économiquement intéressante : le viaduc du Champ-du-Comte sur la RN 90 a été réalisé de cette manière en 1989 avec deux caissons unicellulaires de 9,54 m de largeur.

Ceci étant, la conception de caissons unicellulaires larges doit être soigneusement examinée du point de vue de sa déformabilité et de sa résistance à la flexion transversale.

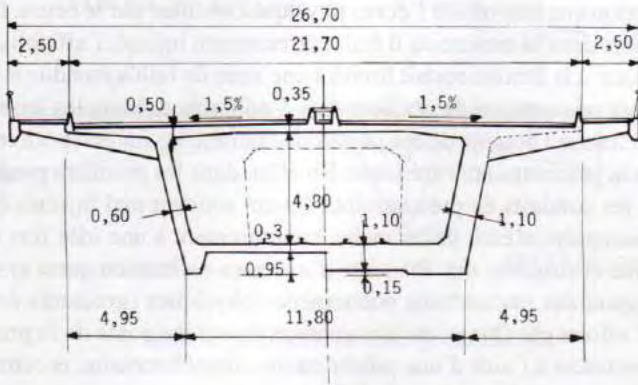
En ce qui concerne la déformabilité, le recours quasi-systématique à une précontrainte de continuité extérieure impose la présence de déviateurs à l'intérieur du caisson, jouant également le rôle de diaphragmes raidisseurs s'opposant efficacement à sa distorsion. Quant à la résistance à la flexion transversale, elle concerne principalement le hourdis supérieur, directement soumis à l'action des véhicules lourds et, dans une moindre mesure, le hourdis inférieur : le problème peut être résolu en donnant à ce hourdis une épaisseur convenable et en le dotant, éventuellement, d'une précontrainte transversale (cas du viaduc de Ponçin) ou en le munissant de poutres raidisseuses transversales en béton armé ou précontraint. Ces voiles raidisseurs, proposés pour la première fois en France à l'occasion de la construction du pont de Saint-André-de-Cubzac sur la Dordogne, en 1973, contribuent également à assurer l'indéformabilité de la section transversale (fig. 5.6).

Lorsqu'un tablier est confectionné à partir de voussoirs préfabriqués, il est préférable de prévoir une nervuration au voisinage de chacune de leurs extrémités afin de rigidifier le hourdis (surtout lorsqu'il est très large), en veillant à ce que le contact entre deux voussoirs consécutifs se fasse au niveau de ce dernier (le parfait contact entre deux demi-nervures accolées étant plus difficile à réaliser). Par contre, dans le cas de voussoirs coulés en place, on peut ne prévoir qu'une seule nervure par voussoir que l'on placera de préférence à l'avant, toujours pour des questions de rigidification du hourdis, même si le déplacement de l'équipage mobile est un peu plus compliqué que si la nervure était située à l'arrière.

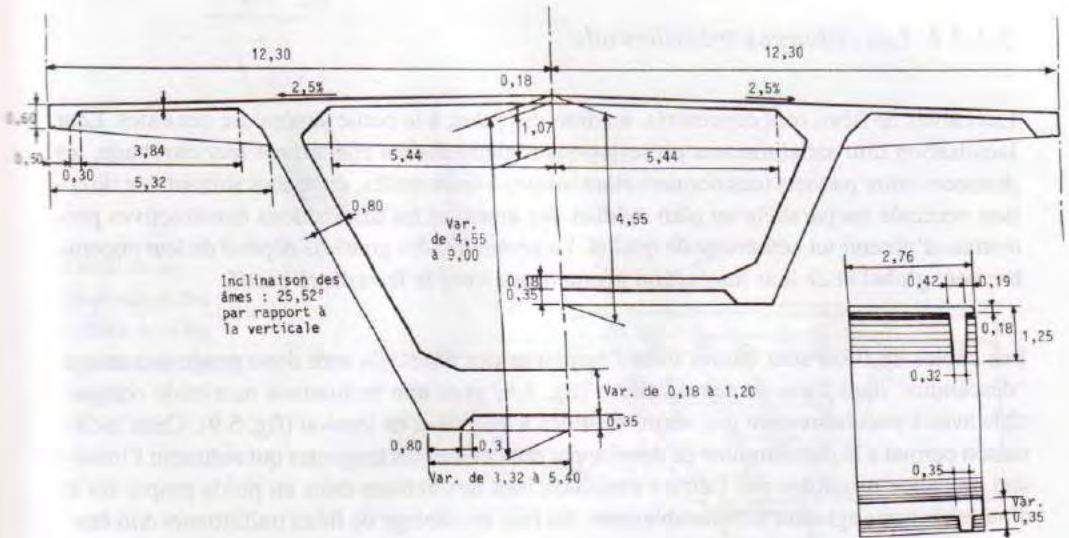
5.1.3. Principes de conception du câblage

Le câblage d'un pont construit en encorbellement comprend deux familles : le câblage de fléau et le câblage de continuité. Comme son nom l'indique, le câblage de fléau assure la reprise des sollicitations se développant au cours de la construction des fléaux, et, en particulier, de la majeure partie des moments négatifs totaux se développant au voisinage des appuis intermédiaires. Le câblage de continuité permet de solidariser les fléaux entre eux ainsi qu'aux parties coulées sur cintre, et confère au tablier sa résistance aux sollicitations principalement engendrées par le poids des superstructures et les actions variables.

Pendant la phase de développement du béton précontraint, quelques ouvrages furent conçus avec des câbles disposés à l'extérieur du béton. Citons, en France, les ponts de Villeneuve-Saint-Georges, de Vaux-sur-Seine et de Port-à-Binson. Mais les câbles de la plupart de ces ponts connurent des problèmes de corrosion : souvent recouverts par une peinture au bitume, cette protection se révéla insuffisante s'ils étaient à l'abri du ruissellement de l'eau ou d'autres agents corrosifs, c'est-à-dire si les parties d'ouvrages dans lesquelles ils étaient situés possédaient une bonne étanchéité. Un certain nombre d'expériences malheureuses donnèrent à la précontrainte extérieure une mauvaise réputation.



Pont de la Vallée de la Nusle.



Pont de Chevire sur la Loire.

Fig. 5.6 - Exemples de caissons larges à deux âmes.

Pendant plus de vingt ans, les ponts construits en encorbellement furent munis de câbles, de fléau ou de continuité, placés à l'intérieur du béton (fig. 5.7). Ces câbles bénéficiaient ainsi de la protection que leur offrait l'écran physique constitué par le béton. De plus, si l'un d'eux se rompait, et dans la mesure où il était correctement injecté, l'affaiblissement consécutif de la résistance à la flexion restait limité à une zone de faible étendue autour de la section concernée par mise en jeu de phénomènes d'adhérence. Mais les leçons tirées de la pathologie d'une fraction notable de ces ponts conduisirent les ingénieurs à réviser leur opinion à propos de la précontrainte extérieure. En effet, dans les premiers ponts construits en encorbellement, les conduits de précontrainte étaient souvent mal injectés et on s'aperçut que le béton précontraint n'était pas étanche, contrairement à une idée fort répandue dans les années soixante et soixante-dix. Par suite d'une sous-estimation quasi systématique des sollicitations engendrées par certains phénomènes physiques (gradients de température, redistributions d'efforts par fluage etc.), nombreux furent les ponts de la première génération qu'il fallut renforcer à l'aide d'une précontrainte complémentaire, et cette précontrainte ne pouvait être placée qu'à l'extérieur du béton.

De nos jours, la tendance est à un câblage mixte : câblage de fléau interne au béton, câblage de continuité partiellement interne et partiellement externe. La proportion de l'effort total de précontrainte de continuité assurée par des câbles externes au béton est variable d'un projeteur à l'autre : certains ne placent dans le béton que le nombre minimum de câbles permettant de réaliser les clavages dans de bonnes conditions, d'autres ne cherchent à reprendre, par le câblage externe, que les moments apportés par les actions variables.

5.1.3.1 *Les câblages traditionnels*

Les câbles de fléau sont concentrés, au droit des piles, à la partie supérieure des âmes. Leur localisation doit satisfaire aux prescriptions réglementaires concernant leur enrobage, les distances entre paquets (ces derniers étant limités à deux unités, disposées suivant une direction verticale ou parallèle au plan médian des âmes) et les dispositions constructives permettant d'obtenir un bétonnage de qualité. La géométrie des goussets dépend de leur encombrement global et de leur interaction géométrique avec le ferrailage passif.

Les câbles de fléau sont ancrés dans l'épaisseur des âmes. Ils sont donc progressivement "descendus" dans l'axe de ces dernières (fig. 5.8) avec une inclinaison maximale compatible avec l'encombrement des vérins destinés à leur mise en tension (fig. 5.9). Cette inclinaison permet à la précontrainte de développer des contraintes tangentielles qui réduisent l'intensité de celles produites par l'effort tranchant issu des actions dues au poids propre ou à d'autres actions agissant défavorablement. En fait, un câblage de fléau traditionnel doit être conçu et dessiné en accordant la même attention à la reprise de l'effort tranchant qu'à celle du moment fléchissant. Mais, pour "descendre" dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations. Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents : en effet, cette méthode peut conduire à des

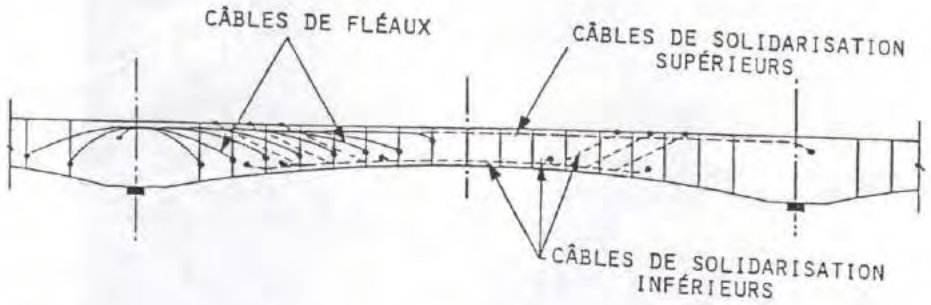
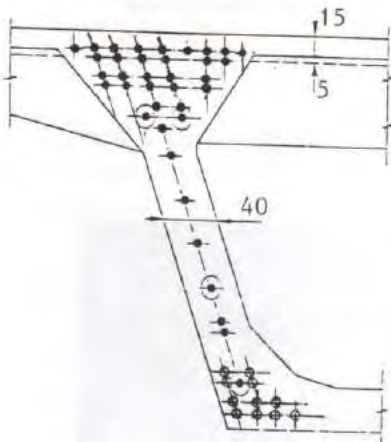


Schéma de principe d'un câblage traditionnel



Exemple de disposition de câbles dans un voussoir à âmes inclinées

Détail de la disposition des câbles dans les goussets supérieurs

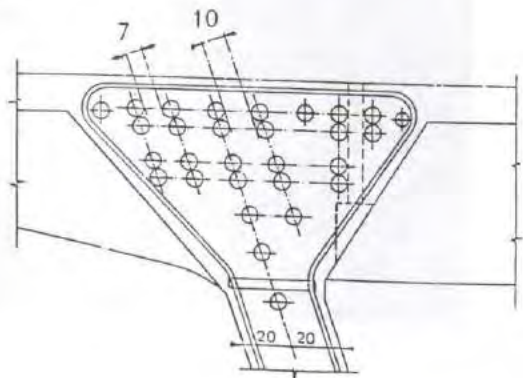
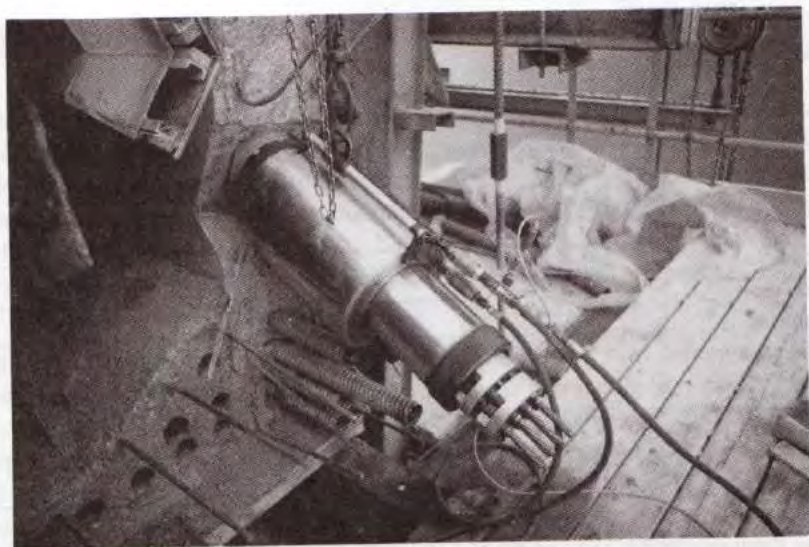


Fig. 5.7 - Dispositions schématiques des câblages traditionnels.



*Fig. 5.8 - Pont d'Amboise sur la Loire - Câble "descendant" dans une âme
(photo JAC).*



*Fig. 5.9 - Pont d'Amboise sur la Loire.
Vérin en position pour tendre un câble de fléau (photo JAC).*

tracés gauches dans l'espace difficiles à réaliser sur chantier et susceptibles de provoquer des poussées au vide au droit des goussets entraînant des ruptures ou des éclatements localisés du béton. On retiendra donc que les câbles qui ne sont pas déjà situés, sur pile, dans l'axe des âmes, doivent être d'abord déviés en plan pour les amener au droit de cet axe, avant de les faire descendre dans le plan médian des âmes. La principale difficulté d'un tel câblage de fléau réside dans la gestion harmonieuse de son tracé afin d'éviter les "collisions" entre conduits....Bien entendu, il n'est pas question de "descendre" deux câbles côte à côte dans une même âme.

Par le passé, les câbles de continuité étaient parfois situés au niveau du feuillet moyen du hourdis inférieur du caisson : c'est certainement la disposition la plus facile à réaliser, mais elle comporte cependant quelques inconvénients techniques si le tablier est de hauteur variable. Tout d'abord, la compression apportée par la précontrainte dans ce hourdis inférieur engendre une poussée au vide "vers le haut" qui le fléchit transversalement. D'un autre côté, les câbles créent une poussée au vide "vers le bas", dont l'effet s'oppose au précédent. Globalement, ces deux effets se compensent partiellement, mais, localement, les câbles induisent de fortes contraintes de traction sur le plan moyen du hourdis inférieur. Si ce dernier ne comporte pas un nombre suffisant d'aciers de couture en forme de cadres, il peut se fissurer et se rompre comme cela s'est produit sur plusieurs ouvrages.

C'est pourquoi, même si la réalisation sur chantier est moins aisée, on préfère loger les câbles (ou, du moins, la majorité d'entre eux) dans des goussets en partie basse des âmes. Les prescriptions concernant les enrobages et les distances entre paquets sont les mêmes qu'en partie supérieure. Les câbles sont normalement ancrés dans des bossages accolés et convenablement fixés aux âmes du caisson (fig. 5.10) : leur tracé est donc également dévié, et le principe de déviations successives dans des plans uniques doit être respecté. Dans chaque projet particulier, on s'efforce de standardiser la conception des bossages en définissant un nombre très réduit de bossages-types ; les câbles doivent, par leurs déviations, atteindre un point de passage "obligé" avant de sortir dans les bossages pour être ancrés.

Dans certains ouvrages, quelques câbles de continuité étaient relevés et ancrés au niveau du hourdis supérieur : cette conception, liée à l'emploi d'un grand nombre d'unités de puissance moyenne et intéressante, au demeurant, sur le plan mécanique, présentait des inconvénients faciles à deviner. Sans parler de tous les problèmes de gestion des conflits entre les câbles de fléau, descendants, et les câbles de continuité, montants, les ancrages en hourdis supérieur constituaient des points privilégiés d'infiltration de l'eau pouvant entraîner des phénomènes de corrosion.

Signalons qu'au niveau du projet, il est d'usage de prévoir des conduits vides : ils sont destinés à recevoir une précontrainte complémentaire si, en fin d'exécution des travaux, les mesures de coefficient de transmission des câbles mettent en évidence un frottement de ces derniers dans leurs conduits plus important que prévu, entraînant un déficit de précontrainte



*Fig. 5.10 - Ferrailage d'un bossage d'ancrage d'un câble de continuité
(photo JAC).*

par rapport à la valeur prise en compte dans la note de calculs. Si ces conduits ne sont pas employés, ils sont injectés pour éviter de laisser dans l'ouvrage des vides susceptibles de se remplir d'eau. Par ailleurs, des dispositions sont prises (fixation d'organes d'ancrage) pour permettre la mise en œuvre d'une précontrainte ultérieure si la précontrainte initiale s'avère insuffisante dans le temps, pour une raison quelconque, ou si les conditions d'exploitation de l'ouvrage sont modifiées dans le sens d'un alourdissement des charges appliquées.

5.1.3.2 Les câblages mixtes

Quelques ouvrages ont été construits avec une précontrainte totalement extérieure. La mise en place d'une telle précontrainte suppose d'une part que le tablier soit confectionné à l'aide de voussoirs préfabriqués et d'autre part que ces voussoirs puissent être maintenus en place à l'aide d'un dispositif provisoire approprié avant de recevoir leur précontrainte définitive. Mais cette technique ne peut être envisagée que pour des portées relativement limitées. Dans les ponts de grande portée, la conception la plus fréquente est celle du câblage mixte.

Les câbles de fléau sont situés à l'intérieur du béton. Ils sont disposés comme dans un pont à câblage traditionnel, mais, dans les ouvrages de portées non exceptionnelles, ils ne descendent pas dans les âmes. En effet, la réduction de l'effort tranchant est principalement apportée par la déviation des câbles de continuité qui, comme nous le verrons plus loin, sont "remontés" en partie supérieure au droit des piles. Les contraintes d'effort tranchant dans

les fléaux en cours de construction sont suffisamment modérées pour qu'il ne soit pas nécessaire de donner une forte inclinaison aux câbles de fléau. Ceux-ci sont donc pratiquement ancrés au niveau des goussets supérieurs. Il en résulte que l'épaisseur des âmes peut être réduite par rapport à celle d'un caisson à câblage traditionnel. Par contre, dans les ouvrages de grandes portées (qu'ils soient de hauteur constante ou variable), dont les âmes sont suffisamment épaisses du fait des conditions de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant, les câbles de fléau peuvent avantageusement "descendre" dans les âmes (fig. 5.11).

La précontrainte de continuité est assurée par des câbles de forte puissance afin d'en limiter le nombre. Leur tracé est, le plus souvent, de type "trapézoïdal" : passant en partie basse du caisson à la clé des travées (à quelques centimètres du hourdis inférieur), ils sont déviés au voisinage des quarts de portée pour venir s'ancrer dans de puissants bossages encadrant les entretoises sur appuis (fig. 5.12). Le croisement des câbles de continuité de deux travées consécutives apporte un complément de précontrainte permettant de reprendre, avec la précontrainte mise en place lors de la confection des fléaux, l'ensemble des moments négatifs extrêmes pouvant se développer dans le tablier.

Si la portée déterminante de l'ouvrage n'est pas trop importante (inférieure à une centaine de mètres) et si les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant restent modérées (tablier de largeur inférieure à une dizaine de mètres), il est possible, moyennant un dimensionnement approprié de l'épaisseur des âmes, de concevoir un câblage "triangulaire", le seul point de déviation étant situé à la clé des travées. C'est ce qui a été réalisé pour les viaducs du Champ-du-Comte sur l'autoroute A 40. Ce type de conception conduit à des moments hyperstatiques de précontrainte plus faibles que ceux résultant d'un câblage de géométrie trapézoïdale.

Même en cas de précontrainte extérieure, il convient de prévoir des dispositifs permettant de mettre en tension des câbles supplémentaires si, au bout de quelques années d'exploitation, la précontrainte initiale s'avère insuffisante.

5.1.3.3 Eléments de comparaison

Disons d'emblée que la différence financière entre un tablier à câblage traditionnel et un tablier à câblage mixte n'est pas systématiquement significative. Les avantages de l'une ou de l'autre solution doivent être appréciés sur le plan technique.

Les grandes entreprises maîtrisent parfaitement la construction de ponts en encorbellement avec câblage traditionnel : les problèmes de bétonnage, liés à la présence de conduits au sein des âmes sont connus et peuvent être résolus de manière satisfaisante. De même, les techniques d'injection des conduits à l'aide de coulis de ciment appropriés sont, de nos jours, bien maîtrisées.

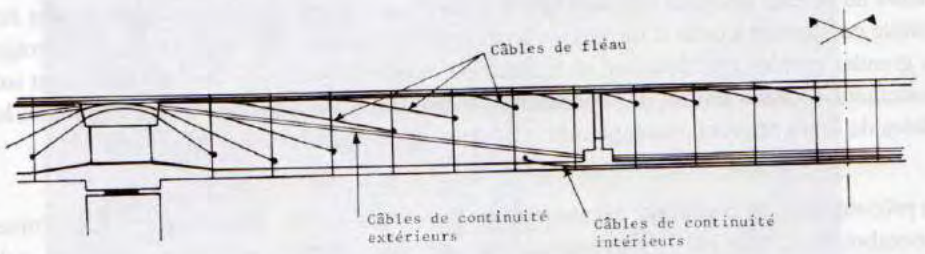
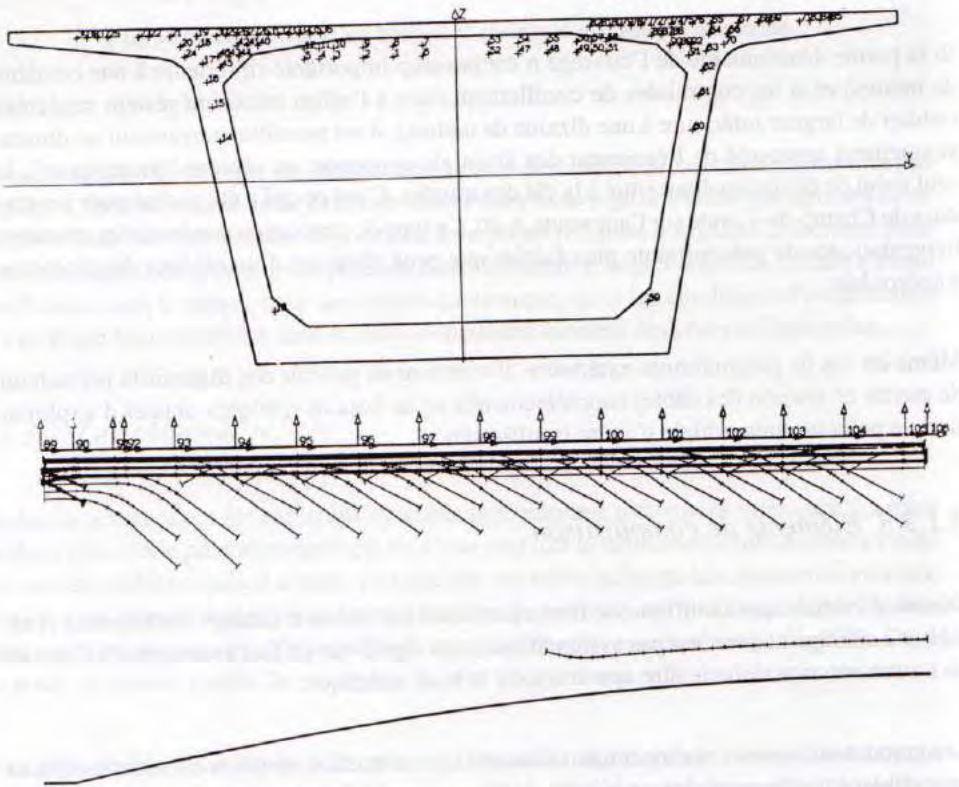


Schéma de principe d'un câblage mixte.



Tracé des câbles intérieurs du pont de Gennevilliers.

Fig. 5.11

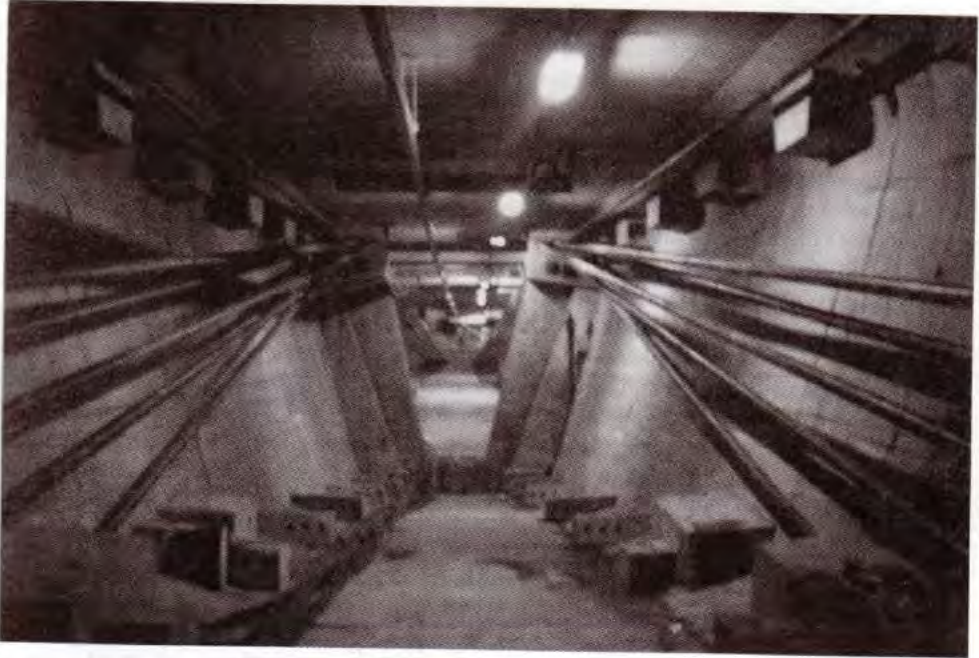


Fig. 5.12 - Pont de l'île de Ré. Câblage de continuité extérieur (photo JAC).

Quels peuvent alors être les avantages d'une précontrainte mixte ? Certes, le bétonnage des caissons est facilité du fait de l'absence de câbles dans les âmes et de la simplification du tracé des câbles de fléau. Les pertes par frottement dans ces derniers s'en trouvent sensiblement diminuées. Les câbles extérieurs peuvent être remplacés : il s'agit là d'un argument de poids puisque la grande majorité des réparations de ponts construits en encorbellement a consisté à tendre des câbles extérieurs pour pallier les insuffisances de la précontrainte initiale. En cas de corrosion accidentelle d'un câble, son remplacement est aisé (dans la mesure où des dispositions constructives appropriées ont été prévues, notamment au niveau des culées). Mais le grand avantage de la précontrainte mixte réside dans l'amélioration de la qualité des ouvrages. En effet, l'ancrage de câbles de forte puissance ne s'accomode d'aucune erreur de conception ou d'exécution : une défaillance à ce niveau peut entraîner une rupture brutale mettant en jeu la vie des personnels d'exécution.

Certaines précautions doivent cependant être prises : en l'absence de protection des accès, les tabliers de ponts en forme de caisson peuvent servir de domicile à des squatters indésirables. Les câbles extérieurs sont très vulnérables : la chaleur d'un brasero situé à leur voisinage peut détériorer leur conduit en polyéthylène et favoriser la rupture de torons. L'accès à l'intérieur d'un caisson doit donc être condamné de façon efficace (portes, grilles...).

5.2- LE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

5.2.1 Géométrie des sections et élancements usuels

Comme nous l'avons déjà dit, la tendance actuelle est aux caissons à deux âmes même pour des chaussées de grande largeur. Si B désigne la largeur totale du tablier et b la distance entre les axes des âmes au niveau de leur enracinement sur ce hourdis, on adopte généralement une disposition telle que $B \cong 2b$ afin d'équilibrer correctement les moments de flexion transversale. L'emplacement des âmes doit néanmoins être examiné avec soin en relation avec l'implantation des systèmes d'évacuation de l'eau : il est clair que les gargouilles, lorsqu'il y en a, ne doivent pas, pour de multiples raisons, traverser la zone des goussets dans laquelle sont situés les câbles de fléau. Par ailleurs, certaines considérations d'ordre esthétique peuvent entrer en ligne de compte : par exemple, de très larges encorbellements créent un effet d'ombre pouvant masquer totalement les âmes du caisson, ce qui n'est pas forcément souhaitable. La question doit être examinée avec le concours d'un architecte dès le stade de l'étude préliminaire.

Les âmes peuvent être inclinées, surtout dans le cas des caissons très larges : cette disposition est souvent considérée comme étant plus esthétique et elle permet de réduire la dimension des piles. Cependant, leur angle d'inclinaison par rapport à la verticale ne doit pas être trop important pour d'évidentes raisons de facilité de bétonnage : il est conseillé de ne pas prévoir d'angles supérieurs à $\text{Arctg}(1/5)$. Par ailleurs, cette question doit également être examinée d'un point de vue architectural en liaison avec le dessin des têtes de piles : des effets esthétiques peuvent être obtenus en travaillant le coffrage de ces dernières de façon à faire apparaître des lignes présentant la même inclinaison que les âmes.

Pour définir la hauteur des sections, on peut partir de ratios calculés sur la base des projets existants. Dans ce qui suit, nous notons respectivement HP la hauteur du tablier sur pile, HC sa hauteur sur culée ou à la clé des travées et L la portée déterminante du tablier. Pour des tabliers de hauteur constante $L/HP = L/HC = 20$ à 22 dans les cas courants.

Dans le cas des ponts dont la hauteur varie paraboliquement, on peut employer les formules indiquées dans le tableau suivant.

Type de tablier	Formules
Simplement appuyé	$\frac{L}{HP} = 16 + 0,25 \left(\frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{HC} = 0,16L + 22 - \frac{7,5}{(L/50)^3}$
Encastré sur pile	$\frac{L}{HP} = 16 + 0,25 \left(\frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{HC} = 0,2L + 25 - \frac{7,5}{(L/50)^3}$

En tout état de cause, la hauteur minimale des caissons doit être de l'ordre de 2,30 m afin de permettre la visite et l'entretien de l'ouvrage dans des conditions de confort et de sécurité acceptables. Par exemple, pour une portée déterminante de 100 m, la hauteur sur pile est de l'ordre de 6,15 m et la hauteur à la clé pourra être prise égale à 2,70 m pour un tablier simplement appuyé et 2,30 m pour un tablier encastré sur ses piles.

Pour des portées comprises entre 60 et 120 m, l'épaisseur équivalente moyenne d'un tablier-caisson sans contraintes particulières d'exploitation ou d'équipement est donnée par la formule :

$$E = 0,4 + 0,0035L \text{ (en m).}$$

La quantité d'aciers passifs représente de 110 à 130 kg par mètre cube et celle des aciers actifs (précontrainte) représente de 45 à 50 kg par mètre cube.

5.2.2 Choix des unités de précontrainte

Les câbles de précontrainte sont généralement constitués de torons. Les torons sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. Les plus courants comportent sept fils et sont désignés par leur diamètre nominal, c'est-à-dire par le diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite. Le choix des unités de précontrainte dépend du type de câblage prévu pour l'ouvrage projeté (câblage traditionnel ou précontrainte de continuité extérieure), et de l'intensité des sollicitations à reprendre.

Dans un ouvrage à câblage traditionnel, le nombre d'unités par âme doit permettre d'en arrêter deux à chaque voussoir, sauf éventuellement dans les derniers de chaque fléau où le nombre peut être réduit à un. En effet, l'arrêt de trois câbles dans chaque âme d'un voussoir doit rester exceptionnel car la reprise des efforts de diffusion nécessite un ferrailage passif important rendant le bétonnage difficile. Par ailleurs, il convient de doter les voussoirs sur pile d'une précontrainte pour éviter leur fissuration sous l'effet du retrait du béton gêné par la présence du coffrage.

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques des torons les plus courants.

Nature	Classe (MPa)	Diamètre (mm)	Section (mm ²)	0,8 F _{rg} (kN)	0,6 F _{rg} (kN)
T 13	1860	12,5	93	138,4	103,8
T 13 S	1860	12,9	100	148,8	111,6
T 15	1770	15,2	139	196,8	147,6
T 15 S	1770	15,7	150	212,0	159,0

Dans ce tableau, la colonne $0,8 F_{rg}$ correspond à la force "à l'origine" et la colonne $0,6 F_{rg}$ donne un ordre de grandeur de la "force utile" pour un toron appartenant à un câble subissant des déviations modérées. Par exemple, la force utile d'un câble 12 T 13 est de l'ordre de $12 \times 103,8 \cong 1245$ kN et celle d'un câble 12 T 15 S est de l'ordre de $12 \times 159,0 \cong 1908$ kN.

Pour des portées déterminantes inférieures à 80 m, le câblage peut être réalisé en unités de type 12 T 13 ou 9 T 15, et pour des portées déterminantes supérieures à 80 m, les unités les plus employées sont plutôt de type 12 T 15 ou 12 T 15 S. L'emploi d'unités de type 19 T15 est plutôt rare, et réservé aux caissons très larges et de très grandes portées (au delà de 130 à 140 m). Le câblage de continuité est généralement réalisé à l'aide d'unités de même type que celles du câblage de fléau. Dans tous les cas, il est vivement recommandé de ne pas "panacher" des types d'unités différents qui ne pourraient pas être facilement distingués sur chantier (par exemple des 7 et des 9 T 15).

Dans les ouvrages à câblage de continuité extérieur, un seul câble de fléau par âme est généralement arrêté au droit de chaque voussoir. Le câblage de continuité peut être réalisé à l'aide d'unités beaucoup plus puissantes que le câblage de fléau : on recourt volontiers à des câbles de type 19 T15 même pour des portées modérées.

5.2.3 Principales caractéristiques des sections

5.2.3.1 Le hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées. En appelant toujours b sa portée entre axes des âmes, son épaisseur courante e_s est telle que $b/e_s = 25$ à 30 lorsqu'il n'est pas nervuré. Ceci conduit à des épaisseurs de l'ordre de 22 à 25 cm pour des caissons de largeur courante, et qui peuvent aller jusqu'à 28 ou 30 cm pour des caissons larges (plus de 18 m) lorsque le hourdis n'est pas nervuré transversalement. A l'extrémité des encorbellements latéraux, l'épaisseur est souvent imposée par les dispositions constructives relatives aux dispositifs de retenue qui y sont fixés. En particulier, le ferrailage d'ancrage d'une barrière métallique de type BN4 nécessite une épaisseur minimale de dalle de l'ordre de 25 cm.

Il peut être judicieux de donner au hourdis une épaisseur linéairement variable au voisinage des goussets : la section résistante est ainsi épaissie là où les moments de flexion sont les plus élevés et la fibre moyenne du hourdis présente une courbure engendrant un effet d'arc. A l'enracinement des encorbellements sur les âmes, l'épaisseur est souvent comprise entre le cinquième et le septième de leur largeur.

Les goussets supérieurs sont dimensionnés par l'encombrement des câbles de précontrainte. Leur coffrage est généralement délimité par des éléments de surface plans, mais il n'est guère coûteux ni difficile de leur donner une géométrie circulaire.

Pour évacuer les eaux pluviales, on donne au hourdis un dévers. Ce dévers peut être double (en forme de toit, avec raccordement parabolique au centre sur une longueur d'un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée) ou simple (pente de 2,5%) pour un pont droit. Pour un pont courbe, le dévers est simple et dicté par les caractéristiques du tracé routier. Le hourdis épouse ce dévers : il ne saurait être obtenu par un renformis ou en jouant sur l'épaisseur de la couche de roulement, pour d'évidentes raisons de limitation du poids propre des équipements.

Lorsque le dévers est simple, plusieurs possibilités s'offrent pour la conception du caisson :
— le hourdis inférieur peut être horizontal, et les âmes sont alors de hauteurs différentes ;
— le hourdis inférieur peut avoir la même pente transversale que le hourdis supérieur, la section du caisson étant alors en "parallélogramme" ;
— le dévers peut être obtenu par basculement global de la section du caisson, le rattrapage de la surface horizontale en tête des piles étant obtenu par l'intermédiaire d'un "sabot" de géométrie appropriée.

Cette dernière solution est souvent employée pour les ouvrages courbes. Dans les autres cas, il n'y a pas de solution véritablement meilleure que les autres : chaque entreprise possède ses habitudes propres et met en œuvre le procédé qu'elle maîtrise le mieux.

5.2.3.2 Épaisseur des âmes

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

Lorsqu'il s'agit d'un câblage traditionnel, nous avons vu que les câbles de fléau "descendaient" dans les âmes pour s'ancrer sur leur tranche. L'épaisseur minimale de ces dernières est donc déterminée par la dimension des organes d'ancrage. Un certain enrobage de béton est nécessaire sur le bord de ces organes, de sorte que, par exemple, l'épaisseur minimale des âmes doit être de l'ordre de 36 cm avec un câblage à base d'unités 12 T 13, de 44 cm avec des unités 12 T 15 et de 59 cm avec des unités 19 T 15.

Par ailleurs, l'épaisseur des âmes est ajustée en fonction des exigences de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant. On peut la fixer, au stade du prédimensionnement, en partant de la formule statistique suivante :

$$e_a \text{ (cm)} = 26 + \frac{L(m)}{5}$$

où L est la portée déterminante de l'ouvrage. Cette formule est valable pour L compris entre 70 et 170 m, mais pour des largeurs de tablier usuelles (jusqu'à 15 m). Pour les tabliers de grande largeur, il convient d'augmenter légèrement les épaisseurs issues de cette formule. Dans toute la mesure du possible, on s'efforcera de donner au caisson des âmes d'épaisseur

constante sur toute sa longueur. Cependant, dès que la portée devient importante, il peut être nécessaire de les épaissir (variation linéaire) dans le voussoir sur pile et sur la longueur de quelques voussoirs de part et d'autre.

Dans les ponts à câblage de continuité extérieur, lorsque les câbles de fléau sont ancrés au voisinage des goussets supérieurs, l'épaisseur des âmes peut être réduite : elle est seulement déterminée par les conditions de résistance à l'effort tranchant et de facilité de bétonnage. Au stade du prédimensionnement, on peut employer la formule statistique suivante :

$$e_a \text{ (cm)} = \frac{L(m)}{2,75} + 125 \frac{B}{L} - 12,5$$

où B est la largeur du tablier au niveau de son hourdis supérieur. Par exemple, pour L = 150 m et B = 20 m, $e_a = 59$ cm.

En général, l'épaisseur des âmes est constante sur toute leur hauteur en section transversale. Mais les conditions de résistance au cisaillement d'effort tranchant, lorsque les câbles de fléau sont ancrés dans la zone des goussets supérieurs, peuvent conduire à leur donner une épaisseur variable. Par exemple, dans le cas du pont de l'île de Ré, cette épaisseur est égale à 36 cm en dessous du centre de gravité des sections et croît linéairement jusqu'à 46 cm au-dessus du centre de gravité, jusqu'au voisinage des goussets supérieurs, de façon à la proportionner aux moments statiques des deux hourdis.

5.2.3.3 Épaisseur du hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par les conditions de résistance en flexion transversale. Dans les ponts à câblage traditionnel, nous avons dit que les câbles de continuité étaient normalement placés dans des goussets à la partie inférieure des âmes. Mais, pour limiter le volume de ces goussets, quelques câbles peuvent être disposés dans le plan du feuillet moyen du hourdis. C'est pourquoi, ce dernier doit posséder une épaisseur e_i supérieure à la plus contraignante des conditions suivantes :

$$e_i \geq \text{Max} \{ 18\text{cm} ; 3\Phi ; \frac{e_a}{3} \}$$

Φ étant le diamètre d'encombrement des conduits et e_a l'épaisseur des âmes. La dernière condition vise à donner au hourdis inférieur une rigidité qui ne soit pas trop faible par rapport à celle des âmes afin que la section transversale du caisson puisse être valablement considérée comme étant indéformable. Une règle analogue peut être adoptée dans les ponts à câblage de continuité extérieur :

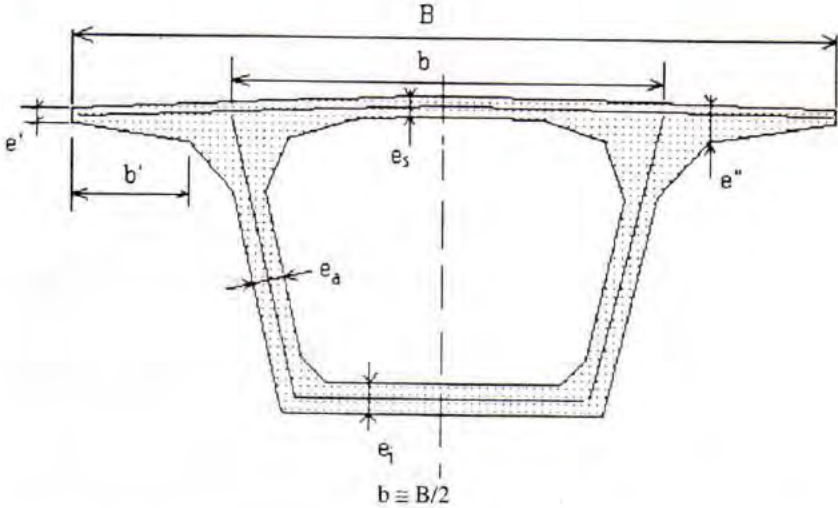
$$e_i \geq \text{Max} \{ 18\text{cm} ; \frac{e_a}{3} \}$$

Au voisinage des piles, l'épaisseur du hourdis inférieur est déterminée par le niveau d'intensité des contraintes normales dues à la flexion générale. Pour un dégrossissage rapide, et

avec les élancements définis au paragraphe précédent, elle peut être prise égale à 2,5 fois l'épaisseur minimale que nous venons de définir, si le tablier est de hauteur variable, et 3 fois cette épaisseur si le tablier est de hauteur constante.

On rappelle que dans le cas des tabliers de hauteur variable, le hourdis inférieur est soumis à une flexion transversale du fait de la poussée au vide résultant des contraintes de compression. Par ailleurs, on considère, au stade du projet, qu'il peut supporter une charge uniformément répartie de 4 kN/m². Dans les caissons larges, la rigidité du hourdis inférieur peut être également obtenue par un raidissage transversal approprié (cas du pont de Cheviré - fig. 5.6).

Le dessin de la figure 5.13 résume l'ensemble des éléments de prédimensionnement qui viennent d'être détaillés.



	Câblage traditionnel	Câblage extérieur
e' (cm)	≥ 20 ou 25	≥ 20 ou 25
e'' (cm)	$b'/5$ à $b'/7$	$b'/5$ à $b'/7$
e_s (cm)	$b(\text{cm})/25$	$b(\text{cm})/25$
e_1 (cm)	$\geq \text{Max}[18\text{cm} ; 3\Phi ; e_a/3]$ à la clé	$\geq \text{Max}[18\text{cm} ; e_a/3]$ à la clé
e_a (cm)	$26 + \frac{L(\text{m})}{5}$ ≥ 36 (câbles 12T13) ≥ 44 (câbles 12T15) ≥ 59 (câbles 19T15)	$\frac{L(\text{m})}{2,75} + 125 B - 12,5 \bar{L}$

Fig. 5.13

5.2.4 Conception des voussoirs sur pile

Les voussoirs sur pile sont les premiers éléments à partir desquels débute la construction en encorbellement. Ce sont des éléments massifs, à la géométrie compliquée, et dotés d'un ferrailage passif dense. Les réactions appliquées au droit des appareils d'appui ne peuvent généralement pas être directement transmises aux âmes du fait de la taille de ces derniers, et les efforts ne peuvent pas être repris par flexion transversale du hourdis inférieur.

De plus, le changement des appareils d'appui, lorsque leur fonctionnement n'est plus satisfaisant, nécessite un vérinage du tablier en des points qui sont également excentrés par rapport à l'axe des âmes. Il est donc nécessaire de doter la poutre-caisson d'une entretoise robuste qui a également pour rôle de la rigidifier à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de sa section droite.

Pour permettre la communication entre les travées, elle doit posséder une ouverture dont la dimension est de l'ordre de 1 m x 2 m. Son ferrailage est parfois déterminé à partir d'un calcul par éléments finis, mais, le plus souvent, en se référant à une transmission des efforts par des bielles.

Les dimensions des voussoirs sur piles sont différentes dans le cas d'un ouvrage à voussoirs coulés en place et dans celui d'un ouvrage à voussoirs préfabriqués. Dans le premier cas, les voussoirs sur pile sont construits sur un échafaudage fixé aux piles et leur longueur doit être suffisante pour permettre le montage de la paire d'équipages mobiles : elle est couramment de l'ordre de 8 à 10 m. Par contre, dans le deuxième cas, le voussoir sur pile est également préfabriqué, parfois en plusieurs éléments, et sa longueur est conditionnée par la limitation de son poids en fonction de la capacité du matériel de pose. Un exemple caractéristique est fourni par les voussoirs sur pile du pont d'Oléron dont les entretoises possédaient une géométrie très particulière de façon à être aussi légères que possible. Les contraintes de compression dans le hourdis inférieur sont toujours d'intensité élevée. Dans les tabliers de hauteur variable, les fibres moyennes de ce hourdis, de part et d'autre des piles, doivent se couper à l'intérieur de la matière pour que la résultante des efforts de compression puisse être reprise sans effets de console par la réaction d'appui verticale. C'est pourquoi, il est judicieux de prévoir, à la base du voussoir sur pile, un sabot de même dimension que la tête de pile (fig. 5.14).

Pour en terminer avec les voussoirs sur piles, rappelons que, lorsque l'ouvrage est en service, l'accès aux têtes de piles doit être possible pour visiter les appareils d'appui. Cet accès se fait normalement par l'intérieur du tablier même si, en site terrestre, un accès par l'intérieur des piles peut être prévu. Un trou d'homme doit donc être aménagé à la partie inférieure du voussoir sur pile. Ce trou d'homme est généralement circulaire, de 80 cm de diamètre environ, et il peut être placé soit dans l'axe de la ligne d'appui soit dans le hourdis inférieur, à proximité de l'entretoise. Dans le premier cas, la base de l'entretoise doit être

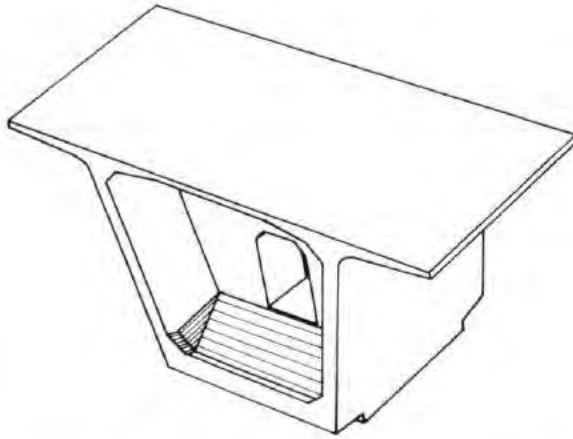


Fig. 5.14 - Vue en perspective d'un voussoir sur pile.

suffisamment élargie pour pouvoir disposer de part et d'autre de ce trou l'ensemble des armatures passives formant tirant entre les appareils d'appui. Dans le second cas, le passage du trou d'homme à la tête de pile doit être soigneusement étudié pour qu'il puisse se faire dans des conditions de confort et de sécurité acceptables.

5.3 - QUELQUES ASPECTS TECHNIQUES PARTICULIERS

5.3.1 Justification des ouvrages en service

Le but de ce paragraphe n'est pas de détailler l'ensemble des calculs justificatifs des ponts construits en encorbellement, mais de rappeler quelques points fondamentaux.

D'une façon générale, les ouvrages à voussoirs préfabriqués sont justifiés en classe I (pas de décompression sous combinaisons rares) en attribuant à l'effort de précontrainte sa valeur probable. Des vérifications complémentaires en classe II avec fourchette de précontrainte sont parfois nécessaires lorsque l'ouvrage comporte des câbles très longs ou au tracé particulièrement mouvementé.

Les ouvrages à voussoirs coulés en place sont normalement justifiés en classe II avec fourchette de précontrainte.

Mais, dans les ponts construits en encorbellement, comme dans tous les ouvrages construits par phases, le fluage du béton engendre des redistributions d'efforts qui se développent dans

le temps. Ces redistributions doivent, bien évidemment, être évaluées et prises en compte dans les calculs justificatifs, mais leur réalité physique s'accommode mal du principe des valeurs caractéristiques de la précontrainte. L'évaluation peut être conduite selon deux méthodes. La plus sophistiquée consiste à faire un calcul "scientifique" des effets du fluage à partir des lois réglementaires : un tel calcul ne peut être mené à bien que grâce à un programme informatique. La seconde méthode, appelée méthode forfaitaire, consiste à faire un calcul approché des sollicitations de fluage selon la formule :

$$S_{fl} = \frac{1}{2}(S_2 - S_1)$$

dans laquelle S_1 et S_2 représentent les sollicitations développées tant par le poids propre que par la précontrainte dans la structure supposée se comporter de façon linéairement élastique, compte tenu des phases successives de construction pour S_1 , en considérant, au contraire, que l'ouvrage est réalisé d'emblée selon son schéma statique final pour S_2 . Cette seconde méthode nécessite également l'emploi d'un programme électronique, mais demande des temps de calcul nettement plus faibles, et se révèle souvent un peu plus pessimiste, que la première.

Dans tous les cas, le calcul "de base" est conduit en attribuant à l'effort de précontrainte sa valeur probable. Puis on procède à des calculs complémentaires ponctuels dont l'unique objet est d'évaluer l'incertitude pouvant affecter les calculs précédents ; ils n'exigent donc pas le même degré de finesse que ces derniers. Pour davantage de détails sur la façon de mener les justifications avec la fourchette de précontrainte, nous renvoyons le lecteur au *Guide d'emploi du règlement français de béton précontraint aux états-limites* édité par le SETRA.

Au niveau d'un dégrossissage, les calculs sont évidemment conduits en classe I avec la valeur probable de la précontrainte et en tenant compte des redistributions d'efforts par fluage de la manière suivante. Les moments de fluage, à la clé de chaque travée, sont ceux qui engendreraient, sur la fibre inférieure du caisson, une contrainte de traction de 1 MPa pour des ouvrages à voussoirs préfabriqués et 1,5 MPa pour des ouvrages à voussoirs coulés en place.

5.3.2 Les voussoirs d'articulation

Un tablier en béton précontraint peut être construit d'un seul tenant tant que sa longueur ne dépasse pas une longueur de l'ordre de 800 m, en prévoyant des appuis fixes dans sa zone centrale. Au-delà, l'amplitude des déplacements longitudinaux induits par les variations de température et de ceux résultant du fluage et du retrait du béton, nécessite des équipements (appareils d'appui et joints de dilatation) particuliers. C'est pourquoi, dans les ouvrages très longs, il est d'usage de placer une ou plusieurs articulations.

A titre d'exemples, le viaduc de Calix sur le boulevard périphérique Nord et Est de Caen (1 180 m de longueur totale) a été partagé en deux viaducs de 590 m de longueur chacun,

reliés par une articulation placée au tiers environ d'une travée ; le pont autoroutier de Cubzac (1 160 m de longueur totale) comporte deux articulations délimitant un viaduc central de 700 m de longueur environ. Enfin, les 24 travées intermédiaires de 110 m de portée du pont de l'île de Ré sont réparties en 6 viaducs indépendants de 440 m de longueur par des articulations placées au voisinage de la clé des travées concernées. Dans ce dernier cas, l'introduction d'articulations aussi "rapprochées" n'était pas seulement liée aux questions de variations linéaires du tablier : il s'agissait également d'éviter une destruction totale de l'ouvrage en cas de choc accidentel de navire sur l'une des piles.

Dans le même ordre d'idées, le viaduc de Fourneaux sur la route d'accès au tunnel routier du Fréjus fut conçu avec un ouvrage central en béton précontraint construit en encorbellement, fondé sur le rocher, encadré par deux travées "fusibles" en ossature mixte reliant l'ouvrage central à deux culées implantées dans des zones réputées instables. Les dessins de la figure 5.15 montrent la conception générale de cet ouvrage et des voussoirs spéciaux de transition entre le caisson en béton précontraint et les travées en ossature mixte.

5.3.3 La déviation des câbles extérieurs

L'efficacité d'une précontrainte par câbles extérieurs suppose que le tracé de ceux-ci soit ajusté pour passer en fibre supérieure sur piles et en fibre inférieure dans la zone centrale des travées. Cet ajustement est obtenu à l'aide de déviateurs qui permettent de donner aux câbles le tracé désiré.

Les déviateurs peuvent être des bossages (blocs) en béton situés à la jonction des âmes et du hourdis inférieur, des pièces métalliques ancrées au tablier, ou encore de véritables entretoises intermédiaires, ouvertes pour permettre la circulation d'une travée à l'autre. C'est cette dernière solution qui est la plus couramment adoptée, en limitant à deux le nombre de ces entretoises pour d'évidentes raisons de poids et d'économie du projet car leur exécution est coûteuse. Elle présente le double avantage de permettre la déviation simultanée de tous les câbles (alors que les bossages ou les pièces métalliques sont des déviateurs "individuels") et de rigidifier la section droite du tablier, limitant ainsi sa distorsion.

Les entretoises déviateuses sont donc des voiles ouverts dont l'épaisseur courante est de l'ordre de 80 cm. Cette dernière peut être réduite à 50 cm sauf dans la zone de déviation des câbles, où une épaisseur minimale de 80 cm est recommandée (fig. 5.16).

Les organes de déviation doivent être conçus de manière à régulariser convenablement les imperfections géométriques du tracé des câbles. Ils peuvent être des tubes métalliques simples gainés, sur une longueur de 10 cm environ au voisinage des faces coffrées, au moyen de fourreaux en produit mou, ou des tubes surcintrés (c'est-à-dire des tubes dont le rayon de courbure est plus faible que celui permettant aux câbles de se raccorder parfaitement à leurs

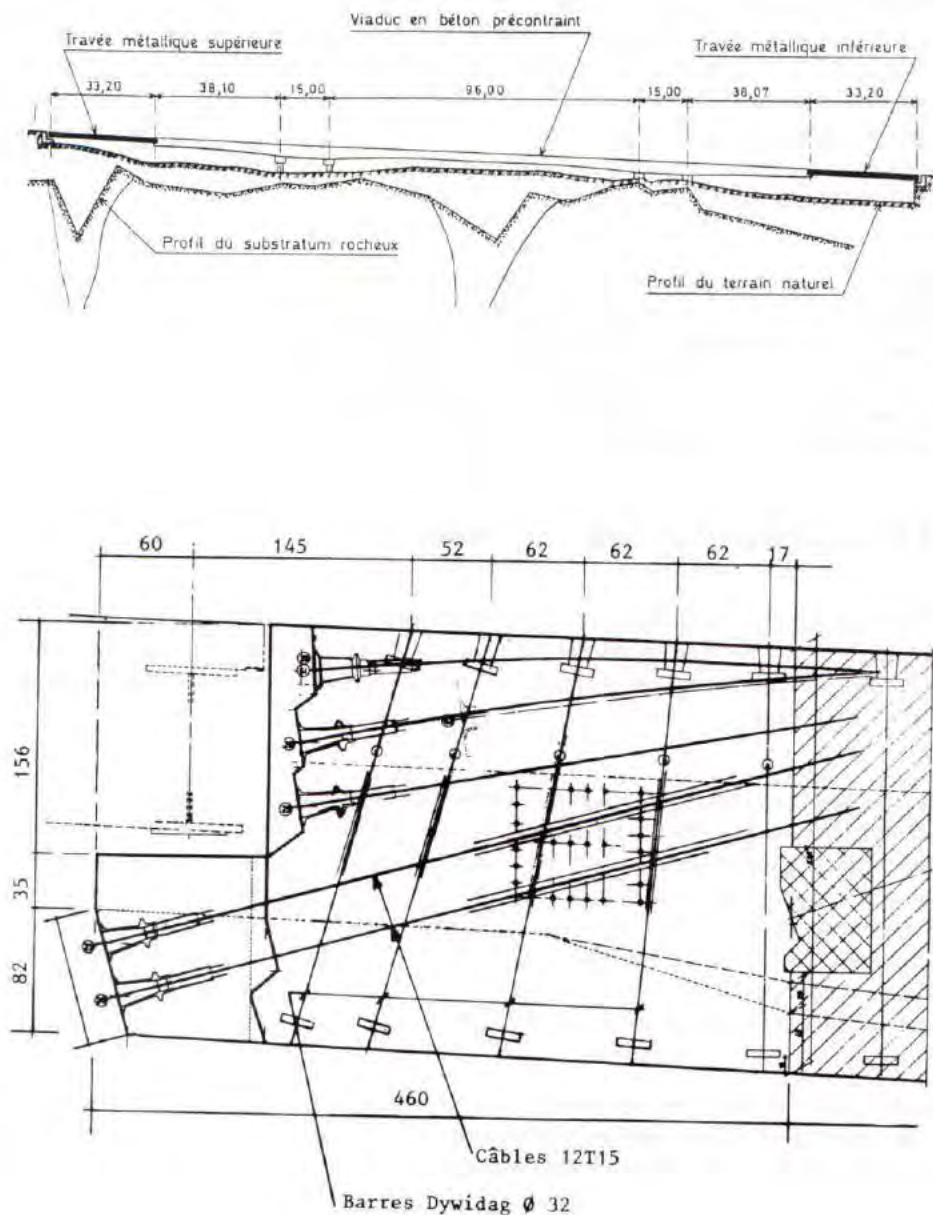


Fig. 5.15 - Viaduc de Fourneaux sur la route d'accès au tunnel routier du Fréjus.
Coupe schématique de l'ouvrage et du voussoir cantilever.

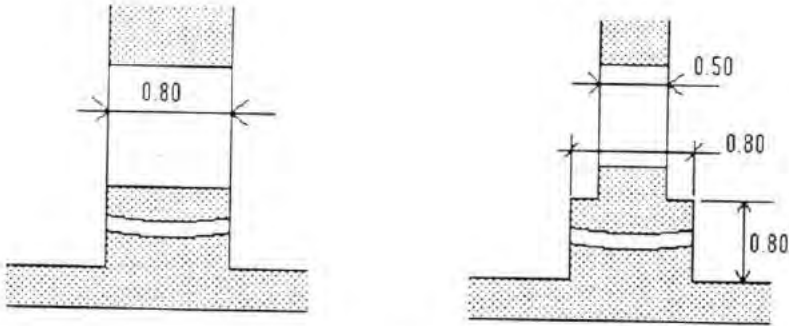


Fig. 5.16

parties rectilignes), ou encore des tubes munis d'extrémités évasées. On rappelle, dans le tableau ci-après, quelques données relatives aux unités de précontrainte les plus couramment employées.

Unités	Diamètre des tubes en acier (mm)	Diamètre des tubes en polyéthylène (série S8)	Rayon de courbure minimal dans le déviateur
7 T 15	76,1	75	2,0
12 T 15	80	90	2,5
19 T 15	101,6	110	3,0
27 T 15	114,3	125	3,5
37 T 15	139,7	140	4,0

5.3.4 Stabilité des fléaux en cours de construction

La construction de tabliers en encorbellement à partir des piles peut être dangereuse si toutes les précautions n'ont pas été prises pour assurer la stabilité des fléaux en cours de confection. La principale source d'accidents réside dans la possibilité de chute d'un équipage mobile en cours de déplacement ou de celle d'un voussoir préfabriqué en cours de brellage. A la suite d'un certain nombre d'accidents de ce type, des règles de justification particulières ont été définies, que nous les rappelons ci-après.

Ces règles visent à vérifier soit le non soulèvement de la ligne d'appareils d'appui la moins chargée (en cas de construction sur deux files d'appareils), soit la résistance de l'organe des-

tiné à assurer l'encastrement provisoire. Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 Q_c$$

$$1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 Q_c$$

$$0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_c$$

$$1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_c$$

Dans ces formules, G_{\max} et G_{\min} désignent le poids propre des demi-fléaux, l'un étant majoré de 2% (pour obtenir G_{\max}) et l'autre étant minoré de 2% (pour obtenir G_{\min}) par rapport à leur poids moyen. G_{\max} et G_{\min} sont choisis de façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée. L'action Q_c est destinée à couvrir les effets des charges de chantier susceptibles d'être présentes sur le fléau en cours de construction et une éventuelle pression ascendante du vent sous un demi-fléau ; elle est évaluée en disposant sur l'un des demi-fléaux (toujours choisi pour obtenir l'effet le plus défavorable) une densité uniforme de 200 N/m^2 et une charge ponctuelle en bout de fléau égale à $(50 + 5b) \text{ kN}$, b étant la largeur (en m) du hourdis supérieur. Enfin, F_A représente l'action accidentelle correspondant à la chute d'un équipage mobile en cours de déplacement ou celle d'un voussoir préfabriqué en cours de brellage.

En admettant que l'ensemble fléau-pile-fondation soit parfaitement élastique, il est d'usage d'affecter un coefficient de majoration dynamique de 2 aux effets de la chute accidentelle d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué. Dans la pratique, ceci veut dire que si on appelle Q le poids d'un équipage ou d'un voussoir, compté positivement vers le bas, la force appliquée à l'extrémité du fléau considérée a pour intensité $-Q$, c'est-à-dire qu'elle est dirigée vers le haut. Le moment de renversement dû à cette force ne peut généralement pas être repris par simple équilibre statique du fléau reposant sur ses appareils d'appui provisoires. Il faut donc prévoir un système de stabilisation.

Dans les cas usuels, le système de stabilisation comporte :

- des câbles de précontrainte dits de clouage, ancrés dans l'entretoise et dans la pile sous-jacente ;
- en ensemble d'étais extérieurs (poteaux métalliques ou chandelles en béton armé) ou des câbles de stabilisation.

Les figures 5.17 et 5.18 donnent des exemples de systèmes de stabilisation par câbles ou par poteaux en béton armé.

Si les piles sont de hauteur modérée, le clouage de stabilisation n'a pour rôle que d'assurer la sécurité jusqu'à ce que les palées ou les câbles extérieurs puissent être mis en place (avancée suffisante des équipages mobiles, par exemple) : il est alors, le plus souvent, axial. Si les piles sont de grande hauteur, les palées de stabilisation peuvent être coûteuses ; on

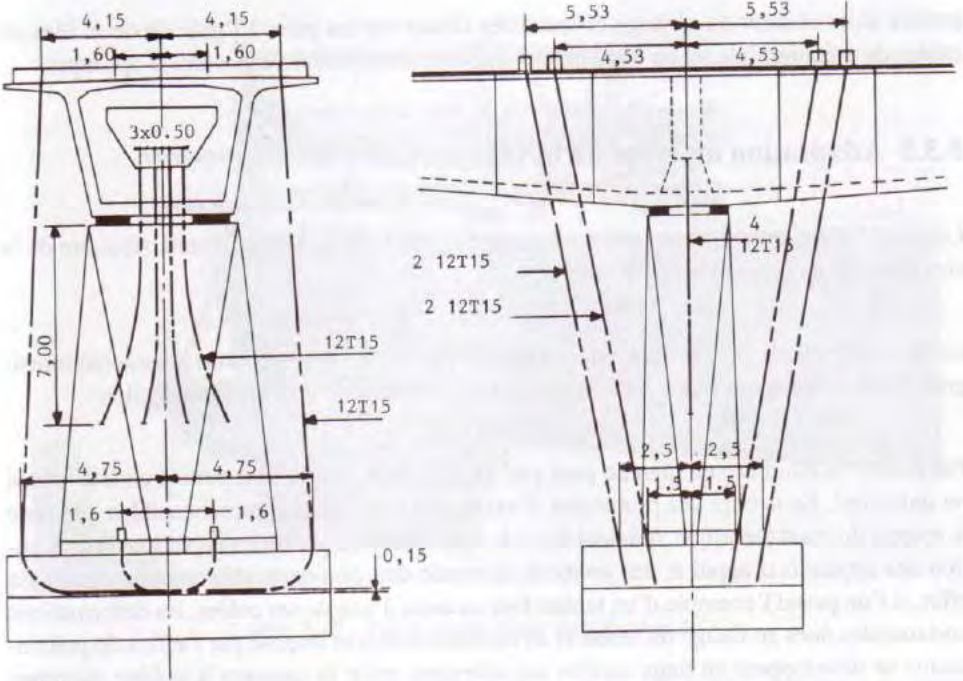


Fig. 5.17 - Exemple de système stabilisateur par câbles.

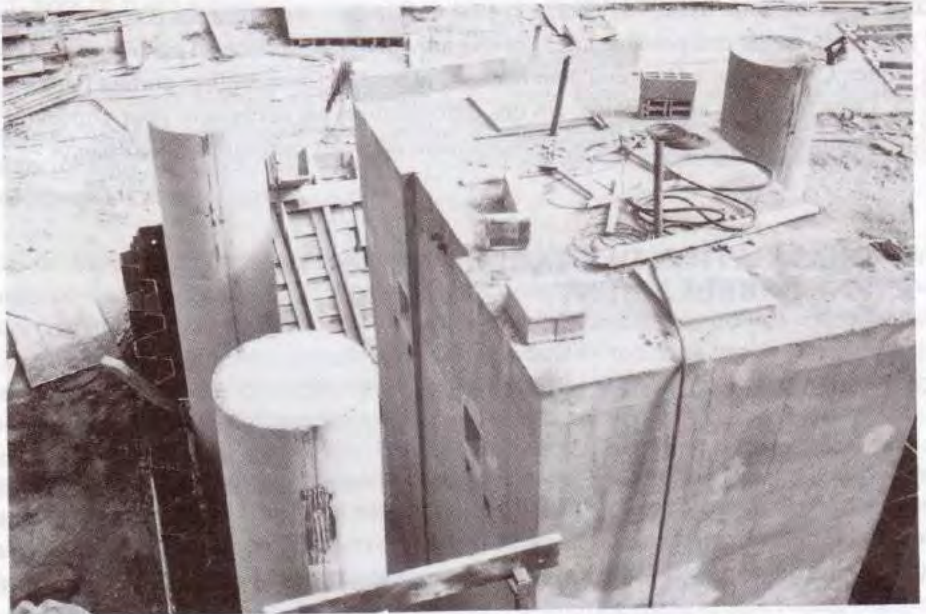


Fig. 5.18 - Poteaux de stabilisation autour d'une pile (photo JAC).

préfère alors réaliser un clouage efficace des fléaux sur les piles à l'aide de deux files de câbles de précontrainte, et en donnant aux appuis provisoires un espacement approprié.

5.3.5 Adaptation au tracé de la voie portée

La qualité d'exécution d'un pont construit en encorbellement est largement tributaire de la simplicité de sa conception et de ses formes.

Le biais mécanique peut pratiquement toujours être évité moyennant un allongement insignifiant de la longueur totale de l'ouvrage et une conception appropriée des piles.

Par contre, la courbure en plan ne peut pas toujours être évitée, notamment en site urbain ou industriel. En dehors des problèmes d'exécution facilement compréhensibles que pose le respect du tracé théorique, qui peut être à la fois courbe en plan et en élévation, la conception des appareils d'appui et des joints de chaussée doit être particulièrement soignée. En effet, si l'on prend l'exemple d'un tablier fixé au droit d'une de ses culées, les déformations horizontales dues au fluage du béton et au raccourcissement imposé par l'effort de précontrainte se développent en toute section sensiblement selon la tangente à la fibre moyenne tandis que les déformations dues au retrait et aux effets thermiques se développent plutôt le long de lignes radiales passant par le point fixe sur culée. Ces déformations ne sont pratiquement pas gênées si le tablier repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils glissants en caoutchouc fretté. Par contre, si l'on veut utiliser des appareils d'appui spéciaux, il y a intérêt, autant que possible, d'en prévoir un seul multidirectionnel par pile, centré sous le tablier. C'est ce qui a été prévu pour le nouveau pont de Gennevilliers portant l'autoroute A15. Dans tous les cas, un calcul fin des déformations est nécessaire pour concevoir et dimensionner des joints de chaussée fonctionnant dans des conditions satisfaisantes.

5.4 - REALISATION DES TABLIERS CONSTRUITS EN ENCORBELLEMENT

5.4.1 Tabliers à voussoirs coulés en place

Dans les tabliers à voussoirs coulés en place, ces derniers sont exécutés à l'intérieur de coffrages suspendus à une charpente métallique portée par la partie du tablier déjà construite. L'ensemble des coffrages et de la charpente métallique constitue ce que l'on appelle un équipage mobile. Il doit non seulement assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace, mais également supporter son poids avant qu'il ne durcisse suffisamment pour recevoir sa précontrainte de liaison à la partie de fléau déjà construite (fig. 5.19).

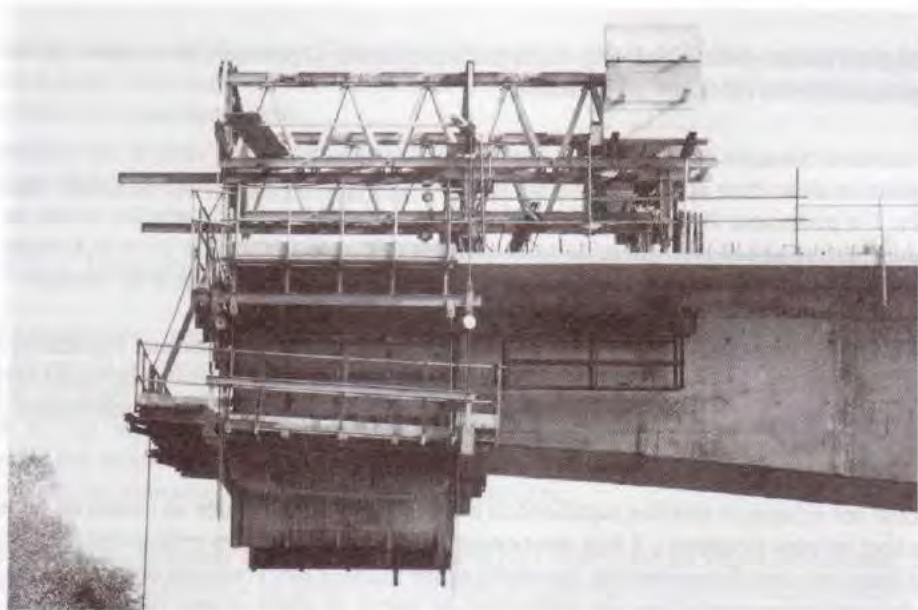


Fig. 5.19 - Vue d'un équipement mobile (photo JAC).

Un fléau est toujours construit symétriquement, ce qui signifie qu'il supporte un équipement mobile à chacune de ses extrémités. La longueur des voussoirs est couramment comprise entre 3 et 4 m pour d'évidentes raisons de poids. Dans certains cas, elle a pu atteindre 5 ou 6 m, mais de telles longueurs posent des problèmes de déformabilité que nous évoquons plus loin.

Dans les équipages mobiles traditionnels, la charpente métallique est située au-dessus du tablier. Pendant la confection d'un voussoir, elle s'appuie sur le dernier voussoir exécuté et est ancrée dans l'avant-dernier voussoir ; pendant son déplacement, elle est équilibrée par un contrepoids situé à l'arrière.

Lors du démarrage d'un fléau, on commence par exécuter le voussoir sur pile dont la longueur, comprise entre 7 et 10 m, est un peu supérieure au double de la longueur des voussoirs courants. Cette opération est relativement longue (plusieurs semaines) compte tenu de la complexité de sa géométrie (entretoises) et de la densité de son ferrailage et de son câblage. Il est généralement utile de mettre en tension une paire de câbles par âme dans les voussoirs sur pile, même s'ils ne sont pas mécaniquement nécessaires, pour éviter une fissuration due au retrait du béton qui peut être gêné par la présence des coffrages. Lorsque sa résistance est suffisante, on peut installer la paire d'équipages mobiles et commencer la confection des voussoirs courants.

Le bétonnage d'un voussoir se fait en continu : il débute par le hourdis inférieur, se poursuit par les âmes et se termine par le hourdis supérieur. Des fenêtres sont prévues dans le coffrage intérieur des âmes pour permettre une vibration correcte du béton, surtout au voi-

sinage des abouts préfabriqués (fig. 5.20) destinés à limiter la pression, sur le béton "jeune", engendrée par les câbles de précontrainte.

La cadence classique de construction d'une paire de voussoirs est de l'ordre d'une semaine, la précontrainte étant appliquée lorsque le béton a atteint une résistance de l'ordre de 25 MPa. Un traitement thermique approprié de bétons traditionnels ou l'emploi de bétons à hautes performances permettent de raccourcir les délais de fabrication jusqu'à 4, voire 3 jours. Mais de telles cadences sont rarement obtenues lors du démarrage d'un chantier.

Les équipages mobiles doivent avoir une rigidité suffisante pour éviter une fissuration au droit des joints entre deux voussoirs. C'est pourquoi, leur poids est généralement assez élevé (50 à 80 t) et induit des sollicitations dont il faut tenir compte lors de leur enlèvement en phase hyperstatique (notamment après un clavage hyperstatique).

A côté des équipages mobiles traditionnels à charpente porteuse située au dessus du tablier (ce sont les plus fréquents), il faut mentionner les équipage à poutres principales latérales ; ces dernières sont fixées sous les encorbellements latéraux des voussoirs déjà construits et de tels équipages permettent, en particulier, de mettre en place en une seule fois la cage d'armatures complète du voussoir à confectionner, car ils dégagent complètement les surfaces de travail. Par contre, les manœuvres de déplacement sont un peu plus délicates.



Fig. 5.20 - Défaut de bétonnage derrière un bloc d'about préfabriqué (photo JAC).

Dans tous les cas, le bétonnage d'un voussoir doit être conduit de la face avant vers la face arrière pour éviter une fissuration préjudiciable du joint résultant de la déformabilité, même minime, de l'équipage mobile.

5.4.2 Tabliers à voussoirs préfabriqués

5.4.2.1 Longueur des voussoirs

La longueur des voussoirs préfabriqués est directement liée à leur poids et aux possibilités de levage ou de transport des matériels dont dispose l'entreprise. Celle des voussoirs courants est généralement comprise entre 1,80 et 3,50 m selon leur largeur et leur hauteur. En fait, si l'on veut pouvoir mettre en œuvre un effort total de précontrainte bien adapté à la reprise des moments fléchissants induits par les diverses actions appliquées à l'ouvrage, la longueur des voussoirs ne doit pas être trop importante.

Par contre, les voussoirs sur piles sont nettement plus lourds que les voussoirs courants. Ils sont souvent préfabriqués en plusieurs morceaux et assemblés in-situ à l'aide de câbles ou de barres de précontrainte.

5.4.2.2 Assemblage des voussoirs

L'assemblage, dans une construction particulière, de lourdes pièces préfabriquées nécessite la réalisation des joints et pose des problèmes technologiques que nous analysons ci-après. On distingue deux grandes familles de joints : les joints matés ou coulés et les joints conjugués.

Deux pièces préfabriquées étant placées dans leur position d'assemblage avec un espace de 3 à 7 cm, on applique dans cet espace un mortier humide par passes successives jusqu'à obtenir un ressuage à chacune de ces passes. On réalise ainsi un *joint maté* : c'est une technique de qualité, déjà employée par Freyssinet pour de grands ouvrages, qui demande un très grand soin d'exécution par une main d'œuvre qualifiée.

Lorsque l'espace entre les deux pièces préfabriquées est augmenté (15 à 20 cm), on peut procéder à un véritable bétonnage dans un coffrage serré sur les deux pièces à assembler. On obtient ainsi un *joint coulé*. La mise en place du coffrage n'est pas toujours chose aisée et la réalisation d'un tel joint demande également beaucoup de soin. De plus, le temps d'attente avant application des efforts de compression est assez important.

Dans les tabliers à voussoirs préfabriqués, on emploie la technique des joints matés ou coulés soit pour opérer des corrections de profil en long, soit pour assurer la solidarisation des fléaux. Mais, entre deux voussoirs courants, on réalise normalement des *joints conjugués*.

L'idée du joint conjugué est de fabriquer les pièces à assembler successivement et de se servir de la pièce n pour former le fond de coffrage de la pièce n+1. Les deux surfaces en

contact sont donc théoriquement superposables, mais pour retrouver leur position relative exacte au moment de la pose dans l'ouvrage, on les dote de *clés* : ce sont des "accidents" géométriques qui permettent à la fois le centrage relatif des surfaces homologues et l'appui d'une pièce sur l'autre, afin d'éliminer toute charpente support de la pièce en cours de montage.

Les premières clés étaient des bossages volumineux et en nombre réduit. Elles présentaient plusieurs inconvénients :

- du fait de leur taille, il fallait les doter d'un ferrailage assez compliqué, d'autant plus que leur géométrie était souvent sophistiquée par le désir de les dissimuler ;
- elles étaient facilement cassées ou endommagées au moment de la désolidarisation, après quelques heures de prise du béton ;
- elles constituaient des "points durs" pour la transmission de l'effort tranchant, qui perturbaient sa répartition naturelle dans la hauteur des âmes.

C'est pourquoi, les ingénieurs se sont orientés vers une multiplication de clés de petite taille, réparties sur toute la hauteur des sections (et dans les hourdis), pour se rapprocher autant que possible d'une reprise de bétonnage traditionnelle (fig. 5.21).



Fig. 5.21 - Voussoir doté de clés multiples (photo JAC).

Cependant, si un joint conjugué équipé de clés multiples est capable de transmettre correctement les efforts d'une pièce à l'autre, l'expérience montre qu'il n'est pas étanche. Les câbles de précontrainte qui le traversent avec interruption du conduit ne peuvent donc être injectés et protégés correctement. C'est pourquoi, le joint est enduit de colle (résine époxydique avec durcisseur, offrant une résistance à la compression comprise entre 15 et 25 MPa pour un module d'élasticité instantané allant de 1 500 à 2 500 MPa). Le rôle de la colle est double :

- faciliter, en “lubrifiant” les surfaces en regard, le centrage relatif des pièces à assembler ;
- colmater la fissure artificielle créée par le joint après serrage.

5.4.2.3 Préfabrication des voussoirs

La préfabrication des voussoirs peut se faire sur banc ou en cellule. La géométrie à réaliser doit être soigneusement étudiée : ce n'est pas celle de l'ouvrage terminé car elle doit être modifiée de façon à tenir compte des déformations futures en cours de pose ou en service de l'ouvrage, déformations instantanées ou différées, de façon à obtenir le profil en long désiré après intervention des forces agissant sur la structure. Ce problème est d'autant plus délicat à résoudre que l'ouvrage est complexe.

La préfabrication sur banc (fig. 5.22) est la première à avoir été utilisée pour la réalisation de voussoirs conjugués. Mais ses possibilités sont limitées aux cas où le tracé de l'intrados est identique pour toutes les travées d'un ouvrage. Par ailleurs, même doté de fondations appropriées, un banc n'est jamais rigide et indéformable. Enfin, si le voussoir origine (voussoir sur pile) présente un défaut de positionnement, l'ensemble du fléau risque d'être réalisé avec une erreur importante que l'on est obligé de corriger à l'aide de joints matés compliquant la pose et induisant des pertes de temps. La préfabrication sur banc (encore appelé “doucine”) permet donc d'exécuter des ponts au tracé relativement simple. Une bonne précision ne peut être obtenue que si les problèmes de correction de géométrie sont soigneusement étudiés comme, par exemple, dans le cas du viaduc de l'Arrêt-Darré dans les Hautes-Pyrénées ; le fond de moule des voussoirs était constitué par un platelage en contreplaqué sur supports bois reposant sur les voiles porteurs du banc par l'intermédiaire de profilés métalliques. La liaison entre les profilés et les voiles fut conçue pour permettre d'apporter les corrections nécessaires liées au tassement inévitable du banc.



Fig. 5.22 - Vue d'un banc de préfabrication (photo JAC).

La préfabrication en cellule permet d'éliminer les erreurs systématiques et de s'adapter à n'importe quelle géométrie du tablier puisque toute référence à une base extérieure est supprimée : chaque voussoir est doté de points de mesure permettant de positionner avec précision le coffrage du voussoir suivant entre sa face "avant" et le plan de masque. Si la géométrie du voussoir $n+1$, après bétonnage, n'est pas rigoureusement conforme à sa géométrie théorique, et si la position relative des deux voussoirs (n et $n+1$) n'est pas strictement obtenue, on tient compte des données réelles pour régler le voussoir $n+2$. Ainsi, la géométrie des fléaux est suivie et corrigée de proche en proche : elle est donc plus précise que celle obtenue sur un banc, mais, dans tous les cas, la préfabrication des voussoirs, comme la culture des roses, ne souffre aucun amateurisme !

5.4.2.4 Méthodes de pose des voussoirs

La méthode de pose des voussoirs préfabriqués est largement tributaire des usages des entreprises et des matériels conçus en relation avec ces usages. La plus courante consiste à employer une poutre en treillis métallique dont la longueur est de l'ordre du double de la portée courante de l'ouvrage à réaliser. La première grande poutre fut élaborée par l'entreprise Campenon-Bernard pour construire le pont d'Oléron, établissant un lien fixe entre l'île d'Oléron et le continent. Elle inspira un grand nombre d'ingénieurs dans le monde entier, à tel point que, pendant de nombreuses années, les ingénieurs russes désignèrent par le terme "Poutre Oléron" les poutres de pose de voussoirs qu'ils concevaient ! La mise au point et la confection de telles poutres, qui sont, à elles seules, de véritables ouvrages d'art, ne se justifie économiquement que pour des ponts de très grande longueur. Ainsi, dans le cas du pont de l'île de Ré, l'entreprise Bouygues conçut une poutre en treillis métallique avec haubanage de dimensions exceptionnelles (fig. 5.23).



Fig. 5.23 - Poutre de pose du pont de l'île de Ré (photo G. Forquet).

La pose des voussoirs à la poutre suppose un acheminement de ces derniers, depuis l'aire de stockage, en empruntant la partie de tablier déjà construite. Une autre méthode de pose consiste à amener les voussoirs au pied des piles (en site terrestre, mais également en site aquatique, à l'aide de barges), et à les hisser et les mettre en place à l'aide d'une sorte de grue fixée aux extrémités des fléaux.

Dans tous les cas, les voussoirs en cours de pose sont fixés aux voussoirs précédents à l'aide de barres de précontrainte (généralement des barres Dywidag) en attendant de recevoir leur précontrainte spécifique.

5.4.2.5 Qualité du contact entre deux voussoirs

Un caisson est une structure composée de voiles minces assemblés le long de charnières rigides. En section transversale, ces charnières sont matérialisées par les zones des goussets supérieurs et inférieurs. Dans les règles BPEL, le retrait d'une pièce peut être calculé par une expression de la forme :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t) \quad \text{avec} \quad r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

où t est exprimé en jours et où r_m représente le rayon moyen de la pièce exprimé en cm. Par ailleurs, pour des bétons traditionnels confectionnés à partir de ciment Portland et séchant à l'air libre, le facteur ε_r peut être évalué par la formule :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{1 + 20\rho_s} \cdot (100 - \rho_h) \left(6 + \frac{80}{10 + 3r_m} \right) \cdot 10^{-6}$$

ρ_s représente le pourcentage des armatures adhérentes et ρ_h représente l'hygrométrie moyenne ambiante.

On constate donc que le retrait est, notamment, une fonction du rayon moyen de la pièce, défini comme étant le rapport de l'aire B de sa section droite à son périmètre extérieur u .

Dans un caisson, le rayon moyen des âmes et des hourdis en section courante est égal à leur épaisseur. Mais les goussets présentent un rayon moyen nettement plus important. L'application des précédentes formules à un voussoir particulier laisse penser que le retrait est moins important (de quelques dixièmes de millimètres) au niveau des goussets (et plus spécialement des goussets supérieurs) qu'au niveau des âmes et des hourdis. L'observation sur des ouvrages en cours de construction ou en situation pathologique confirme ce calcul quelque peu conventionnel : le contact entre deux voussoirs se fait essentiellement au droit du hourdis supérieur et des goussets. Sur chantier, lorsqu'il pleut, on constate fréquemment un suintement des joints au niveau des encorbellements latéraux des caissons.

Mais les effets du retrait ne sont pas les seuls à perturber le contact entre deux voussoirs préfabriqués : dans les ponts à câblage traditionnel (intérieur au béton), l'ancrage des câbles de fléau déforme les âmes de quelques dixièmes de millimètres, ce qui suffit à perturber la

transmission des contraintes normales. La conception des ponts avec câblage de continuité extérieur au béton et ancrage des câbles de fléau en partie haute des âmes réduit notablement l'influence de cette déformation. Par ailleurs, si un voussoir subit, au moment de sa confection, un traitement différent de celui du voussoir contre-moule, les différences de température induisent une courbure de ce dernier, dont l'empreinte est figée dans le voussoir en cours de durcissement.

Il résulte de tout ceci que le diagramme réel des contraintes normales dans un tablier à voussoirs préfabriqués peut être fort éloigné du diagramme théorique, déduit des méthodes usuelles de la résistance des matériaux. C'est pourquoi, le plus grand soin doit être apporté à la confection des voussoirs.

5.4.3 Mise en œuvre de la précontrainte

5.4.3.1 Les conduits

Les câbles de précontrainte sont placés à l'intérieur de conduits. Pour les câbles intérieurs au béton, et lorsque les armatures sont enfilées sur chantier, les conduits peuvent être :

- des tubes en acier laminé cintrables sur machine : leur épaisseur est comprise entre 1 et 2 mm, et on les assemble par emboîture ;
- des gaines rigides, cintrables à la main, en feuillard à enroulement hélicoïdal ou cylindrique ; leur épaisseur est comprise entre 0,4 et 0,6 mm. La nervuration, qui augmente la rigidité et l'adhérence au béton, fait office de filetage grossier et permet le raccordement entre tronçons par vissage d'un manchon de diamètre immédiatement supérieur.

Dans le cas d'unités prêtes à l'emploi, on utilise des gaines enroulables en feuillard plus mince (épaisseur comprise entre 0,2 et 0,4 mm). Lors du bétonnage, les conduits subissent des poussées de la part du béton frais. Pour obtenir une géométrie des câbles aussi proche que possible du tracé défini au projet et pour éviter des festonnages susceptibles de majorer sensiblement le frottement des câbles dans les conduits, il convient de fixer correctement ces derniers aux armatures passives. Un support soudé tous les 50 cm permet d'obtenir un résultat satisfaisant. A titre indicatif, le diamètre d'encombrement des conduits est d'environ 70 mm pour une unité 12 T 13 et d'environ 85 mm pour une unité 12 T 15.

Les conduits en feuillard ne sont jamais employés pour les câbles extérieurs car ils ne sont pas étanches et ne permettent donc pas le confinement du produit de protection. On utilise parfois des tubes métalliques, mais, en règle générale, ces câbles sont placés à l'intérieur de conduits en polyéthylène à haute densité (PEHD) dont les tronçons sont assemblés par thermofusion (soudure au miroir ou colliers électro-soudables).

5.4.3.2 La protection des câbles

Les câbles de précontrainte peuvent se corroder, par simple oxydation ou du fait de leur mise en tension. Rappelons que la corrosion sous tension est due à la destruction des liaisons intercrystallines par certains agents dilatants (comme l'hydrogène naissant) ou corrosifs. D'une façon générale, les câbles reçoivent deux protections successives, l'une provisoire et l'autre définitive.

La protection provisoire est actuellement obtenue grâce à des huiles émulsionnables, mais des recherches sont en cours pour mettre au point des méthodes plus performantes (par exemple, phosphatation). Elle est régulièrement renouvelée dans les câbles jusqu'à ce qu'ils reçoivent leur protection définitive.

Les câbles intérieurs au béton sont protégés par un coulis injecté dans les vides qu'ils laissent dans leurs conduits. Ce coulis est, le plus souvent, un mélange de ciment (généralement du CPA), d'eau et éventuellement de certains adjuvants. Les caractéristiques d'un coulis sont la fluidité (mesurée par le temps d'écoulement au cône de Marsh), qui doit être suffisante pour éviter la formation de bouchons en cours d'injection, l'exsudation (c'est-à-dire la quantité d'eau exsudée à la surface d'une éprouvette de coulis au repos durant trois heures), qui doit être inférieure ou égale à 2% du volume total, et son temps "d'injectabilité".

Il est souhaitable que l'opération d'injection soit réalisée dans un délai inférieur à un mois après la mise en tension, ce qui correspond au temps pendant lequel la protection provisoire des câbles par une huile émulsionnable, appliquée en usine puis renouvelée périodiquement, demeure efficace. L'injection proprement dite est précédée par un lavage à l'eau des conduits qui permet d'éliminer l'huile soluble, d'humidifier le conduit et, moyennant une légère montée en pression, de détecter d'éventuels défauts d'étanchéité. Après soufflage à l'air comprimé, le coulis est injecté par des pipes placées aux points bas des câbles. Sa progression est contrôlée à l'aide d'évents (tubes plastiques fixés sur les conduits et dépassant du béton) qui sont obturés lorsque la consistance du produit qui en sort est comparable à celle du produit injecté (fig. 5.24).

En général, la pression d'injection est limitée à 1,5 MPa ; après obturation du dernier évent, une pression résiduelle de 0,5 MPa est maintenue pendant une minute au moins. Il ne reste plus alors qu'à assurer la protection et l'étanchéité au niveau des ancrages (cachetage) soit à l'aide de béton armé, soit en utilisant un capot métallique étanche définitif, lui-même injecté de coulis en même temps que le conduit. Dans le cas des câbles extérieurs, l'injection peut être faite au coulis de ciment. Toutefois, si les câbles sont prévus pour être remplaçables, il convient d'isoler le conduit en PEHD du béton là où il le traverse (déviateurs, entretoises) en interposant une enveloppe métallique. Sinon, le produit d'injection peut être un produit souple : il s'agit généralement d'une cire pétrolière que l'on introduit à chaud (90° environ) dans les conduits.



Fig. 5.24 - Fixation d'évents sur les conduits de précontrainte (photo JAC).

5.5 - APPLICATIONS DE LA CONSTRUCTION EN ENCORBELLEMENT AUX ARCS ET AUX PONTS A BÉQUILLES

5.5.1 Les arcs

D'un point de vue purement technique, les arcs sont, avec les ponts à béquilles examinés en 5.5.2, des structures parmi les mieux adaptées au franchissement de vallées encaissées ou de gorges profondes. De nombreux ouvrages témoignent de l'élégance des ponts en arc et ont démontré leur intérêt économique puisqu'ils ne nécessitent que des quantités limitées de matériaux.

Les progrès accomplis dans les méthodes de construction ont permis de franchir des obstacles de portée toujours plus grande. Par le passé, les arcs étaient construits sur un cintre dont le coût devint rapidement prohibitif. Après un abandon quasi total de cette technique pendant de nombreuses années, l'utilisation de haubans provisoires et la confection des arcs par la méthode des encorbellements successifs leur ont permis de retrouver leur place dans la panoplie des solutions pour le franchissement de grandes brèches. Le plus grand pont en arc en béton armé construit sur cintre est celui de Gladesville à Sydney en Australie (1974) avec une ouverture de 304,80 m ; le premier arc construit en encorbellement à l'aide de haubans provisoires est le pont de Sibenik en Yougoslavie (1966), avec 246 m d'ouverture. Le record est toujours détenu par le pont de Krk I (1980), également situé en Yougoslavie, avec une ouverture de 390 m.

Une autre méthode a été employée plus récemment, consistant à exécuter chaque demi-arc "à la verticale" à l'aide de coffrages grimpants, puis à rabattre ces deux demi-arcs dans leur position définitive par rotation autour d'articulations provisoires situées à leur naissance, en les maintenant à l'aide de dispositifs de retenue appropriés pendant la phase de basculement.

5.5.1.1 Morphologie générale

Un pont en arc est avant tout une poutre courbe en béton armé, parfois légèrement précontrainte, à réactions d'appui obliques, dont la fibre moyenne est de géométrie circulaire ou parabolique, portant un tablier. Il ne peut être envisagé qu'en présence d'un sol de fondation d'excellente résistance (rocher sain), proche de la surface au droit des naissances de l'arc : dans un site de qualité médiocre sur le plan géotechnique, d'autres types d'ouvrages à réactions d'appui verticales sont préférables. Ses dimensions d'ensemble sont caractérisées par son ouverture L , mesurée entre ses naissances, et sa flèche f , qui représente la distance entre la ligne joignant ses naissances et le point le plus haut de la fibre moyenne (fig. 5.25). La valeur moyenne du rapport L/f est voisine de 6 : elle varie, dans les projets réels, de 5 à 8.

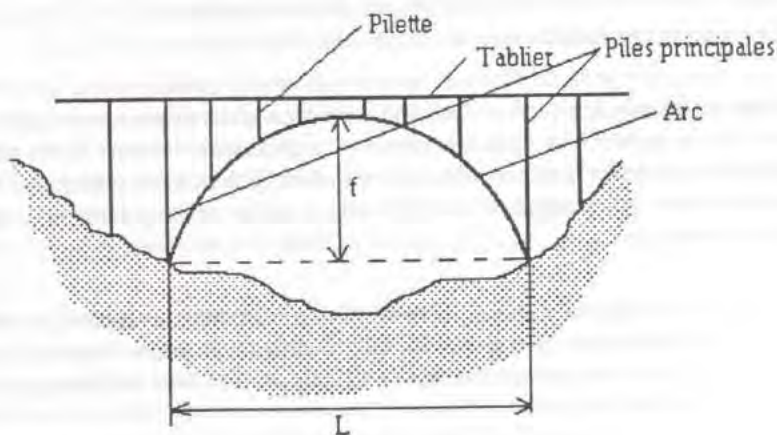


Fig. 5.25

On distingue les ponts dont le tablier est placé au-dessus de l'arc (arcs à tablier supérieur) et ceux dont le tablier est placé au dessous de l'arc (arcs à tablier suspendu ou intermédiaire). La première conception est, de nos jours, la seule qui s'accorde aisément de la construction en encorbellement des grands arcs.

Dans un arc en service, la ligne moyenne des pressions se déplace dans un fuseau d'autant plus étroit que la charge permanente est plus prépondérante par rapport aux charges d'explo-

tation, et que les effets de la température et du retrait sont moins accentués, c'est-à-dire que l'arc est plus souple. On dit qu'un arc est funiculaire au sens large lorsque sa fibre moyenne et la ligne médiane du fuseau de passage de l'effort de compression s'écartent peu. Les moments de flexion sont d'autant plus grands dans un arc qu'il s'éloigne davantage du type funiculaire.

En règle générale, les arcs doivent être conçus hyperstatiques. En effet, alors que le fluage du béton peut accentuer les déformations des fibres les plus comprimées et faire varier la courbure d'un arc isostatique, il en va différemment dans un arc hyperstatique : les parties les plus sollicitées tendent à se décharger sur les parties les moins sollicitées par le jeu de l'adaptation. C'est pourquoi les arcs sont souvent encastres à leurs naissances. Toutefois, dans le cas des arcs de grande ouverture, un dispositif de vérinage est prévu à la clé. Ce système permet de transformer les deux demi-arcs travaillant en porte-à-faux et maintenus par un système de haubanage en un système unique travaillant en arc. Il permet simultanément de compenser à la construction les effets du raccourcissement instantané produit par la mise en charge de l'arc, ainsi qu'une partie des déformations différées futures.

L'arc proprement dit est le plus souvent :

- un caisson uni ou multi-cellulaire pour les grandes ouvertures (supérieures à 150 m) ;
- des poutres pleines entretoisées pour les ouvertures moyennes (100 à 150 m) ;
- une dalle à nervures latérales pour les faibles ouvertures (moins de 100 m).

Lorsque l'arc est de grande ouverture, son épaisseur h est généralement constante et le rapport L/h est voisin de 60. Cette épaisseur peut être importante et l'aspect de ses faces latérales risque d'être médiocre si elles sont traitées en surfaces planes. C'est pourquoi, il convient de les animer à l'aide, par exemple, d'une archivolte à section rectangulaire ou d'une saillie proche de l'extrados de l'arc.

Les arcs d'ouverture moyenne ont souvent une épaisseur variable. Le rapport L/h varie alors de 40-50 aux naissances à 70-80 à la clé. En fait, on donne à la poutre courbe un moment d'inertie réduit J ($J = I \cos\varphi$, φ étant l'angle de la tangente à la fibre moyenne avec l'horizontale) suivant une loi du type :

$$J(x) = \frac{J_0}{1 - \frac{2}{3} \left(\frac{2x}{L} \right)^k}$$

pour un arc symétrique rapporté à un repère tel que Oy soit confondu avec l'axe de symétrie. k est un facteur compris entre 2 et 3 et $J_0 = I_0$, moment d'inertie de flexion à la clé. Avec cette loi, le moment d'inertie réduit aux naissances, J_1 , est tel que :

$$J_1 = 3J_0$$

Or, pour un arc à fibre moyenne parabolique, $\cos\phi_1 = \frac{L}{\sqrt{L^2 + 16f^2}}$ et, pour un rapport moyen de $L/f = 6$, on en déduit que :

$$I_1 = 3,606 I_0$$

Si l'arc est une poutre de section rectangulaire et de largeur constante, cela signifie que son épaisseur est telle de :

- $h_1 = 1,53 h_0$ dans le cas d'une section pleine,
- $h_1 = 1,67 h_0$ dans le cas d'une section en caisson.

Bien sûr, l'augmentation de l'inertie au voisinage des naissances peut être obtenue, dans le cas d'un caisson, par un épaissement de ses parois ou une augmentation de sa largeur. Les considérations que nous venons de développer fournissent quelques éléments permettant de dessiner un arc d'aspect satisfaisant.

Lorsque, du fait de contraintes géométriques et fonctionnelles particulières, l'arc est très surbaissé (rapport L/f proche de 7,5 à 8), des problèmes d'instabilité dans le plan de l'ouvrage peuvent apparaître (flambement antisymétrique).

Le lecteur pourra se reporter à l'article de J. Courbon publié dans les *Annales de l'ITBTP* de juillet-août 1967, consacré au flambement des arcs.

Pour résoudre les problèmes d'instabilité en cas de surbaissement important, il peut sembler mécaniquement intéressant de solidariser le tablier à l'arc au droit d'un nœud central pour créer une liaison favorable. Mais la constitution d'un tel nœud peut entraîner l'apparition d'importants moments de flexion liés à la modification ("relèvement local") du tracé de la fibre moyenne, complique l'exécution et limite le choix du type de tablier. Il est donc préférable de jouer plutôt sur la rigidité de flexion de l'arc.

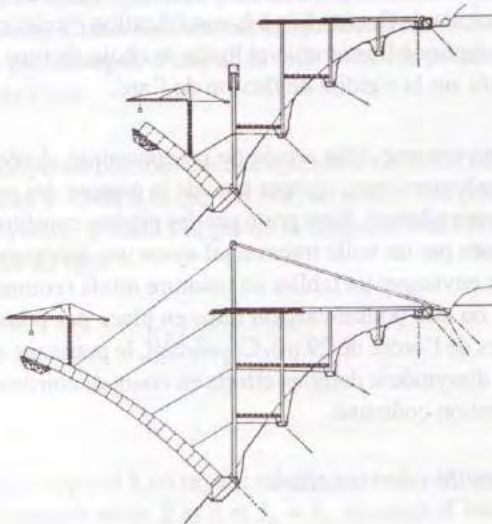
Le tablier est le plus souvent une dalle armée ou précontrainte, dotée ou non de nervures, ou un tablier à poutres précontraintes, compte tenu de la gamme des portées usuelles, variant de 15 à 40 m (distance entre pilettes). Il est porté par des pilettes constituées par deux poteaux, éventuellement solidarisés par un voile transversal ayant une fonction de contreventement. Mais on peut également envisager un tablier en ossature mixte (comme dans le cas du pont sur la Rance, fig. 5.26) ou une poutre-caisson mise en place par poussage (cas du pont de Trellins, avec des portées de l'ordre de 29 m). Cependant, le poussage unilatéral d'un tablier sur un arc engendre une dissymétrie dans les efforts en cours de construction dont le contrôle peut être délicat et la gestion coûteuse.

5.5.1.2 Les méthodes de construction

Les deux principales méthodes de construction actuelles sont la construction en encorbellement et la construction "à la verticale" avec basculement des deux demi-arcs en position définitive.



*Fig. 5.26 - Pont en arc sur la Rance à tablier en ossature mixte
(photo Campenon-Bernard).*



*Fig. 5.27 - Exemple de construction d'un arc par haubannage direct
(pont de Bloukrans en Afrique du Sud).*

La méthode, maintenant classique, de construction en encorbellement suppose l'emploi d'un haubanage provisoire qui peut être un haubanage direct ou une triangulation.

Le haubanage direct consiste à retenir, pendant la phase de construction, les voussoirs à l'aide de câbles ancrés au rocher, ou dans des culées appropriées, en prenant appui sur les piles principales (éventuellement surélevées en phase provisoire), c'est-à-dire les piles situées au voisinage des naissances. Les voussoirs, d'une longueur comprise entre 3 et 7 m, peuvent être haubanés individuellement ou par groupes de deux ou trois. Le dessin de la figure 5.27 donne un exemple de construction par haubanage direct.

La technique du haubanage direct peut faire l'objet de variantes. Par exemple, pour la construction du pont sur la Rance (1990), le haubanage s'appuyait sur deux pylônes auxiliaires implantés à $L/4,5$ de chaque côté des naissances, les câbles étant ancrés dans la partie de l'arc construite en arrière de ces pylônes. Bien évidemment, cette méthode n'était intéressante que dans la mesure où les fondations des pylônes auxiliaires étaient faciles à réaliser (faible hauteur d'eau).

Le principe de la triangulation est parfaitement illustré par la méthode de construction des ponts de Krk (fig. 5.28). Une fois confectionnée une tranche d'arc comprise entre deux pilettes (les voussoirs individuels étant eux-mêmes maintenus par un haubanage provisoire), elle est maintenue au moyen d'une diagonale associant des câbles et des profilés métalliques, remontant les efforts de poids propre en tête de la précédente pilette. Cette dernière est, elle-même, maintenue par un système de tirants ramenant les efforts vers l'arrière.

La méthode de construction "à la verticale" est illustrée sur la fig. 5.29 représentant schématiquement les phases de réalisation du pont d'Argentobel près du lac de Constance en Allemagne (1986), offrant une ouverture de 145 m.

Chaque demi-arc était d'abord construit sur un peu plus de la moitié de leur hauteur dans une position quasi-verticale. Puis il était basculé en arrière pour remettre "à la verticale" la partie restant à exécuter (phase 1), et enfin il était rabattu vers l'avant pour prendre sa position définitive. Tout l'intérêt du procédé résidait dans la compensation progressive, lors du rabattement, des moments fléchissants dus au poids propre par l'augmentation corrélatrice (liée à l'inclinaison des câbles de haubanage) de l'effort normal sans qu'il soit nécessaire de prévoir des appuis provisoires ou une précontrainte d'appoint.

5.5.2 Les ponts à béquilles

Comme les arcs, les ponts à béquilles fournissent une élégante solution pour le franchissement de vallées encaissées dans lesquelles l'implantation de piles verticales serait coûteuse.

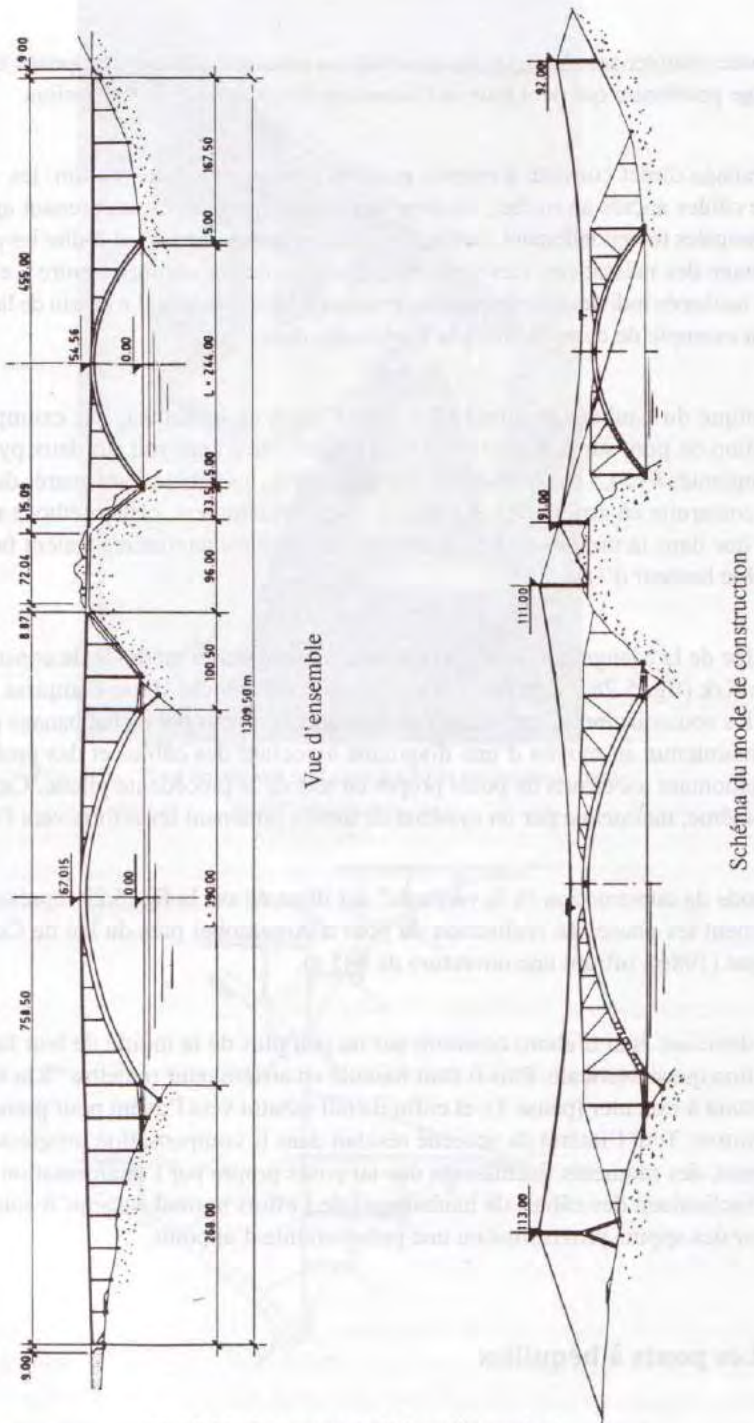


Fig. 5.28 - Les ponts de Krk en Yougoslavie.

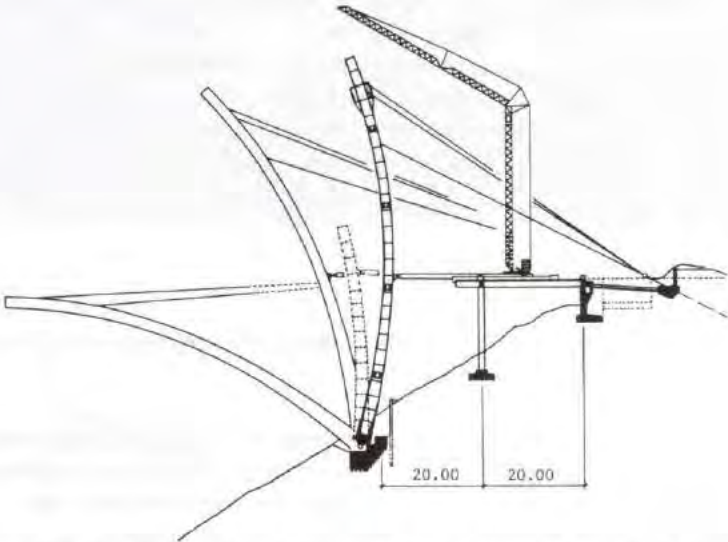
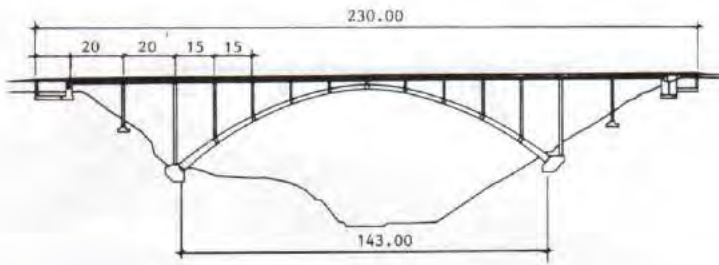


Fig. 5.29 - Schéma de construction du pont d'Argentobel en Allemagne.

5.5.2.1 Morphologie générale

Le tablier des ponts à béquilles est une poutre continue à trois travées reposant sur deux piles inclinées comme indiqué sur la figure 5.30.

En réalité, un pont à béquilles peut très bien être intégré dans un viaduc de plus grande longueur, à travées multiples, mais le terme est réservé à la partie reposant sur deux piles inclinées.

Les béquilles sont généralement articulées sur leur fondation et dotées d'un système de vérinage à la base pour permettre un réglage de leur écartement durant la vie de l'ouvrage. Elles peuvent être à fût unique lorsque les effets du vent latéral en cours de construction n'est pas très important, ou à double fût avec inclinaison modérée (10 à 20°) des deux fûts normalement au plan médian de l'ouvrage lorsque se posent des problèmes de stabilité sous l'action du vent transversal en construction, ou pour des raisons architecturales.

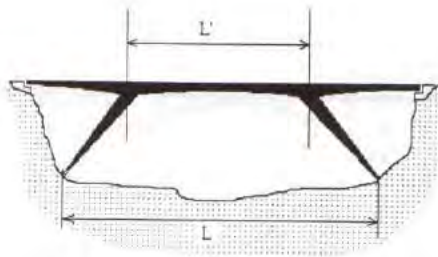


Fig. 5.30

Dans le plan médian de l'ouvrage, l'inclinaison des béquilles est généralement proche de 45° . Le tablier est une poutre de hauteur variable dès que la portée centrale (L') est importante (au-delà de 60 m). Il s'agit, le plus souvent, d'une poutre-caisson. Les béquilles sont également des poutres-caissons afin de diminuer leur poids propre. Les élancements du tablier sur appui et à la clé sont sensiblement identiques à ceux d'un tablier construit classiquement en encorbellement et encastré sur des piles verticales ($L'/17$ sur appui, $L'/35$ à $L'/40$ à la clé).

5.5.2.2 Méthode de construction

Le tablier est construit en encorbellement. Les variantes portent principalement sur la méthode d'appui du tablier en phase provisoire.

Lorsque la hauteur du tablier n'est pas trop importante, où lorsque l'on peut accéder au fond de l'obstacle à franchir et y exécuter assez simplement des fondations, la méthode la plus simple consiste à appuyer les béquilles sur des palées provisoires verticales : elle fut employée pour construire le pont du Bonhomme en Bretagne ou le pont d'Auray (fig. 5.31).

Par contre, lorsque l'accès au fond de la vallée est difficile ou lorsque le tablier est de grande hauteur, les béquilles peuvent être construites et maintenues à l'aide d'un haubanage provisoire comme dans le cas du pont sur le fleuve Gouritz à Mossel Bay en Afrique du Sud (fig. 5.32). La construction du tablier est alors un peu plus acrobatique puisqu'il convient de construire les travées de rive à l'aide d'un haubanage provisoire, de les solidariser aux béquilles avant de poursuivre la construction en encorbellement de la partie centrale.



Fig. 5.31 - Construction du pont d'Auray (photo G. Forquet).

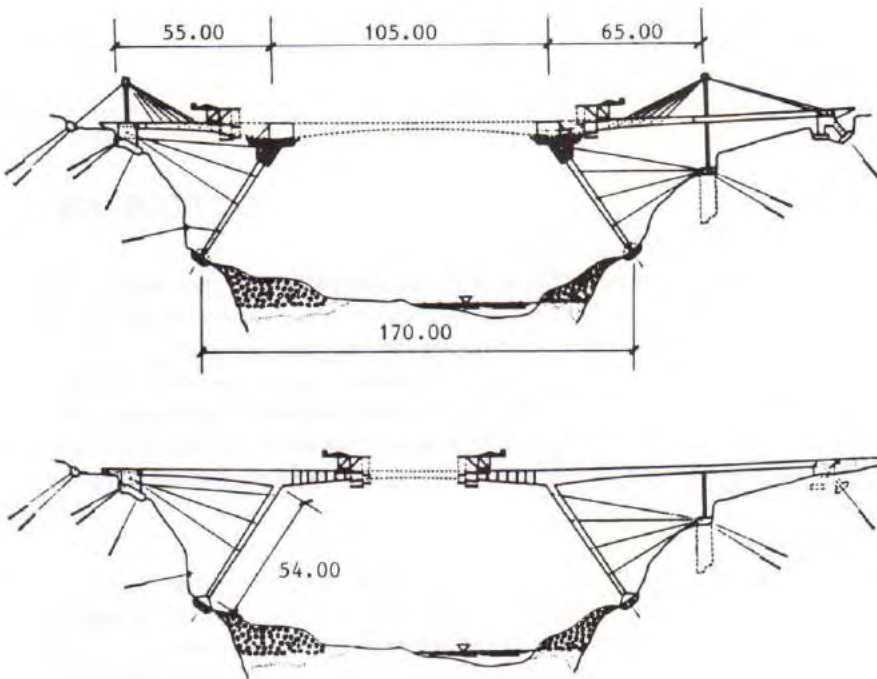


Fig. 5.32 - Principe de construction du pont sur le fleuve Gouritz en Afrique du Sud.

CHAPITRE 6

Les ponts en béton précontraint construits par poussage

6.1 - GÉNÉRALITÉS

La méthode de mise en place des ponts en béton précontraint par poussage n'est pas nouvelle, car elle est directement inspirée du lancement des ponts métalliques, méthode mise en œuvre dès le XIX^e siècle pour certains ouvrages célèbres. Le métal, apte à travailler en traction comme en compression, s'accomode bien de ce procédé, puisqu'il peut facilement supporter les variations d'efforts créées par les conditions d'appuis successives lors du franchissement des travées par le tablier. En outre, un pont métallique est relativement léger et les efforts de frottement développés pendant la progression peuvent facilement être repris par les piles.

Il fallut attendre l'année 1962 pour que les principes de base du procédé de lancement par poussage, tels qu'ils sont connus de nos jours, soient appliqués à un pont en béton précontraint : le pont sur le Rio Caroni au Venezuela. Mais c'est la mise au point de plaques d'appui revêtues de téflon ou de produits similaires, permettant le glissement avec un faible frottement, qui fournit l'élément indispensable au succès du procédé. Il fut employé pour la première fois en France par la société Spie Batignolles pour la construction de l'Aqueduc de l'Abéou, long de 143 m.

La méthode de construction d'un pont par poussage consiste à confectionner un tablier sur une ou sur les deux rives de la brèche à franchir, puis à le mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Cette technique présente de nombreux avantages et permet, en général, de s'affranchir de toute installation entre les appuis, passerelle provisoire, cintre ou charpente. Cette particularité, que l'on trouve aussi dans les ponts construits en encorbellement à partir des piles, est intéressante dans le cas du franchissement d'un cours d'eau navigable ou d'une voie de communication existante.

On distingue principalement deux types de ponts poussés, correspondant à des conceptions relativement différentes :

- les ponts à trois travées construits par moitié sur chaque rive, les deux moitiés étant ensuite poussées sur leurs appuis définitifs et clavées entre elles pour rendre le tablier continu ;
- les ponts construits par tronçons successifs dans un atelier fixe sur l'une des rives et progressivement poussés sur leurs appuis définitifs.

Un mariage de ces deux conceptions est possible : plusieurs ouvrages, présentant une travée "centrale" plus longue que les travées courantes, ont été construits et poussés à partir de chaque rive.

6.1.1 Contraintes liées à l'emploi du procédé

Quel que soit le type d'ouvrage, la méthode du poussage présente plusieurs avantages. La construction "au sol" du tablier permet à la fois une meilleure organisation du travail, une plus grande sécurité pour le personnel d'exécution et une meilleure qualité. Le transport du béton, en particulier, peut être notablement simplifié ; de même, les opérations de mise en tension des câbles de précontrainte sont beaucoup plus faciles et sûres que sur un échafaudage.

En revanche, l'application de la méthode du poussage exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies.

En premier lieu, le tablier doit être de hauteur constante : on imagine mal, en effet, le glissement d'un tablier en béton de hauteur variable sur les appuis provisoires.

Le tracé de l'ouvrage ne peut être quelconque : la forme de l'intrados du tablier doit être telle que ce dernier ne puisse subir de déformations imposées pendant son poussage. C'est pourquoi, pendant de nombreuses années, on a cru que l'on ne pouvait pousser que des tabliers dont l'intrados était parfaitement rectiligne, ou rectiligne en plan et inscrit sur un cercle en élévation, ou encore tracé suivant un cercle dans un plan quelconque. En fait, dans ce dernier cas, l'intrados subit une légère variation de dévers résultant des conditions de nivellement des appareils d'appui provisoires. Cette variation est parfaitement admissible si le rayon de courbure est grand, mais elle nécessite des dispositions appropriées au niveau des appuis de glissement dans le cas contraire.

Des études géométriques précises ont montré que l'on peut pousser des ouvrages sans leur faire subir des moments parasites lorsque leur intrados est tracé suivant une hélice circulaire ou sur un tronc de cône. Dans ce cas, on peut obtenir un ouvrage présentant une courbure à la fois en plan et en élévation. Pour un tracé routier donné, il convient donc de rechercher la surface tronconique qui s'approche géométriquement le plus de la surface recherchée pour le tablier.

Lors de la construction, il faut pouvoir disposer, en arrière d'une (ou des) culée(s), d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de fabrication du tablier : la demi-longueur de l'ouvrage, s'il s'agit d'un pont à trois travées mis en place par poussage bilatéral, ou une longueur comprise entre une et deux travées courantes s'il s'agit d'un pont mis en place par poussage unilatéral.

En résumé, si un maître d'œuvre lance une consultation des entreprises sur la base d'un projet qui n'est pas un pont poussé, et s'il souhaite ouvrir les variantes à un ouvrage de ce type, il doit étudier la tracé en plan et le profil en long du franchissement, ainsi que les aires d'installation de chantier, de façon à rendre possible l'étude et la réalisation de telles variantes. En clair, le tracé en plan et le profil en long doivent pouvoir supporter quelques adaptations sans qu'il en résulte une modification notable de l'ensemble du projet routier.

6.1.2 Choix du type de tablier

Le procédé de construction des ponts par poussage s'accommode, en principe, de nombreux types de tabliers : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire. Et on peut trouver dans la bibliographie des références pour chacun de ces types de tabliers.

Les dalles, pleines ou élégies, à section rectangulaire ou dotées d'encorbellements latéraux, ne peuvent convenir que pour des portées déterminantes faibles, ne dépassant pas 20 à 25 m. Elles sont envisageables, par exemple, pour franchir une voie de circulation en service (voie routière ou autoroutière), mais elles s'avèrent moins économiques que les dalles nervurées.

Les tabliers en dalle nervurée ont été progressivement abandonnés au profit des poutres-caissons pour les portées déterminantes dépassant la quarantaine de mètres, malgré leur simplicité d'exécution. En effet, ils ont une faible rigidité à la torsion et, surtout, des sections à rendement géométrique médiocre. C'est pourquoi, les poutres-caissons leur sont préférables car elles supportent beaucoup mieux (c'est-à-dire, en particulier, avec une quantité de précontrainte moins importante) les sollicitations dues au poussage, surtout en cas de poussage unilatéral. Par ailleurs, des considérations relatives à l'entretien (visites) et à l'exploitation (passage des réseaux de concessionnaires) conduisent également à préférer les tabliers en forme de poutres-caissons. La suite du présent chapitre est essentiellement consacrée à la conception et au dimensionnement de ce type de tablier.

Pour de faibles portées déterminantes (moins de 30 m), les dalles nervurées (à nervures rectangulaires ou trapézoïdales) peuvent rester compétitives, notamment dans le cas de ponts mis en place par poussage bilatéral (fig. 6.1).



Fig. 6.1 - Exemple de pont poussé bilatéralement sur l'autoroute A6 (photo JAC).

Dans la mesure où nous ne reviendrons pas, dans la suite de ce chapitre, sur ce type d'ouvrage, nous en donnons ci-après les principaux éléments de prédimensionnement. L'élanement (rapport H/L de l'épaisseur totale du tablier H à la portée déterminante L) est de l'ordre de $1/17$. L'épaisseur des nervures dépend, en particulier, du volume d'encombrement des câbles de précontrainte. En appelant B la largeur totale du tablier et B_0 l'épaisseur d'une nervure, cette dernière peut être estimée, au stade du dimensionnement, à l'aide de l'abaque représenté sur la figure 6.2.

L'épaisseur de la dalle proprement dite est de l'ordre de $B'/18$ (B' mesurant la distance intérieure des poutres) sans descendre en dessous de 20 cm pour des raisons de résistance au poinçonnement sous charges localisées.

Le câblage d'un tablier en forme de dalle nervurée comprend nécessairement des câbles rectilignes situés dans le hourdis supérieur et dans les nervures. Dans les ponts mis en place par poussage unilatéral, les câbles sont filants sur deux tronçons successifs et se raccordent par l'intermédiaire de coupleurs. Les câbles de continuité, ondulés, sont placés dans l'axe des nervures pour faciliter leur ancrage au niveau du hourdis supérieur et les opérations de mise en tension ; ceci implique que les câbles de poussage soient situés de part et d'autre de cet axe et l'épaisseur des nervures doit donc tenir compte de l'encombrement des différentes familles de câbles.

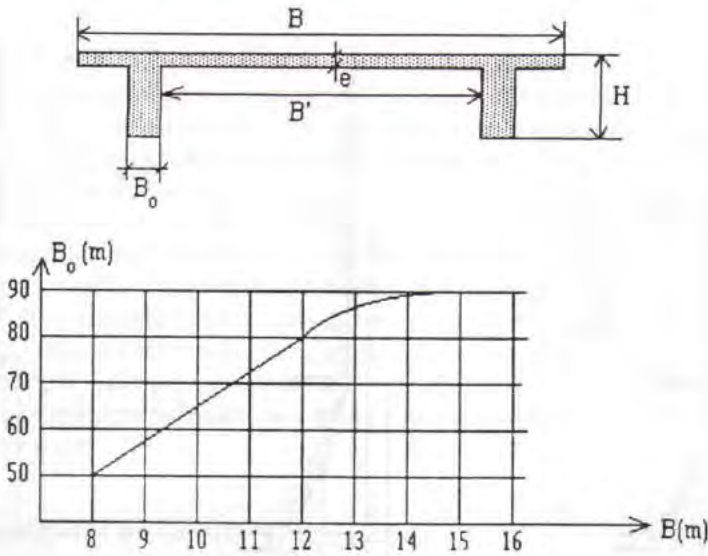


Fig. 6.2

Dans le cas d'un poussage bilatéral, le joint entre les deux demi-tabliers avant clavage est de l'ordre de 20 à 30 cm.

6.2 - CONCEPTION DES PONTS A TROIS TRAVÉES POUSSÉS BILATÉRALEMENT

6.2.1 Domaine d'emploi et distribution des portées

Les ponts en béton précontraint à trois travées mis en place par poussage bilatéral sans palées provisoires couvrent une gamme de portées déterminantes couramment comprises entre 30 et 60 m. Citons le pont de Meux près de Compiègne dont la travée centrale a une longueur d'environ 77 m. Avec des palées provisoires, des portées nettement plus importantes peuvent être franchies, comme le pont sur le Danube à Wörth en Allemagne (108 m, 168 m, 128 m).

Du fait du mode de construction du tablier, chaque demi-fléau, s'intégrant en phase définitive dans la travée centrale, est amené à enjamber, pendant le poussage, la travée de rive correspondante. C'est pourquoi, la longueur L de la travée centrale est sensiblement égale au double de celle des travées de rive et, pour cette raison, l'on parle parfois de ponts "1-2-1" (fig. 6.3). Pour assurer la stabilité des deux demi-tabliers en phase de poussage, on les lesté généralement à leur partie arrière jusqu'à ce qu'ils prennent directement appui au droit des culées et des piles.

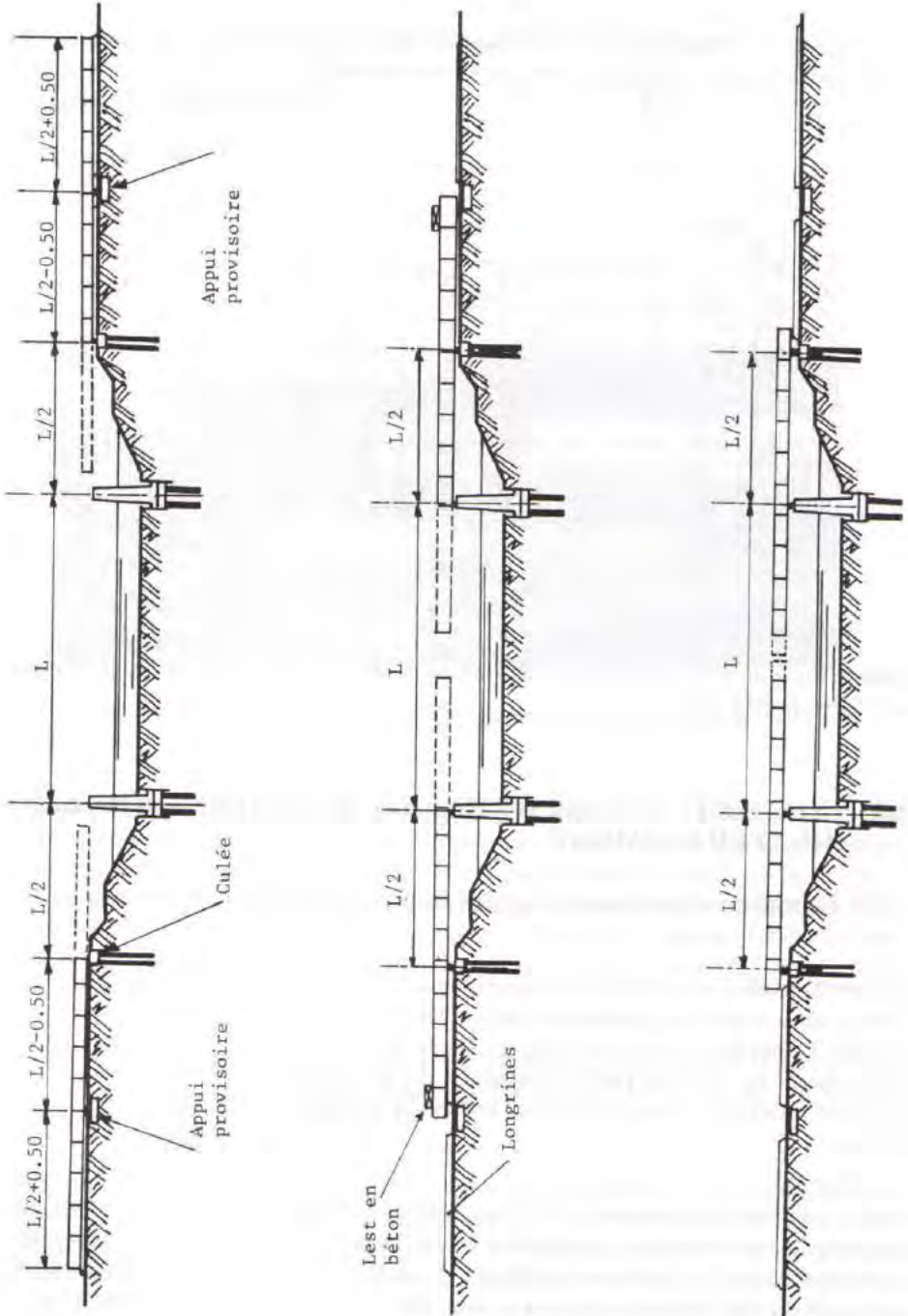


Fig. 6.3 - Schéma de principe des principales phases de poussage d'un pont mis en place par poussage bilatéral.

En l'absence de dispositions appropriées, la distribution des portées "1-2-1" n'est pas optimale vis-à-vis des sollicitations induites par les charges d'exploitation : en effet, ces dernières, lorsqu'elles sont placées sur la travée centrale, peuvent engendrer des soulèvements au droit des culées. Le recours à des liaisons bilatérales, destinées à reprendre des réactions de signe alternativement positif et négatif, est à proscrire : de telles liaisons sont compliquées à réaliser et ont une durée de vie très limitée car les appareils d'appui doivent recevoir une compression permanente minimale pour fonctionner correctement. Par le passé, on prévoyait quasi systématiquement des dénivellations d'appuis. Mais une telle opération était délicate à réaliser avec tout le soin voulu, et une partie des effets induits disparaissait avec le temps par fluage du béton selon une loi d'évolution mal connue. La meilleure solution consiste à lester de façon permanente les extrémités du tablier, par exemple en donnant aux entretoises une épaisseur adéquate, ou à l'aide d'un remplissage en béton du caisson sur la longueur nécessaire.

6.2.2 Conception du tablier

Les ponts à trois travées, mis en place par poussage bilatéral, s'apparentent aux ponts construits en encorbellement : à l'arrière des culées, on construit chaque moitié de pont en coulant en place des voussoirs, dont la longueur peut varier de 4 à 7 m, à l'aide d'un équipage léger se déplaçant sur le sol ou directement sur un système de longrines. On réalise ainsi deux fléaux, reposant, au départ, sur deux appuis provisoires, l'un au milieu du fléau et l'autre en son extrémité arrière. La majeure part du poids propre est reprise par l'appui central, comme dans une construction en encorbellement à partir d'une pile.

Dès que les fléaux sont confectionnés, ils sont poussés et leur extrémité avant prend immédiatement appui sur les culées. Le poussage est poursuivi jusqu'à ce que leur extrémité arrière vienne à son tour prendre appui au droit de la culée. La continuité du tablier est réalisée par bétonnage en place d'un "voussoir" de clavage, d'environ 1 m de longueur, au milieu de la travée centrale, puis par mise en tension des câbles de continuité (fig. 6.4).

L'élançement du tablier, égal au rapport de sa portée déterminante L (travée centrale) à sa hauteur H , est normalement compris entre 20 et 22 dans le cas d'un pont-route et de l'ordre de 15 à 16 dans le cas d'un pont-rail.

Les principes de prédimensionnement du tablier sont les mêmes que ceux évoqués au paragraphe 5.2 du chapitre 5, auquel nous renvoyons le lecteur. L'épaisseur des âmes est tributaire du principe de câblage adopté (câbles de continuité intérieurs ou extérieurs au béton).

Avant le développement de la précontrainte extérieure, chaque moitié de tablier était câblée comme un fléau de pont construit en encorbellement : les câbles, passant au voisinage des fibres supérieures sur appui, descendaient dans les âmes pour reprendre l'effort tranchant dû aux actions extérieures en phase définitive. Quelques câbles rectilignes provisoires étaient parfois disposés en partie supérieure pendant la phase de poussage ; ces câbles étaient détendus une fois le poussage terminé, la précontrainte de continuité assurant la relève pour

reprendre les moments fléchissants négatifs sur appui. Le câblage ainsi obtenu, adapté aux sollicitations en service, n'était guère satisfaisant en phase de poussage : c'est pourquoi, il était fréquent de recourir à une précontrainte "verticale" dans les âmes (étriers actifs) et, dans tous les cas, on disposait un câblage provisoire rectiligne en partie inférieure du tablier. Ce câblage était nécessaire pour contrebalancer les effets défavorables du câblage de "fléau" pendant cette phase et, éventuellement, pour contrecarrer l'effet de décollement du tablier de la longrine sur laquelle il pouvait être, éventuellement, confectionné : un tel décollement aurait été préjudiciable à la bonne planéité, nécessaire au poussage, de la sous-face du caisson. Le câblage rectiligne inférieur régnait approximativement sur les deux tiers de la longueur de chaque fléau et correspondait à une force maximale représentant environ 0,3 fois la force maximale des câbles de "fléau".



Fig. 6.4 - Pont (ferroviaire) poussé sur la Seine près de Melun (photo GTM).

Dans les ponts récents, le câblage de première phase comprend des câbles de "fléau" situés dans le hourdis supérieur et des câbles rectilignes situés dans le hourdis inférieur. Les premiers, installés à titre définitif, sont ancrés dans la partie supérieure des âmes, au droit des joints de voussoirs. Les seconds, provisoires, règnent sur une longueur comprise entre la moitié et les deux tiers de la longueur de chaque demi tablier. Disposés symétriquement par rapport aux axes des sections d'appui définitives, ils permettent de contrecarrer les effets des câbles de "fléau" pendant le poussage. Une fois le clavage réalisé, ils sont détendus et l'on vient mettre en place la précontrainte de continuité sous forme de câbles extérieurs au béton, au tracé trapézoïdal, et de quelques câbles rectilignes en travée, situés dans le hourdis inférieur et ancrés dans des bossages accolés aux âmes et à ce hourdis.

6.3 - CONCEPTION DES PONTS MIS EN PLACE PAR POUSSAGE UNILATÉRAL

6.3.1 Domaine d'emploi et distribution des portées

Pour les ponts mis en place par poussage unilatéral, la méthode consiste à construire le tablier par tronçons successifs, de longueur unitaire constante, sur un atelier fixe situé en arrière d'une culée, et dans le prolongement de l'ouvrage. Dès que le béton d'un nouveau tronçon a atteint un niveau de durcissement suffisant, l'ensemble du tablier est déplacé par une translation longitudinale égale à la longueur du tronçon, puis, sur l'atelier ainsi dégagé, un autre est construit, et ainsi de suite jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

Les portées de l'ouvrage doivent remplir des conditions relativement restrictives : pour d'évidentes raisons d'économie (répétitivité de la géométrie et du câblage des tronçons) elles ne doivent pas être très inégales ni dépasser une soixantaine de mètres dans les cas courants. Dans la pratique, on s'efforce de donner aux tabliers des travées intermédiaires de même portée. Les travées de rive doivent être, si possible, plus courtes que les travées courantes, car, pendant le poussage, elles sont le siège de sollicitations importantes. En principe, les moments fléchissants sur appui dans une poutre semi-infinie chargée par une densité

uniforme sont égaux si les travées de rive ont une longueur égale à $\sqrt{\frac{2}{3}} = 0,816$

fois la longueur des travées courantes. Mais on a poussé de nombreux ouvrages qui ne présentaient pas ce rapport, au prix d'un dimensionnement approprié des sections et de la précontrainte des travées de rive.

Si la gamme des portées courantes des ponts poussés unilatéralement va, en gros, de 40 à 60 m, il est possible de pousser des tabliers avec une ou plusieurs portées nettement plus grandes à l'aide de palées d'appui provisoires. Par exemple, le viaduc de l'Our à Steinebrück en Belgique comporte, en zone centrale, une travée de 104,4 m encadrée par deux travées de 90 m, les autres travées ayant une longueur de 64,55 m. La mise en place du tablier a nécessité la construction de palées provisoires situées au voisinage du milieu des travées principales. Il convient de noter que l'utilisation de palées provisoires peut poser de sérieux problèmes techniques lorsqu'elles sont de grande hauteur. En effet, leur déformabilité horizontale et surtout verticale peut être nettement plus grande que celle des piles en béton et cette déformabilité, difficile à calculer avec une grande précision, provoque des flexions dans le tablier en cours de poussage dont il convient, bien évidemment, de tenir compte. Notons enfin qu'il est possible de franchir une brèche d'assez grande longueur par un pont poussé symétriquement à partir des deux rives, un clavage étant effectué en son milieu.

Par le passé, l'emploi de la méthode de poussage nécessitait la mise en œuvre d'une précontrainte provisoire, permettant au tablier de résister aux sollicitations alternées qui lui étaient imposées. Cette précontrainte était d'autant plus importante et coûteuse que le poids propre de l'ouvrage était plus grand par rapport aux charges d'exploitation qu'il supportait

en service. Depuis quelques années, le recours au câblage extérieur pour réaliser une grande partie de la précontrainte a permis de résoudre ce problème avec élégance. Il n'en reste pas moins que, par exemple, un ouvrage ferroviaire se prêtera mieux au poussage qu'un ouvrage routier, les charges du matériel roulant étant très supérieures à celles du trafic routier.

6.3.2 Conception du câblage de précontrainte

Dans l'ouvrage en service, le tracé de la ligne moyenne de la précontrainte doit être fortement sinueux, passant à proximité de la partie supérieure du tablier au voisinage des appuis, et descendant jusque dans les régions inférieures de la poutre-caisson au centre des travées. Cependant, au cours du poussage, chaque point du tablier, à l'exception de tout ou partie de la dernière travée, se trouve successivement au droit d'une pile et au milieu d'une travée ; il est donc alternativement le siège de moments fléchissants et d'efforts tranchants de signes contraires, d'où la nécessité d'obtenir pendant cette phase une précontrainte dont la ligne moyenne s'écarte peu du lieu des centres de gravité des sections.

6.3.2.1 Conception traditionnelle du câblage des ponts poussés

Dans sa conception traditionnelle, le câblage d'un pont poussé comprend essentiellement deux familles d'armatures actives :

- a) Les câbles de première phase, au tracé rectiligne, sont destinés à la reprise des sollicitations pendant le poussage : ils sont appelés *câbles de poussage* ;
- b) Les câbles de seconde phase, comprenant des câbles au tracé ondulé, des câbles chapeaux et des câbles bas en travée, assurent la reprise des sollicitations (flexion et effort tranchant) dans l'ouvrage en service. On les appelle encore *câbles de continuité*.

Les câbles de la première famille (a) sont, en majorité, situés à l'intérieur du béton : ce sont des câbles définitifs. Les autres sont situés à l'extérieur du béton (mais à l'intérieur de la poutre-caisson), et tendus entre deux entretoises. Ces câbles sont provisoires, et nous reviendrons plus loin sur leur utilité.

Les câbles de la seconde famille (b) sont tous situés à l'intérieur du béton. Ceux d'entre eux qui sont filants (généralement sur deux travées consécutives) ont un tracé ondulé : ils passent au voisinage de la fibre supérieure dans la zone des appuis et de la fibre inférieure au milieu des travées.

En phase de service, un tablier mis en place par poussage est le siège de sollicitations issues d'actions extérieures assez semblables à celles se développant dans un tablier directement construit sur cintre : les différences proviennent des efforts parasites dus au fluage du béton (créant des déformations "emprisonnées" dans la structure) entre deux phases de poussage et aux imprécisions de nivellement des appareils d'appui. Dans certaines zones (notamment en partie basse au voisinage des sections d'appui définitives), les câbles rectilignes sont d'une efficacité médiocre, voire néfaste, vis-à-vis des sollicitations dans l'ouvrage en service. C'est pourquoi, il est d'usage de reprendre une partie des efforts de poussage par une

précontrainte provisoire, par exemple les efforts dus aux gradients thermiques et aux dénivellations d'appui. Pour fixer les idées, dans un pont routier de dimensions non exceptionnelles, la précontrainte provisoire représente de l'ordre de 25% de la précontrainte totale restant dans l'ouvrage une fois achevé. Cette précontrainte n'est généralement pas réutilisable d'un ouvrage à l'autre et constitue donc un surcoût dont il ne faut pas sous-estimer l'importance.

Les câbles rectilignes sont répartis dans le feuillet moyen des hourdis supérieur et inférieur, en dehors des zones d'enracinement des âmes (pour permettre le passage des câbles de continuité) selon des proportions appropriées pour que la ligne d'action de l'effort résultant soit aussi proche que possible de la fibre moyenne. En fait, si l'ouvrage comporte de nombreuses travées, les moments hyperstatiques dus à la précontrainte de poussage la "recentrent" pratiquement dès la 3^e ou la 4^e travée.

Les dessins de la figure 6.5 montrent un exemple schématique de câblage semi-traditionnel pour un pont ferroviaire (ligne TGV).

6.3.2.2 Conception moderne du câblage des ponts poussés

Le développement de la précontrainte extérieure a permis, dans les ouvrages récents, à la fois d'optimiser le câblage et d'alléger la structure. Selon les projecteurs, la quantité de précontrainte extérieure employée est variable : certains ponts ont été dotés d'une précontrainte totalement extérieure (fig. 6.6 - Viaduc Jules-Verne à Amiens), d'autres ne disposent de précontrainte extérieure que pour une partie des câbles de deuxième phase (câbles de continuité).

De manière générale, la conception moderne du câblage d'une travée courante d'un pont poussé s'appuie sur les principes suivants :

- la précontrainte de poussage doit donner un effort aussi centré que possible ;
- une partie des câbles de poussage est conservée en phase définitive, l'autre partie est détendue pour diminuer les effets défavorables des câbles de poussage dans certaines zones ;
- une partie plus ou moins importante des câbles de continuité est constituée par des câbles extérieurs au tracé trapézoïdal dans les travées.

Examinons comment ces principes peuvent être appliqués. Tout d'abord, la précontrainte de poussage peut être constituée uniquement de câbles rectilignes ou d'un ensemble de câbles rectilignes, de câbles déviés au tracé trapézoïdal et de "contre-câbles" au tracé symétrique des précédents par rapport à la fibre moyenne du tablier, pour obtenir un effort de précontrainte résultant centré. Les câbles rectilignes peuvent être tous placés à l'intérieur du béton, dans les feuillots moyens des hourdis supérieur et inférieur, ou être en partie placés à l'intérieur du béton et en partie tendus entre deux entretoises, à l'extérieur du béton. Dans ce dernier cas, les câbles noyés dans le béton sont conservés en phase définitive, les autres étant soit conservés soit enlevés en fin de poussage.

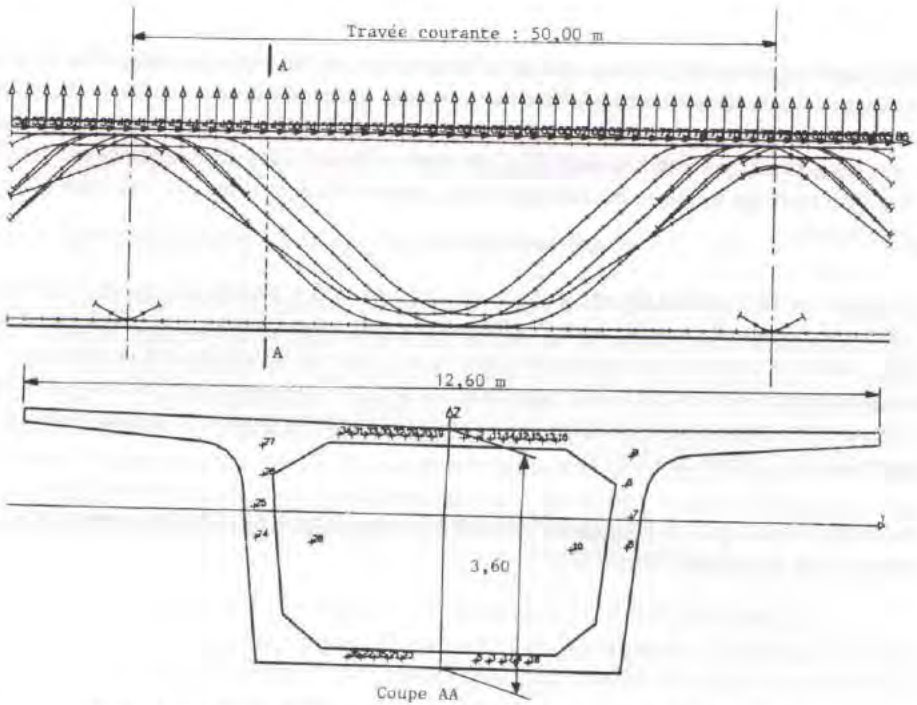


Fig. 6.5 - Schéma de câblage semi-traditionnel (viaduc TGV de Chalifert).

Certains câbles rectilignes, tout en étant provisoires, peuvent être placés dans le béton : leur démontage est possible à condition de réaliser les rabotages par recouvrement, les ancrages étant prévus dans des bossages liés aux hourdis. Plusieurs fabricants de précontrainte ont mis au point des organes d'ancrage permettant le démontage des câbles : ils se distinguent des ancrages classiques par l'ajout d'une plaque perforée permettant de maintenir en position "arrière" l'ensemble des clavettes de l'ancrage, libérant ainsi tous les torons du câble en même temps.

Le recours à une précontrainte totalement extérieure au béton permet d'alléger la structure : l'épaisseur des hourdis et des âmes n'est alors dimensionnée que par les exigences de résistance à la flexion transversale et de rigidité du caisson. En fait, c'est surtout au niveau des âmes que le gain est appréciable, même si ce gain est un peu réduit par la présence des entretoises déviateuses. Par exemple, l'épaisseur des âmes vaut 30 cm pour le viaduc Jules-Verne à Amiens (pour des travées courantes de 50,5 m de portée, et pour une largeur de hourdis supérieur de 10,40 m) et 50 cm pour le viaduc de Gennevilliers (comportant des travées courantes de 49,50 m et une largeur de hourdis supérieur de 18 m). Mais une précontrainte totalement extérieure, même réalisée à l'aide d'unités de forte puissance, encombre passablement l'intérieur du caisson. Lorsqu'ils sont rectilignes sur la majeure partie de leur longueur, les câbles de précontrainte peuvent être placés à l'intérieur du béton : ils ne gênent en rien l'exécution des hourdis et, s'ils sont correctement injectés, ils offrent une bonne garantie de résistance à la rupture du tablier. Les dessins de la figure 6.7 donnent un exemple de câblage de pont poussé avec précontrainte de poussage partiellement extérieure et intérieure au béton.



Fig. 6.6 - Câblage du viaduc Jules-Verne près d'Amiens (photo Campenon-Bernard).

L'optimisation du câblage d'un pont poussé ne répond pas seulement à des critères de résistance des matériaux, mais également à des critères économiques liés à sa facilité de mise en œuvre. C'est pourquoi, les méthodes de câblage varient d'un projeteur à l'autre, ou d'une entreprise à l'autre, conduisant à des proportions variables de précontrainte intérieure et extérieure, sans que l'on puisse décréter qu'un câblage soit "meilleur" qu'un autre.

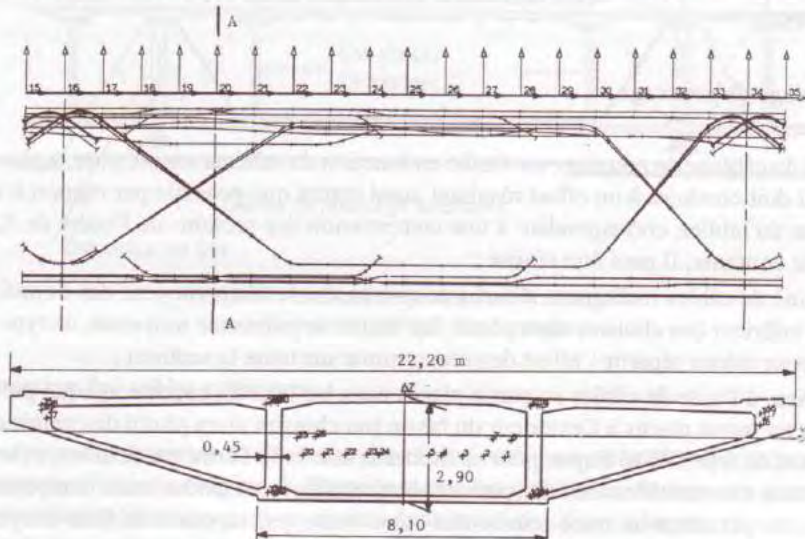


Fig. 6.7 - Schéma de câblage du viaduc d'accès sud au pont de Normandie.

6.3.2.3 Considérations pratiques au stade de l'avant-projet

Le câblage d'un pont poussé doit être étudié en considérant simultanément la résistance du tablier aux sollicitations en phase de poussage et en phase définitive.

• *Le câblage définitif*

Le recours à une précontrainte partiellement extérieure est conseillé pour éviter la présence de câbles "ondulés" dans les âmes et pour diminuer l'épaisseur de ces dernières. Pour les câbles extérieurs, on choisira de préférence des unités de forte puissance (par exemple de type 19T15 Super de 3,5 MN de force utile) afin de diminuer l'encombrement à l'intérieur du caisson. Leur tracé est largement tributaire des conditions de résistance à l'effort tranchant des sections au voisinage des appuis : dans la mesure où il convient de limiter le nombre des entretoises déviateuses pour d'évidentes raisons de poids, on leur donne un tracé trapézoïdal avec deux entretoises intermédiaires. Ces dernières sont placées aux quarts de portées même si, vis-à-vis du moment fléchissant, la position optimale serait plutôt au voisinage des tiers de portées.

En travée, la proportion de l'effort de précontrainte dû aux câbles extérieurs par rapport à celui résultant de l'ensemble des câbles passant en partie basse est de l'ordre de 40 à 45%, et l'effort total de précontrainte se répartit en haut et en bas des sections dans la proportion 40 à 45% en haut et 50 à 55% en bas.

Sur appui, les câbles en partie basse ayant un effet défavorable, on en limite au maximum le nombre et l'effort de précontrainte passe en partie haute selon une proportion de l'ordre de 80 à 85%.

• *Le câblage de poussage*

Le tracé du câblage de poussage est étudié en fonction du schéma adopté pour la phase définitive. Il doit conduire à un effort résultant aussi centré que possible par rapport à la fibre moyenne du tablier, correspondant à une compression des sections de l'ordre de 5,5 MPa en travée courante. Il peut être réalisé :

— à l'aide de câbles totalement répartis au niveau des feuillettes moyens des hourdis supérieur et inférieur (on choisira alors plutôt des unités de puissance moyenne, de type 12T15 Super, pour mieux répartir l'effort de précontrainte sur toute la section) ;

— ou bien, à l'aide de câbles en partie placés dans les hourdis comme indiqué précédemment, et en partie placés à l'extérieur du béton (on choisira alors plutôt des unités de forte puissance, de type 19T15 Super, pour en limiter le nombre). Parmi ces derniers, et selon des proportions très variables, certains peuvent être rectilignes et tendus entre deux entretoises d'appui, ou présenter un tracé trapézoïdal symétrique, par rapport à la fibre moyenne du tablier, de celui de câbles destinés à être conservés en phase définitive et passant en partie basse du caisson en travée.

Les câbles situés à l'intérieur du béton sont, pour la plupart, conservés en phase définitive. Il semble judicieux de les prévoir démontables en partie basse au voisinage des sections sur piles.

Les "contre-câbles" peuvent être réemployés sous certaines conditions. En particulier, il convient de ne les tendre qu'à $0,7 f_{prg}$ (au lieu des $0,8 f_{prg}$ habituels) et d'éliminer les extrémités mordues par les clavettes lors de la première mise en tension. Ces conditions, relativement contraignantes, limitent le réemploi de câbles de précontrainte à des cas particuliers.

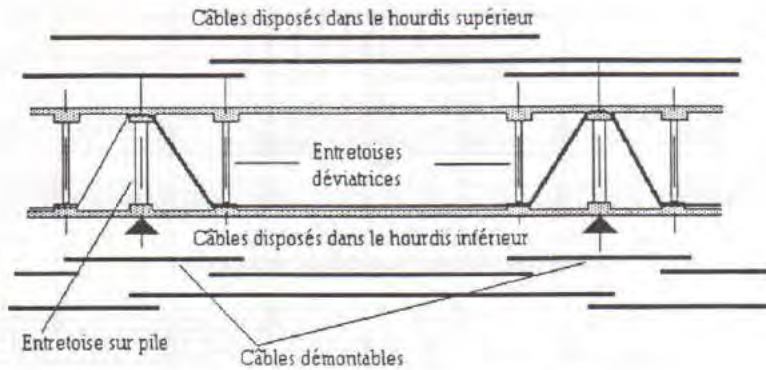


Fig. 6.8 - Schéma de principe d'un câblage sans "contre-câbles" de poussage.

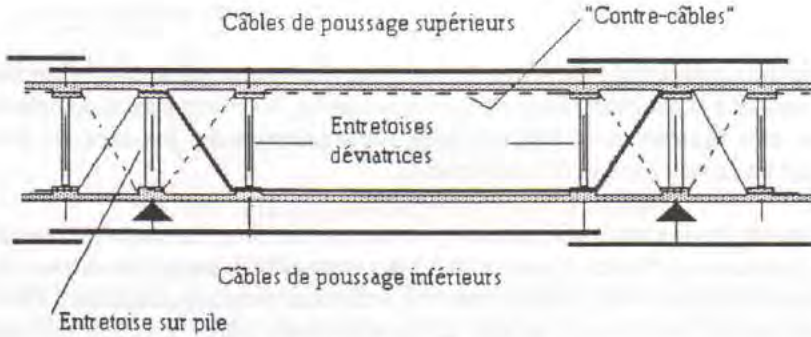


Fig. 6.9 - Schéma de principe d'un câblage avec "contre-câbles" de poussage.

• La déviation des câbles extérieurs

La conception des systèmes de déviation des câbles extérieurs est analogue à celle exposée au paragraphe 5.3.3 du chapitre 5. Rappelons que les entretoises déviateur assurent, en outre, l'indéformabilité des sections droites dans le cas de caissons larges : des calculs aux éléments finis ont démontré que la distribution des contraintes était proche de celle résultant des formules de la résistance des matériaux usuelle.

• *Étriers actifs*

Les contraintes de cisaillement dans les âmes, pour une épaisseur donnée, peuvent dépasser les contraintes limites dans des zones relativement localisées. Il ne serait pas alors judicieux de les épaissir sur toute la longueur de l'ouvrage : on peut recourir à une précontrainte verticale dans les zones en question, réalisée le plus souvent à l'aide de monotorons (environ 160 kN de force utile) au tracé en forme de boucle de manière que les deux ancrages actifs se trouvent dans le hourdis supérieur.

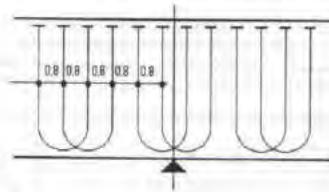


Fig. 6.10 - Schéma de principe d'une précontrainte verticale par monotorons.

6.3.2.4 *Le raboutage des câbles de poussage*

La continuité de la précontrainte à travers les joints peut être réalisée soit par l'emploi de coupleurs, soit par recouvrement dans les bossages formant surépaisseur des âmes et/ou des hourdis.

Les coupleurs présentent l'avantage d'éviter tout effort secondaire dû à la courbure des câbles, ainsi que la perte par frottement correspondante ; ils évitent ainsi la complication du coffrage, et le supplément de poids entraîné par la présence des bossages. Ils présentent cependant un certain nombre d'inconvénients.

Tout d'abord, ils sont assez encombrants : ils ne peuvent donc être installés que dans des voiles d'épaisseur suffisante. L'article 10.2,3 des règles BPEL prescrit de disposer les coupleurs dans des zones dont la section brute est suffisamment surabondante tant vis-à-vis de la flexion que de l'effort tranchant, pour que la section nette puisse satisfaire aux conditions de résistance exigées en section courante. Le diamètre d'encombrement du capot de protection d'un coupleur est variable d'un procédé à l'autre et dépend de la puissance de l'unité de précontrainte considérée. A titre indicatif, le diamètre d'encombrement du capot protecteur d'un coupleur Freyssinet K 12 T 15 est de 248 mm.

Par ailleurs, la mise en tension d'un câble provoque une déformation plus ou moins locale de l'about du tronçon considéré, et donc un gauchissement de la section. En tendant le câble secondaire (c'est-à-dire le câble couplé au précédent), et en supposant qu'il transmette au droit du coupleur une force rigoureusement égale à la force ancrée du câble primaire, la section du joint ne peut retrouver sa forme théorique initiale car elle en est empêchée par le

béton secondaire coulé à son contact. Tout ceci se traduit par l'existence de fortes contraintes normales et de cisaillement dans la zone du coupleur. C'est pourquoi, l'article 6.1,5 des règles BPEL conseille, en commentaire, de limiter au maximum la proportion des armatures couplées dans une même section, par exemple à 1/2 (fig. 6.11). Il impose, par ailleurs, de donner aux armatures passives traversant la section de couplage une longueur minimale égale à $l_r/2 + l_s$ de chaque côté du joint, l_r désignant la plus grande des longueurs de régularisation associées à la section et l_s la longueur de scellement droit des dites armatures.

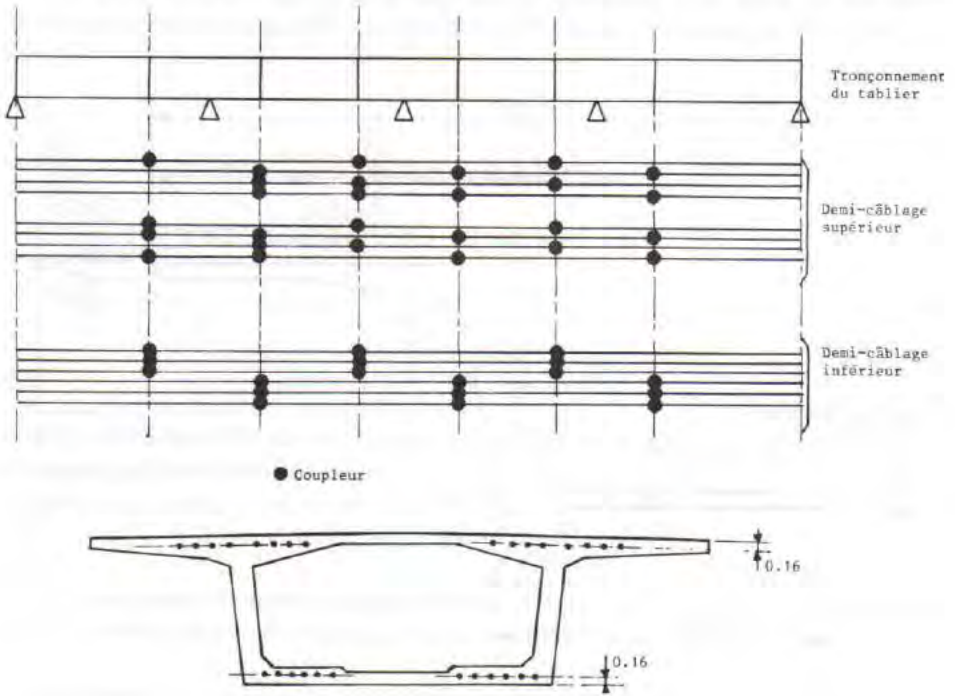


Fig. 6.11 - Exemple de câblage rectiligne avec coupleurs.

Compte tenu de ce qui vient d'être dit, le raboutage des câbles par recouvrement (ou croisement) est souvent préféré aux coupleurs, même si leur exécution est plutôt délicate. Leur position ne doit, bien évidemment, pas être à cheval sur deux tronçons successifs.

6.3.3 Conception de la section transversale

Les principes de conception de la section transversale sont analogues à ceux développés dans le cas des ponts construits en encorbellement. L'épaisseur du hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux (câbles de poussage) : sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis dans le cas de ponts-routes. Elle vaut généralement 30 cm dans le cas des ponts ferroviaires.

Pour les ponts-routes, l'épaisseur du hourdis inférieur est de l'ordre de 20 cm (18 cm minimum) en l'absence de câbles de précontrainte longitudinaux, et de 24 à 25 cm dans le cas contraire. Elle peut être augmentée localement au voisinage des entretoises sur piles et, dans certains cas, dans la première travée, pour mieux résister aux moment fléchissants négatifs en cours de poussage. Pour les ponts-rails, elle est plutôt de 30 cm avec des épaisissements sur piles allant jusqu'à 60 cm. La figure 6.12 montre, à titre d'exemple, les principales caractéristiques du viaduc de Gennevilliers en section transversale.

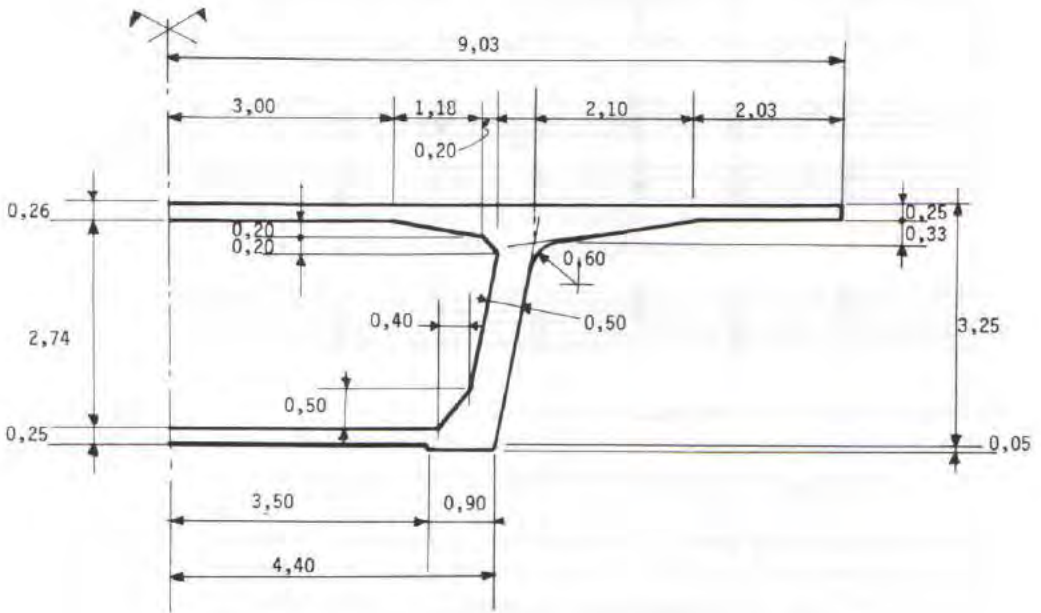


Fig. 6.12 - Demi-section transversale du viaduc de Gennevilliers.

La forme de la base du caisson peut présenter quelques particularités liées au mode de construction. Par exemple, lorsque le caisson possède des âmes inclinées, on peut en évaser légèrement la base afin de favoriser le centrage des réactions des appuis provisoires (fig. 6.13).



Fig. 6.13

Lorsque le tablier est rectiligne en plan, avec un hourdis supérieur à dévers constant (2,5% par exemple), la solution la plus simple pour réaliser ce dévers consiste à donner aux âmes (qu'elles soient verticales ou inclinées) une hauteur différente. Par contre, lorsque l'ouvrage est courbe en plan, le dévers peut être plus important et il est préférable de conserver une section droite symétrique. Comme indiqué en 6.1.1, il convient de rechercher la surface tronconique qui s'approche le plus de la surface recherchée pour le tablier, y compris les variations éventuelles de dévers du profil en travers de la chaussée portée. Les appareils d'appui devant rester horizontaux dans le sens transversal, la géométrie de la sous-face du tablier doit être adaptée en conséquence. Les dessins de la figure 6.14 montrent deux dispositions possibles.

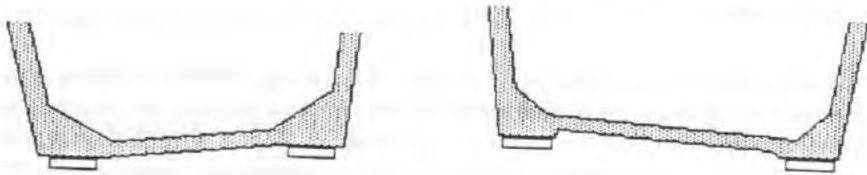


Fig. 6.14

L'épaisseur, généralement constante, des âmes est tributaire du type de câblage adopté. Avec un câblage de continuité extérieur, l'épaisseur des âmes des ponts-routes peut être prédimensionnée par la formule suivante :

$$e \text{ (cm)} = \text{Sup} \left[30, 30 + \frac{BL - 500}{20} \right]$$

où B et L sont respectivement la largeur totale du hourdis supérieur (en m) et la portée de la travée courante (en m). Par exemple, pour L = 55 m et B = 15 m, e = 46 cm.

Dans les ponts-rails, l'épaisseur courante des âmes est égale à 50 cm pour des portées usuelles comprises entre 40 et 50 m. Au voisinage des appuis, elle atteint généralement 90 ou 100 cm.

Les principaux ratios sont résumés dans le tableau suivant.

	Ponts-routes	Ponts-rails
Elancement	L/H = 12 à 17	L/H = 12 à 14
Epaisseur équivalente	0,25 + 0,0088L (pour 20 m ≤ L ≤ 55m)	0,40 + $\frac{L}{100}$ (pour 35 m ≤ L ≤ 55 m)
Pourcentage d'aciers actifs $\frac{A_{act.}}{B}$	40 à 45 kg/m ³	65 à 70 kg/m ³
Pourcentage d'aciers passifs $\frac{A_{pass.}}{B}$	140 à 150 kg/m ³	140 à 150 kg/m ³

6.3.4 Particularités du calcul des ponts poussés

La justification des ponts poussés présente quelques particularités liées au mode de construction considéré.

6.3.4.1 Justifications en phase de poussage

En phase de poussage, les principales sollicitations proviennent du poids propre de la structure et de la précontrainte mise en œuvre. Mais d'autres phénomènes doivent également être pris en considération : ce sont les effets de la température et les défauts de nivellement des appuis provisoires.

Les effets de la température se font sentir en phase de poussage, même si le tablier n'est pas encore recouvert par la couche d'étanchéité ou la couche de roulement. Des mesures ont été effectuées sur certains ouvrages en cours de construction (pont d'Aiguilly, par exemple) ; elles ont montré que l'on atteignait couramment des différences de température de l'ordre de 4 à 5°C entre les fibres extrêmes du tablier.

Quant aux dénivellations d'appuis, elles peuvent résulter du tassement instantané des longrines de poussage, des imprécisions de nivellement ou d'une défaillance des appareils d'appui provisoires (défauts dans le sens longitudinal ou le sens transversal), voire d'une défaillance de la fondation d'une pile. Mais ce dernier phénomène n'est pas, normalement, pris en compte dans les justifications usuelles.

Dans la pratique, plusieurs combinaisons d'actions sont envisagées pour justifier l'ouvrage en cours de poussage.

La combinaison de base (de type quasi-permanente) ne comporte que les actions dues au poids propre (γ compris celui de la part éventuelle des équipements mis en œuvre pendant cette phase). Les justifications sont conduites en classe I, la précontrainte étant introduite avec sa valeur moyenne P_m (on rappelle que la contrainte maximale du béton est alors limitée à $0,9 \times 0,6 f_{cj} = 0,54 f_{cj}$ en compression et à $0,9 \times 0,7 f_{tj} = 0,63 f_{tj}$ en traction).

Les autres combinaisons à considérer (assimilées à des combinaisons rares - Cf. commentaire de l'article 4.6 des règles BPEL) comprennent les actions permanentes (poids propre et précontrainte) et, au titre des actions variables, les effets d'un gradient thermique de 6°C (la fibre supérieure du tablier étant la plus chaude) et d'une dénivellation longitudinale ou transversale des appuis. La dénivellation longitudinale peut consister à supposer :

— qu'un seul appui est dénivélé d'un cm par rapport aux autres, supposés réglés à leur cote théorique ;

— ou que tous les appuis peuvent être dénivelés de ± 5 mm par rapport à leur cote théorique.

La dénivellation transversale est généralement prise égale à $\pm 2,5$ mm sur une seule file d'appuis.

Ces valeurs peuvent être très contraignantes si on les applique au droit des culées. Moyennant une surveillance accrue du nivellement des longrines et des appareils d'appui sur culées, il est possible de les réduire de 50%.

Sous ces combinaisons avec actions variables, les justifications sont conduites en classe II. Si la précontrainte est introduite avec sa valeur moyenne P_m , les contraintes de compression du béton sont toujours limitées à $0,9 \times 0,6 f_{cj} = 0,54 f_{cj}$ et les contraintes de traction sont limitées à $0,9 \times 0,7 f_{tj} = 0,63 f_{tj}$ dans la section d'enrobage et $0,9 \times 1,5 f_{tj} = 1,35 f_{tj}$ ailleurs. Cependant, comme les efforts considérés s'apparentent plutôt à ceux d'une combinaison fréquente, il convient de rester relativement prudent et de limiter la contrainte maximale de traction à $0,5 f_{tj}$ en tout point des sections.

6.3.4.2 Justifications en service

Les justifications en service sont normalement conduites en classe II, l'effort de précontrainte étant introduit avec ses valeurs caractéristiques. Au niveau de l'avant-projet, on peut se dispenser d'effectuer un calcul "scientifique" des redistributions d'efforts liées au phénomène de fluage du béton se développant entre deux phases de poussage en adoptant la mesure conservatoire consistant à décaler du côté des compressions de 0,5 MPa les contraintes limites inférieures du béton au voisinage de l'intrados.

6.4 - INFLUENCE DU MODE DE CONSTRUCTION SUR LA CONCEPTION DES OUVRAGES

6.4.1 Les principales méthodes de réduction des sollicitations dans la première travée

Au cours du poussage, les phases les plus critiques du point de vue des sollicitations dans le tablier sont celles où la première travée est située en porte-à-faux, son extrémité n'ayant pas encore atteint la pile vers laquelle elle se dirige. En effet, à ce stade et en l'absence de tout dispositif approprié, le moment fléchissant négatif au droit de la dernière pile porteuse est très important, de l'ordre de $-\frac{1}{2} q L^2$, au lieu de $-\frac{1}{10} q L^2$ une fois l'ouvrage en place (q désignant le poids unitaire du tablier, et L la longueur de la travée). Le poussage d'un pont sans dispositif de réduction des sollicitations dans la première travée ne peut s'envisager que pour de courtes portées, mais, dans ce cas, l'intérêt économique du procédé risque d'être très modeste. C'est pourquoi, tous les ponts poussés, dont la longueur des travées entre dans la gamme des portées usuelles, sont dotés d'un système de réduction du moment de porte-à-faux.

6.4.1.1 *Le poussage avec palées provisoires*

Nous avons déjà évoqué en 6.3.1 le poussage de grandes travées à l'aide de palées provisoires et les problèmes liés à leur déformabilité (sous charge et sous variation de température) lorsqu'elles sont de grande hauteur. Pour les portées courantes, le poussage avec palées provisoires ne peut être envisagé que si la construction de ces palées n'est pas trop coûteuse, par exemple en site terrestre, pour des hauteurs d'appui modérées et en l'absence de problèmes géotechniques nécessitant le recours à des fondations profondes.

Les palées provisoires sont de préférence en béton armé, mais dès que leur hauteur dépasse une dizaine de mètres, il est plus économique de recourir à des palées métalliques (poutres, treillis...). Pour limiter les déplacements de leur tête sous l'effet des efforts horizontaux, il est souvent judicieux de haubaner ces têtes, c'est-à-dire de les retenir à l'aide de câbles ancrés dans les semelles des piles voisines.

6.4.1.2 *Le poussage avec avant-bec*

Comme pour les ponts métalliques lancés, on peut atténuer les moments de porte-à-faux en prolongeant l'extrémité du tablier par un avant-bec métallique, aussi léger que possible, qui permet de mobiliser plus tôt l'appui sur la pile suivante. L'avant-bec comporte lui-même une extrémité formant un plan incliné, de façon à rattraper la flèche que présente la travée en cours de poussage, à son arrivée au droit de la pile. Il est généralement fixé à l'avant du premier tronçon exécuté, à l'aide de barres de précontrainte (barres Dywidag, par exemple) tendues à $0,6 f_{prg}$.

De nombreuses études ont montré que la longueur optimale d'un avant-bec était de l'ordre des deux tiers de la longueur de la travée courante. Pour couvrir la gamme des portées usuelles, les entreprises spécialisées dans le poussage des ponts disposent d'avant-becs dont la longueur va de 30 à 40 m. Leur poids q_0 par unité de longueur (en kN/m) est approximativement égal à :

$$q_0 = 0,015 L_a^2$$

où L_a est la longueur de l'avant-bec (en m). Par exemple, pour $L_a = 35$ m, $q_0 = 18,4$ kN/m ; cette valeur est relativement faible devant le poids par unité de longueur du tablier en béton qui est de l'ordre de 250 à 300 kN/m pour un pont routier, selon la largeur de son tablier, et d'environ 290 kN/m pour un pont ferroviaire.

6.4.1.3 *Le poussage avec mât de haubannage*

Par le passé, de nombreux ponts ont été poussés avec un mât de haubannage destiné à réduire les moments fléchissants et les déformations de la première travée en porte-à-faux. Le système de haubannage agit en quelque sorte comme une précontrainte extérieure à l'ouvrage dont l'intensité est réglable : il est constitué par un portique reposant sur le tablier, au droit

de ses âmes, par l'intermédiaire de vérins hydrauliques, et supporte un certain nombre de câbles passant dans des selles d'appui à sa partie supérieure. Les câbles, s'épanouissant en éventail, sont ancrés sur le tablier en avant et en arrière du portique. L'ajustement de la tension des câbles est obtenu en jouant sur les vérins d'appui du portique.

On dispose le système de haubanage sur le tablier avant le franchissement de la première travée courante, lorsque les deux premières travées sont encore situées en arrière de la culée de poussage, et le tablier est doté d'un avant-bec de faible longueur pour faciliter les opérations d'accostage. Le portique proprement dit est placé à quelques mètres à l'arrière de la pile n lorsque l'avant-bec est proche de la pile $n+1$.

La méthode de poussage avec haubanage provisoire entraîne des calculs laborieux et est très délicate à mettre en œuvre : en effet, il convient de calculer pour chaque position de tablier les tensions naturellement induites dans les câbles par la déformation du tablier avant d'ajuster les tensions effectives en fonction des efforts que l'on veut reprendre à l'aide des vérins d'appui du portique.

6.4.1.4 Le poussage avec dispositifs combinés

La méthode de poussage combinant l'emploi d'un haubanage provisoire et d'un avant-bec relativement long est envisageable dans le cas de tabliers larges (donc lourds) et de portées courantes dépassant la soixantaine de mètres. Avec un avant-bec dont la longueur serait comprise entre 0,4 et 0,6 fois la longueur de la portée courante, un mât de haubanage auxiliaire, d'une hauteur de 10 à 12 m, permet de limiter la précontrainte centrée en zone avant du tablier. Cette technique a été employée, par exemple, pour pousser les viaducs d'accès au pont de Poncin.

6.4.1.5 Estimation des sollicitations dans la première travée

La technique la plus fréquemment employée est celle du poussage avec avant-bec long. Mais il est rare que l'on confectionne un nouvel avant-bec aux caractéristiques (poids, rigidité) optimisées pour un projet particulier : les entreprises utilisent les avant-becs dont elles disposent déjà. C'est pourquoi, il n'est pas possible de calculer précisément les efforts en cours de poussage dans la première travée avant la désignation de l'entreprise adjudicataire des travaux.

Néanmoins, dans la pratique, on peut dimensionner la précontrainte dans la première travée pour un moment fléchissant positif maximal égal à $0,07 qL^2$ ($= 1,68 \frac{qL^2}{24}$) et un moment fléchissant négatif minimal égal à $-0,106 qL^2$ ($= -1,27 \frac{qL^2}{12}$).

6.4.2 Aménagement des tronçons

A l'inverse de la construction en encorbellement, le poussage unilatéral permet de construire des tronçons d'une longueur appréciable, de vingt à quarante mètres selon le cas, au lieu de quelques mètres seulement pour des voussoirs coulés en place ou préfabriqués. Il en résulte :
— une diminution du nombre des joints, qui sont toujours des points délicats dans une construction ;

— un raccourcissement du délai total de construction pour une même durée de cycle de fabrication : un seul atelier de fabrication suffit en général, alors qu'un pont en encorbellement en exige souvent quatre ou six ;

— une diminution du nombre de raboutages de câbles de précontrainte, opérations coûteuses et souvent délicates.

La longueur des tronçons constitue aussi l'un des principaux éléments du choix. Très fréquemment, le poussage se fait par travées entières, à la cadence d'une travée toutes les deux semaines. Chaque travée peut être confectionnée en trois ou quatre tronçons dont la

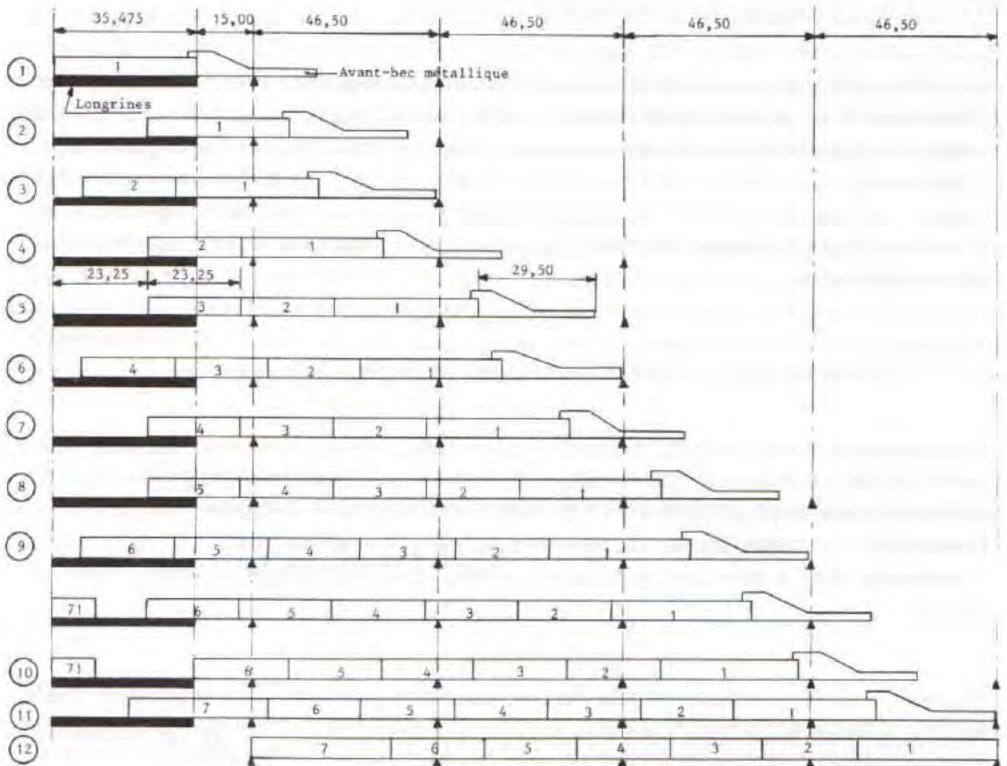


Fig. 6.15

longueur est de l'ordre d'une douzaine de mètres ou en deux tronçons longs chacun d'une demi-travée, et disposés de façon que les joints soient situés au quart et aux trois quarts de chaque travée : en effet, les sections correspondantes sont ainsi proches des foyers de la poutre constituée par le tablier, c'est-à-dire de points où le moment est de faible intensité ; le nombre de câbles à rabouter est également assez faible. De plus, chaque tronçon est souvent coulé en deux phases : le hourdis inférieur et les âmes en première phase, le hourdis supérieur en seconde phase. Ce découpage est plus pratique même s'il conduit à une légère surconsommation d'aciers passifs. Les dessins de la figure 6.15 donnent un exemple de déroulement des opérations de poussage.

6.4.3 Cas des ouvrages de grande longueur

Une attention particulière doit être portée à la conception des zones d'appui dans le cas des ouvrages de grande longueur. En effet, dans un pont poussé, on ne construit pas l'ouvrage dans sa position définitive. La longueur des tronçons à confectionner doit être mesurée dans l'espace et non pas seulement en projection horizontale puisque cette projection varie, pour un même tronçon, suivant la position qu'il occupe au fur et à mesure de son déplacement.

Par ailleurs, les phénomènes de retrait-fluage du béton sont continus dans le temps : à la fin du poussage, les premiers tronçons construits auront effectué une plus grande part de leur raccourcissement par retrait et fluage du béton que les derniers. La loi d'évolution du fluage ou du retrait d'un béton particulier n'est pas suffisamment bien connue pour permettre un calcul précis de la longueur à donner aux tronçons pour obtenir, au bout d'un temps "infini", la longueur rigoureuse de l'ouvrage projeté.

Dans la pratique, il convient d'ajuster la longueur des tronçons, pour une température de référence fixée (par exemple 10°C) au fur et à mesure de leur fabrication, en partant de la longueur de tablier déjà confectionnée, et de renforcer le ferrailage des entretoises sur piles pour reprendre les efforts parasites induits par l'inévitable décalage de l'axe des appareils d'appui par rapport à l'axe des entretoises.

Signalons, enfin, que plusieurs viaducs de grande longueur (viaduc Jules-Verne à Amiens (943 m) ; viaduc sur la Darse à Gennevilliers (912 m) ont été construits d'un seul tenant. Il semble que de telles longueurs correspondent à un maximum au delà duquel il convient de prévoir des joints intermédiaires.

6.5 - PROBLÈMES D'EXÉCUTION PARTICULIERS

6.5.1 Qualité du béton

Le poussage doit s'effectuer au fur et à mesure du durcissement du béton de chaque nouveau tronçon ; il est donc essentiel d'obtenir un béton précoce, c'est-à-dire dont la résis-

tance mécanique croisse rapidement avec l'âge. Cette qualité peut aussi faciliter le poussage d'une section réduite, qui exige moins d'armatures de précontrainte provisoire.

Pour cela, on utilise un ciment à mouture fine, qui conduit à des résistances initiales élevées. Pour une résistance mesurée sur cylindre à 28 jours, de 35 MPa, il est ainsi possible d'obtenir 25 à 30 MPa à 72 heures. La tendance actuelle est à l'emploi de bétons à hautes performances (B40 ou B45), permettant d'obtenir plus rapidement les résistances suffisantes à la mise en tension des câbles et au poussage du tronçon réalisé (résistance de l'ordre de 25 MPa à 22h d'âge).

Si nécessaire, on peut aussi recourir au chauffage, notamment pour les zones d'ancrage des câbles de précontrainte, qui sont les plus sollicitées dès l'origine. Cette solution est souvent préférable à celle qui consiste à utiliser des abouts préfabriqués, car elle permet une meilleure continuité des armatures passives. Le chauffage peut être réalisé au moyen de bâches, ou par soufflage d'air chaud, ou encore au moyen de fils résistants noyés dans le béton et parcourus par un courant électrique. Dans tous les cas, il est indispensable de couler, en même temps que le béton de l'ouvrage, des éprouvettes-témoins qui sont soumises aux mêmes conditions de température et que l'on écrase, pour contrôle, avant la mise en tension des câbles.

Dans le cas des bétons traditionnels, il est recommandé, enfin, d'employer un super plastifiant qui permet, à quantité d'eau égale, d'obtenir un excellent remplissage des zones voisines des ancrages, généralement très encombrées par les armatures de frettage et de couture.

6.5.2 L'aire de fabrication des tronçons

D'arrière en avant, cette aire comprend :

- une aire de préparation du ferrailage ;
- une zone de poussage ;
- une aire de coffrage et de fabrication ;
- une travée d'approche.

L'aire de ferrailage est constituée par un simple dallage portant une voie de roulement, sur laquelle circule un platelage qui reçoit les armatures : cette aire permet de monter les armatures en temps masqué, car ce montage, qui requiert une grande précision, constitue une opération assez longue. De plus, la séparation entre l'aire de bétonnage et l'aire de ferrailage permet une meilleure utilisation de la main d'œuvre, notamment pendant le séchage et le durcissement du béton.

La longueur de l'aire de ferrailage est normalement égale à celle d'un tronçon courant du tablier, mais, si les dispositions du chantier le permettent, il y a souvent intérêt à disposer d'une longueur double, en raison de la quantité importante d'armatures, et surtout de l'existence de câbles de précontrainte de grande longueur.

La zone de bétonnage est celle qui reçoit le coffrage du tablier ; celui-ci comprend le fond de moule, le dispositif de glissement, et les coffrages extérieurs et intérieurs du caisson.

Le banc de poussage proprement dit est constitué de deux longrines entretoisées reposant sur des semelles si le sol est de bonne qualité ou sur des pieux (forés ou battus) dans le cas contraire. Elles sont normalement en béton armé, parfois en béton précontraint lorsqu'elles sont fondées sur pieux. Il convient, bien évidemment, d'éviter tout tassement significatif qui nuirait à la géométrie de la sous-face du tablier. Sa longueur est généralement supérieure à celle d'une travée courante.

Pendant le poussage, le déplacement longitudinal du tablier exige qu'il soit désolidarisé du fond de moule. Cette condition est normalement réalisée par abaissement du moule qui est généralement monté sur des vérins hydrauliques : en s'abaissant, ils laissent le tablier reposer sur les appuis de glissement, ménagés sous le coffrage.

La travée d'approche est nécessaire pour assurer l'équilibre du tablier pendant le franchissement de la première travée ; de plus, elle est utile pour y disposer certains types de matériels permettant le poussage proprement dit.

6.5.3 Les méthodes de déplacement du tablier

La mise en mouvement d'un tablier suppose la mobilisation d'une force d'entraînement correctement dimensionnée. Pour des raisons économiques évidentes, il convient d'en limiter l'intensité en diminuant, dans toute la mesure du possible, les efforts s'opposant à ce mouvement.

6.5.3.1 Équipement du banc de poussage

La face supérieure des longrines comporte généralement un revêtement en acier. Avant l'exécution d'un tronçon, on dispose une tôle sur le revêtement métallique des longrines. Cette tôle se présente sous la forme d'éléments posés jointivement sur toute la longueur du tronçon de tablier à confectionner. Entre le revêtement métallique et la tôle supérieure, on interpose un produit destiné à faire chuter le coefficient de frottement, par exemple une graisse au plomb qui présente l'avantage de ne pas s'échapper sous le poids du tablier, du savon (noir, liquide) ou de l'huile hydraulique. Pendant le poussage, les éléments métalliques supérieurs glissent en étant entraînés par le tablier et sont récupérés à l'avant du banc de poussage.

6.5.3.2 Équipement des appuis

Chaque pile est équipée d'appareils d'appui provisoires installés à l'emplacement des appuis définitifs, et conçus de façon à faciliter le glissement du tablier. Par ailleurs, certaines piles sont équipées de dispositifs destinés à assurer le guidage latéral du tablier.

Chaque appui de glissement se compose d'un plot à bords arrondis, recouvert d'une tôle d'acier inoxydable parfaitement polie ; ce plot, soigneusement réglé, est scellé sur un massif de béton (fig. 6.16). Des plaques de glissement sont interposées entre le plot et la sous-face du tablier. Ces plaques sont en néoprène fretté recouvert de téflon ; leur face en néoprène, au contact du tablier, est entraînée par celui-ci, tandis que la face recouverte par le téflon glisse sur le revêtement du plot en acier poli. Au fur et à mesure du poussage, les plaques sont évacuées vers l'avant et réintroduites à l'arrière du plot (fig. 6.17).

Les dispositifs de guidage latéral sont de conception variée (bandes d'alvéoflon, rouleurs métalliques, etc.). Montés sur un bâti métallique fixé aux têtes de piles, ils s'appuient sur la face latérale du caisson au voisinage de son angle inférieur.

6.5.3.3 Les méthodes de poussage

La force d'entraînement du tablier peut être appliquée à l'ouvrage :

- soit par traction au moyen de vérins et de câbles, ancrés d'une part sur la culée, d'autre part sur une poutre transversale ou un étrier de tirage fixé à l'about du dernier tronçon confectionné (fig. 6.18) ;
- soit par poussée directe transmise par des dispositifs appropriés.

Les procédés d'entraînement du tablier par poussée directe sont généralement des procédés brevetés. Citons, parmi les plus employés, le système Eberspächer et le système de l'entreprise des Grands Travaux de Marseille (GTM).

Dans le système Eberspächer (fig. 6.19), le dispositif de poussage comprend, au droit de la culée et, lorsque la longueur de l'ouvrage le justifie, au droit de certaines piles intermédiaires :

- un vérin vertical d'une capacité suffisante pour décoller l'ouvrage de son appui de repos ; la base du vérin, revêtu de téflon, repose sur une surface de glissement en acier inoxydable, tandis que sa tête, équipée d'une tôle striée en acier, prend appui sous le tablier ;
- un ou deux vérins horizontaux, d'une force totale de quelques centaines de tonnes, solidaires du vérin vertical par une articulation, et prenant appui à l'autre extrémité sur une culée qui reçoit la réaction de poussée.

Le cycle de poussage se déroule de la façon suivante. En agissant sur le vérin vertical, on libère le tablier de son appui ; puis les vérins horizontaux de poussage sont mis en action pour avancer le tablier d'une longueur égale à leur course, de l'ordre de 250 mm. En fin de course, le vérin vertical est relâché, le tablier replacé sur son appui de repos, et les vérins horizontaux rétractés, de façon à revenir à la position de départ, pour permettre le démarrage d'un nouveau cycle. Un dispositif de ce type est placé sous chaque âme de caisson.

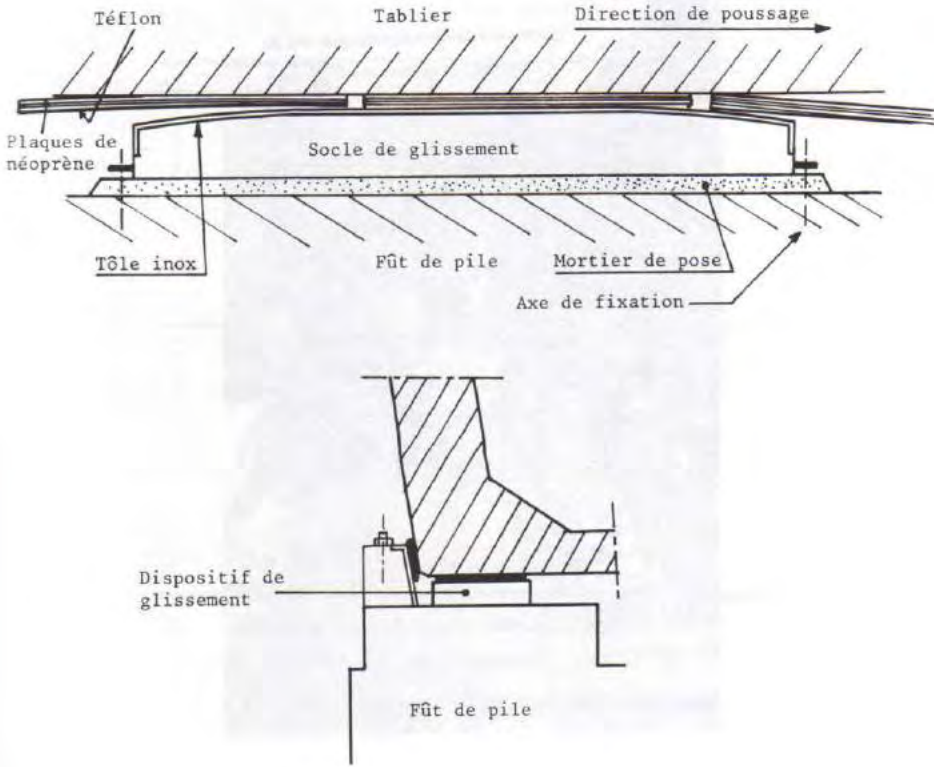


Fig. 6.16 - Schéma de principe des appareils d'appui provisoires.



Fig. 6.17 - Introduction des plaques de glissement (photo JAC).



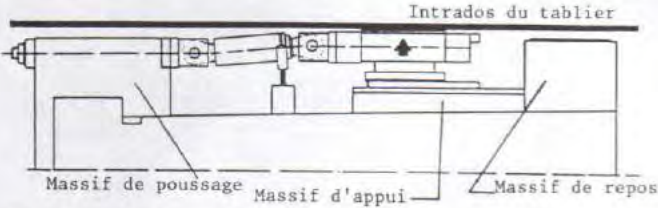
Fig. 6.18 - Poussage d'un pont par traction (photo JAC).

Pour que la force de poussage puisse être transmise à la sous-face du tablier sans glissement, il est nécessaire que le rapport entre l'effort de poussage et la charge verticale supportée par le vérin soit inférieur au coefficient de frottement de la tôle striée sur le béton, coefficient que l'on peut estimer à 0,60. Or, la charge supportée par le vérin vertical dépend en particulier de sa position par rapport aux appuis de glissement voisins ; l'emplacement des différents appuis doit donc être étudié de façon que cette condition soit toujours réalisée, sans engendrer dans le tablier des efforts parasites incompatibles avec son état de précontrainte au moment du poussage.

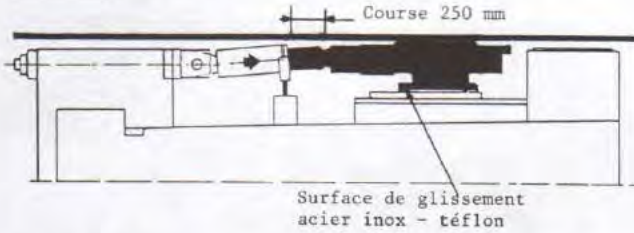
Le système mis au point par l'entreprise GTM est un véritable vérin pousseur se fixant automatiquement par serrage aux longrines de préfabrication, et exerçant directement l'effort de poussage à la dernière section droite du tablier (fig. 6.20).

Il permet un poussage pratiquement continu sans aucune intervention. Pour les ouvrages très lourds, il peut être associé à un système de câbles de traction.

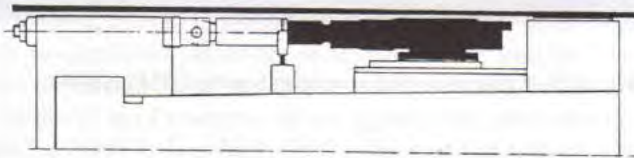
Phase 1 : Soulèvement du tablier à l'aide de vérins verticaux



Phase 2 : Poussage de l'ouvrage



Phase 3 : Descente du tablier sur le massif de repos



Phase 4 : Retour des vérins horizontaux

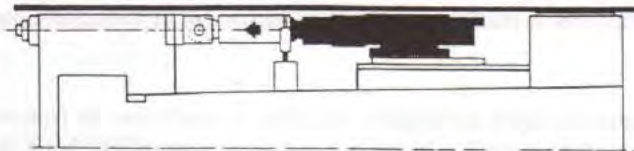


Fig. 6.19 - Schéma de principe du système Eberspächer.

6.5.4 L'effort de poussage

Au niveau du projet d'exécution, le calcul de la force nécessaire au déplacement du tablier est un élément important pour le choix du ou des procédés de poussage. En premier lieu, il convient de noter que l'effort de décollement peut être très supérieur à l'effort de poussage une fois le mouvement du tablier amorcé : des coefficients de frottement de l'ordre de 10 à 15% ont été mesurés en l'absence de précautions particulières. Par ailleurs, la phase la plus critique vis-à-vis de la condition de non-glissement se situe à la fin de l'opération, lorsque l'effort de poussage est maximum.



Fig. 6.20 - Système de poussage de la Société GTM (photo JAC).

L'effort de poussage, en supposant la translation horizontale, est égal à la somme de l'effort résistant dû au banc de fabrication et de l'effort résistant des appareils d'appui provisoires en tête des piles. Au droit du banc de préfabrication, le coefficient de frottement est toujours assez élevé : on adopte souvent l'hypothèse d'un coefficient de frottement égal à 10% pour cette partie.

Au droit des appareils d'appui provisoires sur piles, le coefficient de frottement du téflon sur l'acier poli est compris entre 2 et 3% ; au niveau des hypothèses de calcul, on peut adopter une valeur de 5% au décollement (intervenant également lors de la vérification des appuis) et de 3% après décollement.

Lorsque toutes les méthodes sont bien au point, le coefficient de frottement global (longrines + appuis sur piles) est de l'ordre de 3 à 4%. A titre indicatif, les efforts mesurés, en fin de poussage, au viaduc le long de la Darse à Gennevilliers étaient de 10,40 MN au décollement et de 6,46 MN après décollement pour un poids total déplacé de 267,56 MN.

6.5.5 Réalisation du poussage - Cas des ouvrages en pente

L'opération du poussage est assez délicate, car elle comporte un grand nombre de postes de travail différents, de plus en plus éloignés au fur et à mesure de la progression du chantier ; de plus, les opérations sont irréversibles, et doivent être exécutées très rigoureusement dans

l'ordre prévu. Il est donc essentiel de disposer de liaisons (optiques, téléphoniques ou radio-phoniques) efficaces et fiables.

En outre, il est bon de disposer sur chaque poste de travail un interrupteur d'urgence, afin de pouvoir interrompre la manœuvre à tout moment à l'initiative directe du responsable de ce poste, en cas d'incident, par exemple lorsqu'une plaque de glissement est introduite à l'envers (face téflon contre béton du tablier, et face néoprène contre la surface de glissement).

Une fois les réglages effectués, l'opération du poussage proprement dit est assez rapide, et une demi-journée est généralement suffisante pour une translation d'un tronçon de 20 à 25 m de longueur.

Le poussage engendre, en tête des piles, des efforts horizontaux importants, souvent supérieurs à ceux dûs au freinage des véhicules sur l'ouvrage en service. Afin de ne pas surdimensionner les fondations et les fûts des piles pour ces sollicitations provisoires, il peut être opportun de haubaner la tête de chaque pile, en la reliant par un ou plusieurs câbles au pied de la pile précédente, de façon à reprendre tout ou partie de la force horizontale développée.

Dans le cas des ouvrages dont le profil en long présente une pente longitudinale, la question se pose de savoir s'il est préférable de les pousser en "montant" ou en "descendant". D'une façon générale, si la pente est supérieure à 3%, c'est-à-dire au coefficient de frottement moyen du tablier sur l'ensemble de ses appuis, il est préférable de pousser le tablier en "descendant", à partir de la culée haute. Le dispositif de poussage doit alors être aménagé pour permettre la retenue du tablier en cas de tendance au glissement naturel. De plus, il convient de prévoir un système de freinage en complément du dispositif de poussage ou de retenue ; en général, il s'agira d'un vérin ou d'un système de vérins verticaux, disposés sur la culée et prenant appui sous le tablier par l'intermédiaire d'une tôle métallique à surface rugueuse.

6.6 - CONCLUSION

Pourvu que certaines conditions d'ordre géométrique soient remplies, le poussage s'avère très économique, car il n'exige que peu de matériel, dont la majeure partie est facilement réutilisable. Il offre des garanties de qualité et de sécurité, grâce au caractère répétitif des opérations, réalisées à poste fixe, et sur la terre ferme. Il convient donc bien aux ponts à plusieurs travées de portée moyenne. Il faut noter cependant la nécessité d'une étroite coordination entre l'équipe chargée de l'élaboration du projet, et celle qui étudie les méthodes de chantier, en raison de l'interdépendance très étroite entre l'étude et l'exécution.

CHAPITRE 7

Conception et construction des ponts métalliques

7.1 - INTRODUCTION

La conception des ponts métalliques a considérablement évolué au cours des deux siècles qui séparent la construction du premier d'entre eux, le pont de Coalbrookdale en Angleterre construit en 1779, de celle des ponts actuels. Les structures complexes et parfois lourdes d'autrefois ont fait place à des structures aux formes allégées et simplifiées. Les facteurs qui ont rendu cette évolution possible sont les suivants :

- les progrès sidérurgiques : la fonte et le fer ont été remplacés par de l'acier aux caractéristiques mécaniques élevées, garanties par des normes ;
- les progrès dans les techniques d'assemblage : les assemblages par rivure ont disparu au profit des assemblages par boulon HR puis par soudage ;
- les progrès dans les techniques de fabrication et de montage ;
- l'apparition et l'utilisation judicieuse du béton armé en association avec l'acier ;
- l'affinement des calculs grâce au perfectionnement des méthodes de la résistance des matériaux et au développement du calcul automatique sur ordinateur ;
- une meilleure connaissance de la sécurité des constructions, notamment vis-à-vis de l'état-limite ultime.

Depuis une dizaine d'années, cette évolution s'est accélérée. Elle donne un regain d'intérêt aux ponts métalliques en les rendant plus compétitifs face aux ouvrages en béton précontraint. Les principaux atouts de la construction métallique pour les ouvrages d'art sont les suivants :

- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier ;
- la rapidité d'exécution globale, source d'économie financière, et le report en atelier d'une partie importante des tâches, facteur déterminant de qualité ;
- la précision dimensionnelle des structures ;
- la pérennité des ouvrages liée aux protections diverses et renouvelables des éléments contre la corrosion, à la possibilité de remplacement d'éléments, voire à la possibilité de transformer une structure pour l'adapter à de nouvelles conditions d'exploitation ;
- la qualité architecturale qui s'attache à la netteté et à la franchise des solutions adoptées, ainsi qu'à la pureté que peut présenter l'aspect des différents composants dont la fonction s'exprime avec clarté (fig. 7.1).

Sur le plan économique, la baisse relative du prix de l'acier et la hausse des coûts de main-d'œuvre, pénalisant les travaux d'usinage et d'assemblage, ont conduit les ingénieurs à simplifier la conception des structures, voire à abandonner certains types d'ouvrages. Cette tendance à la simplification des formes a largement orienté la conception des ponts métalliques vers les ossatures mixtes constituées par une dalle en béton armé et deux poutres en I. De telles ossatures sont également employées pour construire des ponts à haubans de moyenne portée.



Fig. 7.1 - Pont de l'île Saint-Louis à Paris. Noter la sobre élégance des lignes et l'intégration harmonieuse de l'ouvrage dans un site de qualité (photo SETRA).

7.2 - LES COMPOSANTS DES PONTS MÉTALLIQUES

7.2.1 Définitions

Un pont métallique résulte, dans le cas le plus général, de l'association d'une couverture, d'une ossature et d'un système porteur. La couverture est la partie qui reçoit directement les charges d'exploitation : elle les transmet au système porteur, directement ou par l'intermé-

diaire d'une ossature (métallique). Cette dernière est constituée par un réseau de poutres secondaires longitudinales (longerons) et transversales (pièces de pont). Les schémas de la figure 7.2 illustrent ces définitions.

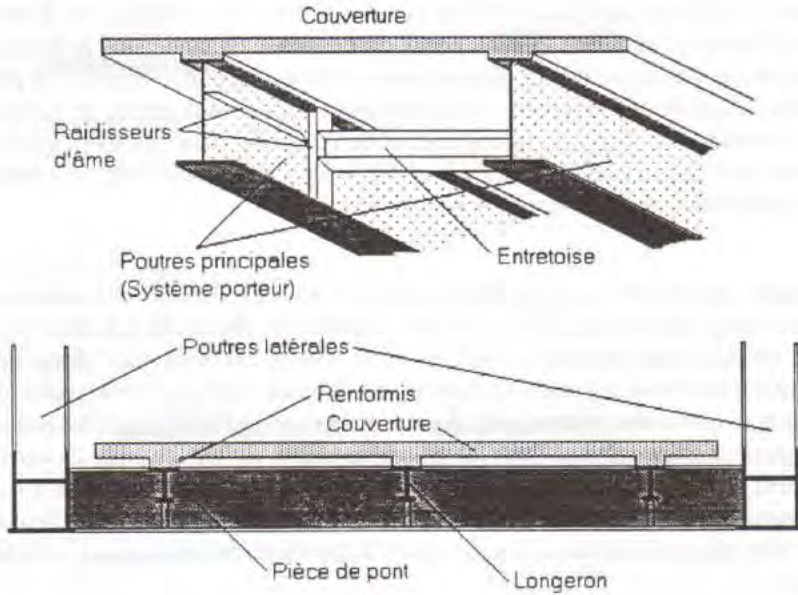


Fig. 7.2

7.2.2 Les différents types de couvertures

7.2.2.1 Les couvertures anciennes

Dans les ponts métalliques anciens, la couverture était en bois ou en maçonnerie.

Les couvertures en bois étaient composées de madriers en chêne disposés longitudinalement sur des pièces de pont pour constituer soit une plate-forme recouverte par une chaussée empierrée ou par un plancher d'usure en sapin, soit une poutraison sur laquelle étaient clouées des planches en bois coloniaux. Ces couvertures étaient surtout utilisées pour des ouvrages où l'on recherchait la légèreté, par exemple les ponts suspendus ou les ponts mobiles. Actuellement, on ne les rencontre guère que sur des passerelles piétonnes (passerelle des Arts à Paris) ou, exceptionnellement, sur des ouvrages provisoires : elles ne sont pas adaptées à l'agressivité du trafic routier et nécessitent constamment de coûteux travaux d'entretien.

Les couvertures en maçonnerie étaient constituées par des voûtains en briques reliant des pièces de pont faiblement espacées et supportant un remplissage en béton maigre, une chape d'étanchéité et la chaussée. L'inconvénient majeur de ces couvertures résidait dans leur poids très élevé, pouvant aller de 400 à plus de 1 000 kg/m².

7.2.2.2 Les dalles en béton armé “non participantes”

Avec l'apparition du béton armé au début du XX^e siècle, les couvertures en bois ou en maçonnerie furent remplacées par des couvertures formées d'une dalle en béton armé. Cette dalle, de 15 cm d'épaisseur minimale, prenait appui sur l'ossature du tablier, sur quatre ou deux côtés suivant la présence ou non de pièces de pont. Sa face supérieure épousait le profil en travers de la chaussée, les différences de niveau entre les diverses parties de sa face inférieure et les membrures supérieures des poutres de l'ossature étant rattrapées par des renforts. Elle était calculée pour résister aux efforts locaux mais elle n'était pas censée participer à la résistance de l'ouvrage en flexion générale.

Cette attitude, qui prévalut jusqu'au début des années 80, s'expliquait, entre autres raisons, par le souci des projeteurs de se soustraire aux sujétions du règlement de calcul des ponts mixtes de 1966 qui, par prudence, interdisait toute traction du béton sous charges permanentes. Aussi, pour éviter les tractions dues au retrait et aux moments fléchissants négatifs de poids propre au voisinage des appuis intermédiaires, on recourait à la dénivellation des appuis, opération assez coûteuse pour les grands ouvrages. En fait, ce point de vue correspondait à une simplification grossière car le frottement du béton sur l'acier ou sur les aspérités des membrures supérieures des poutres (présence des têtes de rivets par exemple), en gênant le libre glissement de la dalle par rapport à l'ossature, rendait celle-ci partiellement participante.

7.2.2.3 Les couvertures modernes

Les couvertures modernes sont la dalle en béton armé “participante”, la dalle mixte et la dalle orthotrope.

• Les dalles en béton armé participantes

Les dalles en béton armé, parfois dotées d'une précontrainte transversale, sont désormais associées à l'acier pour former une structure résistante à la flexion d'ensemble de l'ouvrage : elles n'assurent donc plus seulement une fonction de transmission des efforts à l'ossature. Notons qu'elles jouent également un rôle de contreventement, conférant à l'ensemble de la charpente une grande rigidité transversale. La liaison acier-béton est assurée par des organes spécifiques appelés connecteurs. Ils peuvent être constitués par des arceaux, des cornières ou des goujons verticaux, soudés sur les semelles supérieures à l'aide de pistolets suivant des procédés automatiques et fonctionnant par ancrage, mise en butée ou cisaillement (fig. 7.3). A noter que les connecteurs à arceaux, bien que très satisfaisants sur le plan mécanique, ont été progressivement abandonnés à cause de leur prix de revient.

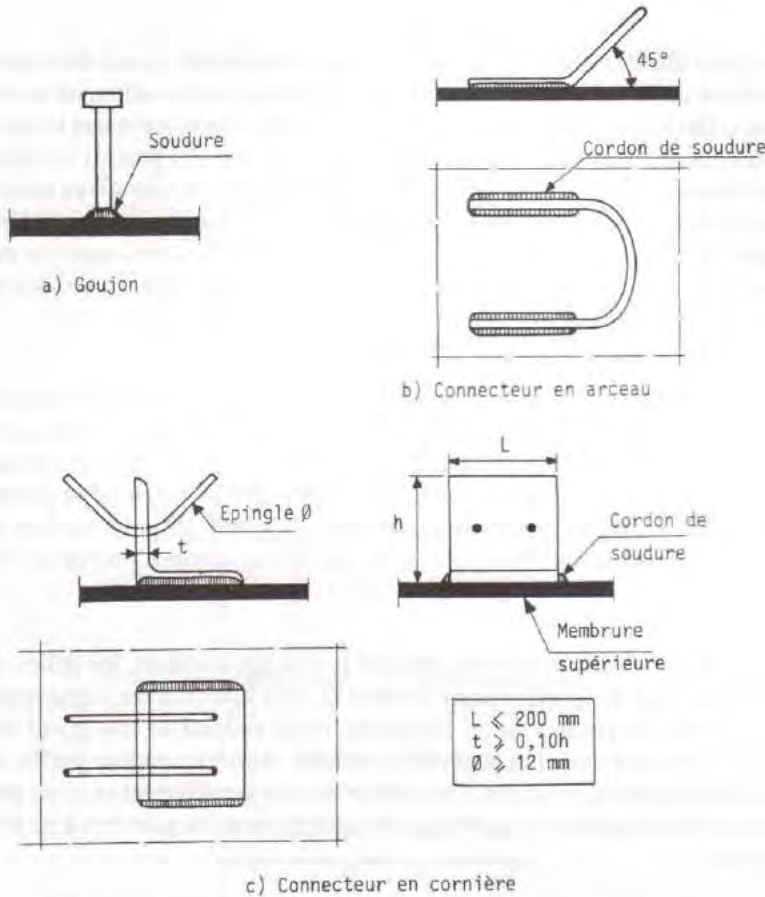


Fig. 7.3 - Différents types de connecteurs pour dalles en béton armé

Les ponts dont le système porteur est constitué de poutres métalliques à âme pleine et dont la couverture est une dalle en béton armé participante sont appelés ponts mixtes. La conception de la couverture est largement tributaire de la conception d'ensemble du pont. C'est pourquoi, et dans la mesure où les ponts mixtes représentent la famille la plus nombreuse de ponts métalliques, elle sera abordée en détail en 7.4.

• *Les dalles mixtes*

Les dalles mixtes sont composées d'une tôle continue (épaisseur 8 à 10 mm), connectée à une dalle en béton (épaisseur 7 à 11 cm), jouant, en particulier, le rôle d'armature inférieure de la dalle. Leur poids va de 250 à 350 kg/m².

La minceur et la légèreté relatives des dalles mixtes, qualités particulièrement précieuses lorsqu'on recherche l'allègement de la structure (ponts suspendus, ponts mobiles) ou lorsque la hauteur disponible pour le tablier est très faible, constituent leur principal atout. Par ailleurs,

l'épaisseur de la tôle de platelage étant généralement déterminée à partir de considérations de conservation ou de stabilité de forme en cours d'exécution, sa section est surabondante vis-à-vis de la flexion locale, de sorte que l'on peut lui faire jouer également le rôle de membrure supérieure des longerons, des pièces de pont, et même des poutres principales dans les tabliers à couverture supérieure. Enfin, lors de l'exécution, la tôle assure directement la fonction de coffrage pour la dalle : l'avantage de ne pas avoir à monter puis à démonter un coffrage peut être déterminant dans le cas d'un caisson très plat dans lequel on manque de place. Des étais provisoires peuvent toutefois être nécessaires dans les zones les plus sollicitées pour en assurer la stabilité tant que le béton n'a pas durci.

Par le passé, les connecteurs étaient des plats pliés à 45° et soudés manuellement sur la tôle de platelage (connecteurs de type Robinson). De nos jours, les connecteurs les plus performants, en raison de leur facilité et de leur rapidité de pose, sont des goujons verticaux soudés au pistolet comme dans le cas des couvertures en béton armé. Ils sont reliés en tête par des aciers filants, constituant les armatures supérieures de la dalle, disposés en files régulièrement espacées, avec un pas qui varie de 15 à 25 cm suivant le type d'ouvrage et l'épaisseur de la couverture.

Pour des raisons de stabilité de forme pendant le coulage du béton, les dalles mixtes ne conviennent que pour des portées assez réduites (1,50 à 2,50 m selon l'épaisseur), ce qui oblige à multiplier les poutres ou les longerons, et nécessitent un très grand nombre de connecteurs. C'est pourquoi elles sont assez rarement utilisées : on leur préfère les dalles orthotropes pour les grands ouvrages. Des recherches sont actuellement en cours pour mieux connaître leur fonctionnement et leurs limites : elles permettront peut être d'en favoriser le développement.

Parmi les ouvrages comportant des dalles mixtes, on peut citer les ponts suspendus de Tancarville sur la Seine (608 m de portée centrale) et de Bordeaux sur la Garonne (394 m de portée centrale), le pont levant de Rochefort sur la Charente (90 m de portée), le pont de l'Alma sur la Seine à Paris (110 m de portée principale).

• *Les dalles orthotropes*

Les dalles orthotropes sont constituées d'une tôle continue, encore appelée tôle de platelage ou tôle de roulement, de 12 ou 14 mm d'épaisseur minimale, raidie selon deux directions perpendiculaires : transversalement, par des pièces de pont, et longitudinalement, par un ensemble de raidisseurs équidistants appelés nervures (fig. 7.4).

Les nervures peuvent être des plats ou des cornières (nervures dites "ouvertes", espacées de 30 cm environ), des plats pliés à la machine pour réaliser une section fermée rigide à la torsion (nervures dites "fermées" ou "en forme d'augets"), ou encore des éléments composites en forme en Y (fig. 7.5).

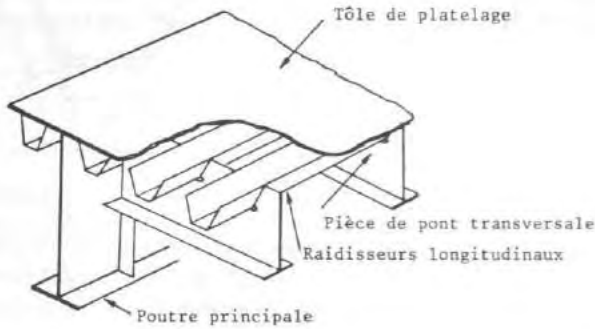


Fig. 7.4 - Schéma de principe d'une couverture orthotrope

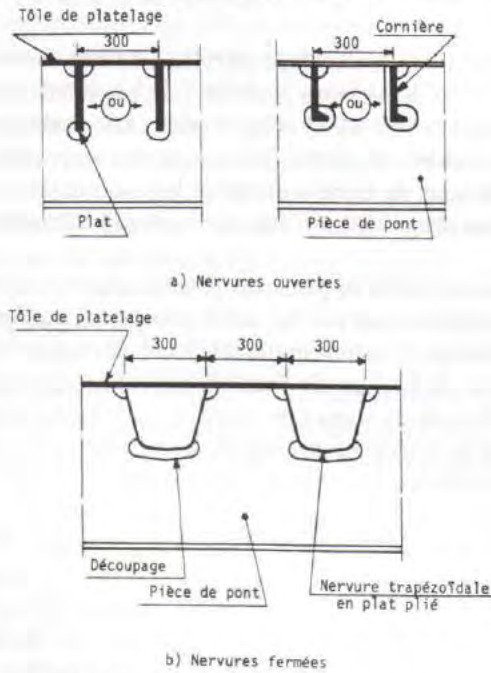


Fig. 7.5 - Différentes formes de nervures.

D'une façon générale, les raidisseurs doivent respecter, en section transversale, certaines proportions minimales. Ainsi, avec les notations de la fig. 7.6, les rapports c/t ou d/t doivent satisfaire les conditions suivantes :

— pour les raidisseurs constitués de simples plats : $\frac{c}{t} \leq 10$;

— pour les nervures en forme d'augets : $\frac{c}{t}$ et $\frac{d}{t} \leq 32$.



Fig. 7.6

En France, on utilise surtout les nervures en forme d'augets, constituées par des plats de 6 ou 8 mm d'épaisseur et de 700 à 750 mm de largeur, pliés de façon à porter la tôle de platelage à des intervalles n'excédant pas 30 cm : elles sont ainsi espacées de 60 cm d'axe en axe, de façon que l'écartement des lignes d'appui de la tôle de platelage soit adapté à l'aire de contact des pneumatiques des véhicules lourds. A noter que le pliage entraîne une amélioration des caractéristiques mécaniques locales de l'acier près des angles.

L'épaisseur minimale de la tôle de platelage est fixée à 12 mm dans le cas de nervures fermées et à 14 mm dans le cas de nervures ouvertes, ceci essentiellement pour des questions de durabilité (résistance à la corrosion) et de confort (déformabilité). Dans les ouvrages réels, il est préférable d'adopter dans tous les cas une épaisseur minimale de 14 mm quel que soit le type de raidisseur, de façon à diminuer les contraintes de flexion locale. Cette épaisseur va couramment jusqu'à 20 mm dans les sections fortement sollicitées en flexion.

Les épaisseurs minimales de la tôle de platelage, précédemment évoquées, doivent être strictement respectées. En effet, on pourrait être tenté, dans le cas d'ouvrages de faible portée, ou lorsque la dalle orthotrope n'assume qu'un rôle local, de réduire l'épaisseur de la tôle de platelage pour laquelle les calculs usuels donnent souvent des contraintes assez faibles. En fait, ces calculs sont effectués, la plupart du temps, à l'aide de méthodes simplifiées qui ne prennent pas en compte la flexion transversale de la dalle. Cette flexion développe dans la tôle de platelage des contraintes assez élevées, qui peuvent localement dépasser des valeurs de l'ordre de 200 MPa comme l'ont montré certains calculs numériques poussés et comme ont permis de le vérifier plusieurs essais réalisés sur des structures réelles. Or, la variation des contraintes de flexion transversale en fonction du passage des charges roulantes, jointe au niveau qu'elles peuvent atteindre, est susceptible, pour les ouvrages dont le trafic comporte une forte proportion de véhicules lourds, d'engendrer des phénomènes de fatigue se traduisant, en pratique, par l'apparition, au bout d'un certain nombre de cycles, de fissures dans la tôle de platelage (cf. 7.7.1). Toutefois de telles fissures n'ont été découvertes, jusqu'à présent et en nombre très restreint, que sur des éléments de viaducs urbains supportant une circulation lourde très importante et très canalisée, et dont la tôle de platelage n'avait, pour des raisons de facilité de manutention, qu'une épaisseur de 10 mm. Par ailleurs, une épaisseur minimale de 14 mm contribue à rendre la tôle de platelage moins vulnérable aux attaques de la corrosion.

L'avantage essentiel de la dalle orthotrope réside dans la légèreté de son poids, de l'ordre de 200 kg/m². Mais le gain de poids au niveau du tablier est encore plus important car la dalle orthotrope constitue la membrure supérieure des poutres principales et des pièces de

pont. Ainsi, pour une portée de 100 m, le gain de poids d'un tablier à dalle orthotrope par rapport à celui d'un pont mixte est de plus de 50 % comme le montre le tableau suivant.

	Solution dalle orthotrope	Solution dalle béton
Dalle	200	500
Revêtement	150	200
Poutres (sans la dalle)	100	270
Poids total	450 kg/m ²	970 kg/m ²

Un autre avantage de la dalle orthotrope est la rapidité de son montage, l'ouvrage pouvant être entièrement fabriqué en atelier si les conditions de transport le permettent. Mais elle constitue une couverture coûteuse. En effet, la quantité d'acier est élevée et la fabrication nécessite des opérations de réglage et d'usinage délicates, ainsi qu'une grande longueur de cordons de soudure. Le domaine d'utilisation de la dalle orthotrope concerne donc :

- les ponts de grande portée où le gain de poids est particulièrement intéressant ;
- les ponts de moyenne portée, lorsque les conditions de gabarit exigent un ouvrage très élancé ;
- les viaducs métalliques démontables, car elle permet la réalisation d'éléments préfabriqués dont la mise en place est facile et rapide.

7.2.3 L'ossature métallique

L'ossature d'un tablier regroupe, lorsqu'ils existent, les éléments suivants :

- des longerons, qui sont des poutres secondaires en I, parallèles aux poutres principales du système porteur, et dont le rôle est de reporter sur les pièces de pont les charges qui leur sont appliquées par l'intermédiaire de la couverture ;
- des pièces de pont, qui sont des poutres transversales en I destinées à transmettre aux poutres principales les efforts transmis par la couverture. Les pièces de pont servent aussi d'entretoises car elles répartissent les charges entre les poutres principales et assurent en partie leur contreventement (fig. 7.2).

Dans les ponts à dalle orthotrope, on peut considérer que les nervures jouent le rôle de longerons et que les raidisseurs transversaux jouent celui de pièces de pont : ce sont généralement des poutres en I dont l'âme est découpée pour laisser le passage aux nervures et assurer ainsi leur continuité.

Dans les ponts mixtes, plusieurs solutions sont envisageables comme exposé en 7.4. Lorsque les poutres principales sont suffisamment rapprochées, la dalle repose directement sur les poutres principales qui sont entretoisées par des poutres triangulées ou en I. Les entretoises peuvent même être supprimées lorsque la portée déterminante de l'ouvrage est faible (moins de 30 m), l'entretoisement étant alors assuré par la dalle et les entretoises sur appuis.

Lorsque les poutres principales sont très espacées, on peut appuyer la dalle longitudinalement sur les poutres principales et transversalement sur des pièces de pont. Mais on peut également appuyer la dalle uniquement sur les poutres principales, dotées d'un entretoisement à base de poutres en I : elle est alors d'épaisseur variable. Une variante à cette dernière solution consiste à utiliser des longerons afin de diminuer la portée transversale de la dalle. On peut alors, avec une portée de 3 m environ, utiliser des pré-dalles qui servent de coffrage perdu.

Dans les ponts à poutres latérales, lorsque la couverture est une dalle en béton armé, l'ossature est constituée par un réseau de longerons et de pièces de pont, ces dernières étant situées aux noeuds inférieurs de la triangulation.

7.2.4 Le système porteur

Le rôle du système porteur est de transmettre aux appuis les efforts dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitation et aux déformations imposées à l'ouvrage. On distingue trois familles de ponts selon la nature du système porteur :

- les ponts à poutres : les réactions d'appui sont d'orientation fixe et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion ;
- les ponts en arc : les réactions d'appui sont d'orientation variable et les efforts engendrés dans la structure sont des efforts de compression et de flexion ;
- les ponts à câbles qui résistent en traction.

7.2.4.1 Les ponts à poutres

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques. En effet, ils couvrent une large gamme de portées : celles-ci peuvent atteindre jusqu'à 160 m en travée indépendante (pont de Cheviré à Nantes) et 260 m en travée continue (pont de Belgrade, 1955). Les poutres peuvent être placées sous la chaussée ("ponts à poutres sous chaussée"), ou latéralement au-dessus de la chaussée ("ponts à poutres latérales"). On distingue essentiellement les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis et les poutres bow-string.

• Les poutres à âmes pleines

Actuellement, ce sont les poutres les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. Elles étaient autrefois composées de cornières, de tôles et de plats assemblés par rivets. L'utilisation de la soudure a permis de simplifier la constitution de ces poutres en supprimant les cornières : l'âme et les semelles sont assemblées directement au moyen de quatre cordons d'angle.

Par le passé, pour suivre la courbe du moment fléchissant, on augmentait le module de résistance en superposant dans chaque membrure de nombreuses semelles additionnelles sur une semelle de base. De nos jours, l'âme et les semelles sont obtenues à partir de tôles découpées par oxycoupage automatique aux largeurs voulues. La fourniture par la sidérurgie de

produits de forte épaisseur aux caractéristiques garanties par des normes permet de diminuer le nombre de semelles additionnelles : les membrures sont généralement constituées d'une semelle unique d'épaisseur variable (fig. 7.7). Cette nouvelle disposition permet une grande économie de cordons de soudure puisque les cordons d'angle des semelles additionnelles sont remplacés par des soudures bout à bout. Elle semble d'autre part préférable quant à la tenue à la fatigue. L'utilisation de tôles de forte épaisseur a aussi été étendue aux âmes, la tendance actuelle étant d'avoir des âmes épaisses avec peu de raidisseurs, plutôt que des âmes minces avec de nombreux raidisseurs.



Fig. 7.7 - Pont sur le Doubs à Besançon. Remarquer l'épaisseur variable de la semelle inférieure des poutres (photo JAC).

Notons que la simplification des formes due à l'utilisation de la soudure a permis d'améliorer la protection contre la corrosion des poutres. En effet, la mise en peinture sur de grandes surfaces planes est grandement facilitée, les nids à rouille ont été supprimés et il existe peu de parties difficilement accessibles. Dans les ouvrages continus, les poutres peuvent être de hauteur constante ou variable. La hauteur variable s'impose dans les grandes portées, car elle permet d'économiser de l'acier, et lorsqu'il existe de sévères conditions de gabarit.

Depuis une dizaine d'années, la tendance est à la diminution du nombre de poutres sous chaussée, mais l'adoption d'une structure à deux poutres n'est cependant pas systématique. De nombreux paramètres tels que poids d'acier, le transport ou le montage peuvent jouer en faveur d'une structure à plus de deux poutres.

• *Les poutres caissons*

Le choix des poutres caissons dépend des caractéristiques de l'ouvrage et du mode de construction envisagé. Rappelons que les caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les profils en I. Ils sont donc utilisés de préférence dans les ponts courbes ou biais. Ils permettent aussi le franchissement de plus grandes portées que les poutres en I. Mais ils sont plus coûteux car plus lourds et plus difficiles à fabriquer que les poutres en I.

• *Les poutres en treillis*

Bien que le rendement mécanique de ce type de poutres soit supérieur à celui des poutres à âme pleine, l'utilisation des poutres en treillis est plus rare car leur construction est plus complexe, donc plus coûteuse. Elles ne sont utilisées aujourd'hui que dans des ponts à poutres latérales, c'est-à-dire lorsque la hauteur disponible entre la chaussée et l'intrados est trop faible pour disposer des poutres sous la chaussée. Les principaux éléments de leur conception sont développés en 7.5.

• *Les poutres bow-string*

Une poutre bow-string ne doit pas être confondue avec une poutre en treillis de hauteur variable ou avec un arc à tablier inférieur. Il s'agit, en fait, d'un arc dont les naissances sont reliées par les poutres du tablier qui jouent le rôle de tirant en équilibrant les poussées. Les réactions d'appui sont donc d'orientation fixe. L'arc et le tirant sont reliés par des suspentes.

Ce type d'ouvrage est plutôt rare car son montage est toujours délicat. Il arrive que l'on puisse disposer, dans des conditions économiques intéressantes, d'appuis provisoires assez nombreux pour supporter le tablier. On commence alors par monter les tirants et les pièces de pont que l'on utilise comme plancher de travail pour construire les arcs. Mais le plus souvent cela n'est pas possible et il faut alors mettre en oeuvre un grand nombre de treillis et de montants provisoires pour pouvoir lancer le tablier. Il est préférable de recourir aux poutres latérales en treillis.

Le dernier bow-string métallique construit en France est le pont de Neuville-sur-Oise (1973), de 82,30 m de portée. Il est donc difficile de décrire une évolution pour ce type de pont.

7.2.4.2 *Les ponts en arc et à béquilles*

Les ponts en arc permettent le franchissement à grande hauteur de larges vallées ou le franchissement à faible hauteur de brèches dans lesquelles on doit dégager un gabarit important. Leur emploi est donc limité, d'autant plus qu'ils exigent un sol de fondation de bonne qualité. Le dernier grand pont métallique en arc construit en France est le pont de Neuilly (1942).

Une forme dérivée du pont en arc est le pont à béquilles dont le domaine d'emploi est similaire. Citons quelques ouvrages réalisés en France :

- le viaduc de Martigues dans les Bouches-du-Rhône (1972), à béquilles simples et de 210 m de portée centrale ;
- le pont de Kernours dans le Morbihan (1974), à béquilles doubles, de 150 m de portée centrale ;
- le pont sur l'Ante en Normandie (1993), à béquilles simples et dont le tablier est un caisson mixte acier-béton,
- le pont sur le Grand Canal du Havre (en cours de construction), possédant un système d'appuis en V.

7.2.4.3 Les ponts à câbles porteurs

Les ponts à câbles porteurs, regroupant principalement les ponts suspendus et les pont à haubans, permettent de franchir les très grandes portées.

Les ponts suspendus étaient autrefois très utilisés pour franchir des brèches supérieures à 50 m. Les progrès réalisés dans la construction des ouvrages d'art, en acier ou en béton, ont considérablement réduit le domaine d'emploi de ces ponts : ils ne sont plus utilisés que pour franchir les portées exceptionnelles (cf. chapitre 8). Citons les portées centrales de quelques ouvrages connus :

Pont	Portée (m)
Pont de Bordeaux (1967)	388
Pont de Tancarville (1959)	608
Pont sur la Severn (GB - 1966)	988
Pont de Lisbonne (P - 1966)	1 006
Pont d'Istanbul (1973)	1 074
Pont Verrazzano (New York USA - 1964)	1 298
Pont sur la Humber (GB - 1979)	1 410
Pont Akashi Kaikyo (Japon en construction)	1 990

7.2.5 Les éléments transversaux

7.2.5.1 Généralités

Les ponts métalliques comportent des éléments transversaux qui ne participent pas directement à la résistance en flexion générale mais qui sont indispensables pour le fonctionnement du tablier en structure tridimensionnelle. Ils regroupent l'ensemble des éléments destinés à s'opposer aux déformations transversales des poutres principales, par flexion ou par torsion. On distingue habituellement :

- les pièces de ponts,
- les entretoises,
- les montants courants,
- les montants d'appuis,

- les dispositifs de vérinage,
- les contreventements horizontaux.

7.2.5.2 Fonctions des éléments transversaux

Le rôle des éléments transversaux est :

- pour les pièces de pont, de transmettre le poids de la couverture et l'action des charges d'exploitation à la structure porteuse ;
- de solidariser les poutres sous l'action des charges verticales en s'opposant aux déformations dans le plan de la section.

La solidarisation des poutres vis-à-vis des déformations verticales assure une répartition plus ou moins complète des charges entre les différentes poutres suivant le degré de rigidité des éléments transversaux. Lorsque le tablier est sollicité en torsion, les éléments transversaux s'opposent à la distorsion des sections transversales, notamment dans le cas des poutres courbes.

La pression du vent est la principale action sollicitant les ouvrages d'art dans le sens transversal ; c'est pourquoi, les éléments de solidarisation des poutres portent généralement le nom de contreventement.

On distingue deux sortes de contreventement : le contreventement transversal (ou vertical), qui reporte les efforts verticalement, et le contreventement longitudinal (ou horizontal).

Le premier est assuré par des cadres ou portiques, formés par les pièces de pont ou les entretoises (à âme pleine ou triangulée), et par les raidisseurs principaux des poutres à âme pleine ou par les diagonales et les montants des poutres en treillis. En partie courante il transmet les efforts transversaux au niveau du plan de contreventement horizontal ; sur appui, il redescend ces efforts au niveau des appareils d'appuis.

Le contreventement longitudinal assure la solidarisation des poutres principales et dote le tablier d'une résistance vis-à-vis d'une flexion d'axe vertical en constituant l'âme d'une poutre disposée à plat dont les membrures sont les poutres principales : il permet la transmission aux appuis des efforts horizontaux transversaux appliqués à l'ouvrage. En cours de montage (par exemple dans un pont mixte lorsque le béton de la dalle de couverture n'est pas encore résistant), il est matérialisé par une triangulation horizontale provisoire, généralement formée de panneaux en croix de Saint-André, dont les montants sont les pièces de pont ou les entretoises, et dont les diagonales sont des cornières.

Les poutres en I sont sensibles au déversement (cf. 7.7.2) : les ensembles pièces de pont - montants ou entretoises - montants, prenant appui sur le contreventement horizontal, stabilisent les membrures des poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

La transmission des réactions d'appui verticales est assurée par les montants d'appui qui répartissent ces réactions sur la hauteur des poutres. Des emplacements de vérinage sont nécessaires sur piles et culées pour pouvoir dégager et remplacer un appareil d'appui défectueux. Comme précédemment, des montants répartissent les efforts sur une certaine hauteur d'âme. De plus, lorsque le vérinage a lieu sous les éléments transversaux, les efforts doivent être reportés du point de vérinage à l'âme de la poutre la plus proche. Les montants, courants et sur appuis, servent de raidisseurs transversaux à l'âme des poutres principales.

Enfin, les éléments transversaux des ponts métalliques peuvent assurer, en outre, certaines fonctions particulières : supports de dispositifs de visite, d'équipages mobiles pour le coffrage de la dalle, d'éléments de coffrage des parties latérales en console, etc.

7.2.5.3 Dispositions constructives

• Les pièces de pont

Les pièces de pont sont des poutres en I à âme pleine, généralement composées de tôles soudées, qui portent directement la couverture tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

Lorsque la couverture est une dalle en béton, elles sont régulièrement espacées d'environ 4 m (la dalle est alors d'épaisseur constante). L'épaisseur de leur âme va de 10 à 12 mm. Leurs membrures ont une largeur comprise entre 220 et 300 mm et une épaisseur de l'ordre de 20 mm ; en tout état de cause, la membrure supérieure doit être suffisamment large d'une part pour permettre la fixation des connecteurs, et d'autre part pour présenter une rigidité transversale suffisante afin d'éviter le déversement lors du bétonnage de la dalle. C'est pourquoi, la largeur minimale conseillée de cette membrure est de 300 mm. Leur hauteur est comprise entre 1/10 et 1/15 de la portée. Pour une portée allant jusqu'à 7 m entre poutres principales, les pièces de pont peuvent être des IPE 600 ; un HEB 600 permet d'atteindre des portées de l'ordre de 9 à 10 m.

Lorsque la dalle de couverture est en dévers unique, les pièces de pont sont inclinées suivant la pente transversale. Lorsque cette dalle présente un profil en toit, il est préférable de prévoir des pièces de pont de hauteur variable ou cintrées suivant une ligne brisée pour éviter un renformis dont l'épaisseur devient importante si le pont est large.

• Les entretoises

Comme les pièces de pont, les entretoises peuvent être des poutres triangulées, mais elles sont, plus généralement, des poutres en I symétriques, placées vers la mi-hauteur des poutres principales pour être efficaces vis-à-vis de leur déversement. Lorsque la couverture est une dalle en béton en dévers unique, les poutres sont normalement décalées en hauteur parallèlement à la pente de la dalle, mais les entretoises peuvent demeurer horizontales si la hauteur des poutres le permet. Les entretoises sur appui peuvent être indépendantes de la dalle

ou lui être connectées afin d'augmenter leur résistance et leur rigidité, et faciliter la transmission aux appuis des efforts transversaux. L'espacement des entretoises est de l'ordre de 8 m.

• *Les montants courants*

Les montants verticaux courants, associés aux pièces de pont ou aux entretoises, sont disposés sur la face intérieure seulement des poutres de rive, et sur les deux faces des poutres intérieures éventuelles. Ils peuvent être formés d'un simple plat ou d'un T \acute{e} , de largeur constante ou variable. Si les premiers conviennent parfaitement dans les cas courants, les seconds offrent une meilleure résistance au moment d'encastrement de la dalle sur le portique d'entretoisement.

Les montants en simple plat sont soudés sur les semelles des poutres pour éviter les effets de flexion secondaires de l'âme, qui ont tendance à se concentrer sur la petite longueur non raidie, et pour bien assurer le raidissage de l'âme. Dans le cas des montants en T \acute{e} , la semelle du T \acute{e} doit être soudée sur la partie supérieure de la poutre pour assurer la résistance en fatigue de l'assemblage ; par contre, elle est déladée en partie inférieure pour ne pas s'assembler sur la semelle inférieure de la poutre principale. Cependant, l'âme du T \acute{e} doit être obligatoirement soudée sur la dite semelle.

Une distance minimale de 10 mm entre les éléments soudés et le bord des semelles des poutres principales doit être respectée, mais il est souvent plus raisonnable d'adopter une distance de 20 mm. Par ailleurs, dans le cas d'un montant en T \acute{e} , une découpe est nécessaire pour permettre un contournement aisé de l'âme du montant par le cordon de soudure. S'il s'agit d'un T \acute{e} reconstitué soudé, la base de la semelle est arrêtée à 100 mm environ au dessus de la membrure inférieure, et ses angles sont coupés suivant un angle de 60°, en conservant un talon de l'ordre de 50 mm (fig. 7.8). Dans le cas d'un T \acute{e} issu d'un profilé laminé, seule l'âme est découpée selon un biseau à 60°, la semelle étant arrêtée à 80 mm minimum de la membrure inférieure.

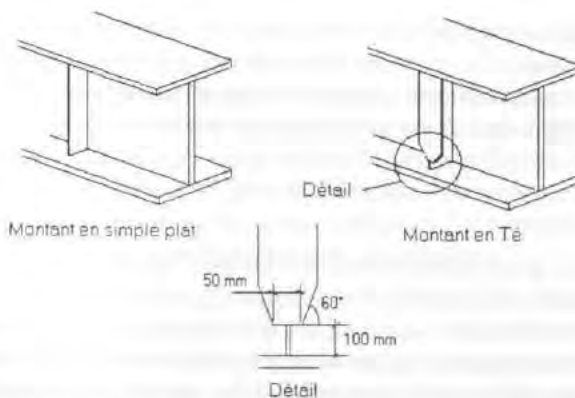


Fig. 7.8 - Quelques exemples de dispositions constructives.

• *Les montants d'appui*

Les montants d'appui permettent de transformer les réactions d'appui en efforts de cisaillement dans les âmes. La conception la plus classique consiste à disposer deux montants en T (reconstitués soudés ou formés d'un demi-profilé laminé) de part et d'autre de l'âme de la poutre. Il convient d'éviter les tôles de fermeture sur les montants en T car ils soustraient les cordons de soudure à toute possibilité d'inspection ultérieure.

Pour le raidissage externe, une autre conception consiste à disposer des montants tubulaires : ils sont mécaniquement efficaces, présentent un bon aspect et ne créent pas de piège à eau. Ils nécessitent en revanche une exécution soignée, notamment un ajustage correct avec la membrure inférieure de la poutre lorsque celle-ci est en pente.

• *Assemblage pièce de pont sur montant*

En général, lorsque le montant est un T, la pièce de pont est soudée sur la membrure du T. Lorsque le montant est un simple plat, l'âme de la pièce de pont est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant est arrêté sous la pièce de pont.

Les semelles supérieures de la poutre et de la pièce de pont doivent avoir leurs faces supérieures situées dans un même plan si les variations d'épaisseur de la semelle se font par le bas, tandis que ce sont les faces inférieures qui sont dans un même plan si les variations de la semelle se font par le haut. Dans tous les cas l'objectif est de conserver constante la position de la pièce de pont par rapport à la dalle afin de ne pas compliquer le coffrage.

La liaison entre les semelles supérieures de la poutre et de la pièce de pont pose le problème de l'existence d'un champ de contraintes bi-axiales dans la zone de croisement, source possible d'une rupture fragile. Cette liaison doit faire l'objet d'une vérification en fatigue. Dans le cas des pièces de pont des ouvrages de type bipoutre mixte, les mesures in situ montrent que les variations de contraintes sont extrêmement faibles sous le passage de véhicules. Néanmoins, ce résultat peut être sensible à certains facteurs géométriques et il est conseillé d'effectuer un calcul dans chaque cas pour déterminer la nature du cordon à adopter.

Les pièces de pont prolongées en console à l'extérieur des poutres sont en général plus fortement sollicitées et nécessitent souvent des cordons à pénétration totale et des goussets de raccordement circulaires.

• *Assemblage entretoise sur montant*

L'assemblage des entretoises avec les montants est plus facile que dans le cas des pièces de pont. En effet, il n'y a pas, dans ce cas, d'intersection de membrures et les entretoises sont normalement horizontales (fig. 7.9).



Fig. 7.9 - Assemblage d'une entretoise sur un montant (photo SETRA).

7.3 - LES PONTS A POUTRELLES ENROBEES

Les ponts à poutrelles enrobées sont nés du souhait de construire des ponts-rails très robustes, de conception simple, voire rustique, et ne nécessitant qu'un entretien limité. A l'origine, ils étaient constitués d'éléments métalliques entièrement enrobés de béton : après la Seconde Guerre mondiale, certains ponts ont été construits en utilisant des rails de récupération en guise de "poutrelles".

De nos jours, les ponts à poutrelles enrobées répondent à certains critères de conception et leur domaine d'emploi s'est étendu au cas des ponts-routes : ils sont légèrement plus onéreux que les ponts en béton armé ou en béton précontraint coulés sur cintre, dans la même gamme de portées, mais peuvent s'accommoder de contraintes fonctionnelles beaucoup plus sévères puisqu'ils ne nécessitent pas de cintre général. Ils sont donc particulièrement indiqués pour franchir des voies de communication sans en interrompre le trafic.

Par la technique des poutrelles enrobées, on peut construire assez rapidement des travées isostatiques ou des ponts continus à plusieurs travées dans une gamme de portées allant de 8 à 25 m. Les poutrelles sont en aciers laminés du commerce (fig. 7.10).



Fig. 7.10 - Pont à poutrelles enrobées sur l'autoroute A6 (photo JAC).

7.3.1 Morphologie et bases de dimensionnement des ponts à poutrelles enrobées

La structure des ponts à poutrelles enrobées est simple : elle comporte, comme leur nom l'indique, un certain nombre de poutrelles métalliques à larges ailes à faces parallèles de type HE noyées dans une dalle en béton (fig. 7.11).

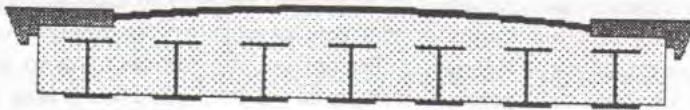


Fig. 7.11 - Coupe schématique d'un pont à poutrelles enrobées.

Ces poutrelles sont généralement des profilés laminés à chaud, en acier de construction d'usage général. Il peut être fait usage de poutrelles allégées de type HE-A en acier Fe 360 conformément à la norme EN 10-025 si elles sont en mesure de reprendre toutes les sollicitations développées dans la structure (cf 7.8.1).

L'espacement des poutrelles doit respecter les deux conditions suivantes :

- la distance nette entre les ailes de deux poutrelles voisines doit être au moins égale à 15 cm pour permettre un bétonnage correct ;
- la distance entre axes de deux poutrelles voisines doit être inférieure ou égale à :

$$\frac{h}{2} + 0,60 \text{ m}$$

h étant la hauteur des poutrelles.

Ces poutrelles sont entièrement noyées dans une dalle de béton d'épaisseur constante, supérieure à la hauteur des poutrelles, correspondant à un élanement de l'ordre de 1/40 en travée indépendante et 1/45 en travée continue, pour un acier de qualité Fe 360. L'épaisseur (enrobage) de béton au-dessus de la semelle supérieure des poutrelles doit être comprise entre 7 et 15 cm, pour permettre de disposer correctement les armatures passives transversales, mais elle doit rester inférieure au tiers de la hauteur des poutrelles. Il s'ensuit que la hauteur de ces dernières doit être d'au moins 21 cm.

L'enrobage "horizontal" des poutrelles de rive, c'est-à-dire la distance entre les ailes des dites poutrelles et les bords libres de la dalle doit être d'au moins 8 cm.

Pour assurer aux poutrelles une assise correcte en leurs extrémités, il convient de prévoir un débord de l'ordre de 150 mm par rapport à l'axe des appareils d'appui. Par ailleurs, les conditions d'un bon enrobage des abouts de poutrelles (sur culées) nécessitent une épaisseur de béton de l'ordre de 250 mm. Au total, la longueur d'about des travées est de l'ordre de 0,40 m (150 mm + 250 mm) par rapport à l'axe de la ligne d'appui.

Les tabliers à poutrelles enrobées s'adaptent facilement à certaines contraintes géométriques : biais, dévers général, profil en travers en toit etc., mais ne conviennent véritablement que pour des ouvrages de largeur modérée : en effet, l'intensité des efforts engendrés par les charges excentrées dans des ouvrages larges peut devenir rapidement importante, nécessitant un ferrailage passif transversal très dense.

En ce qui concerne le ferrailage passif de ce type d'ouvrage, il comprend des aciers longitudinaux et des aciers transversaux. Dans le sens longitudinal, les armatures sont disposées en lit au dessus des poutrelles et en paquets entre les poutrelles au voisinage de leur semelle inférieure. Les armatures transversales sont également disposées au voisinage des deux faces du tablier : en partie supérieure, elles forment avec les armatures longitudinales un maillage régulier. Par contre, en partie inférieure, elles doivent être enfilées à travers les âmes des poutrelles, ce qui nécessite un perçage préalable de ces dernières. Dans le sens vertical, des cadres et des étriers peuvent, dans certains cas, être nécessaires, notamment au voisinage des appuis.

7.3.2 Quelques aspects de l'exécution des ponts à poutrelles enrobées

La longueur maximale courante des poutrelles varie de 22 à 36 m environ selon leur module ; elle peut être augmentée, dans certains cas, jusqu'à 45 m pour les modules de faibles dimensions. Mais ce sont les conditions de transport et de manutention, liées aux contraintes de site, qui déterminent souvent la longueur maximale des éléments.

Les ponts à poutrelles enrobées sont plutôt élancés et souples : il convient donc de limiter leur déformation sous charges permanentes et d'exploitation. C'est pourquoi, les poutrelles sont cintrées, c'est-à-dire dotées d'une contre-flèche vers le haut, dès lors que le calcul de la déflexion maximale conduit à une valeur supérieure à 20 mm. En dessous de cette valeur,

on considère que le cintrage n'est pas nécessaire, sauf pour des raisons de confort visuel, auquel cas on donne aux poutrelles une contre-flèche maximale forfaitaire de 20 mm.

En règle générale, le tablier est coulé sur ses appareils d'appui définitifs : chaque poutrelle dispose de ses appareils d'appui propres, qui sont des plaques d'élastomère fretté. Mais, compte tenu de la flexibilité des poutrelles, les diverses phases de construction peuvent soumettre les appareils d'appui à des contraintes et des déformations assez différentes de celles observées en situation d'exploitation. Une vérification, par le calcul, des appareils d'appui peut conduire à prévoir leur collage provisoire, afin qu'ils ne puissent se déplacer, ou un véri-nage après bétonnage, afin de libérer les appareils d'appui déformés pendant les travaux.

Le coffrage inférieur du tablier est, comme dans le cas des ponts à poutres précontraintes, réalisé à l'aide de dalles de mortier de fibres, reposant sur les ailes inférieures des poutrelles et fixées à ces dernières par des bandes adhésives. Les bords longitudinaux du tablier, incluant la corniche, font, bien évidemment, l'objet d'un traitement particulier. Si la corniche est coulée en place, un coffrage suspendu à l'ossature métallique est nécessaire. Mais il est préférable, y compris pour des raisons esthétiques, de recourir à des corniches préfabriquées servant directement de coffrage au béton de dernière phase ou à des corniches métalliques.

7.4- LES PONTS MIXTES ACIER-BÉTON

Comme nous l'avons déjà dit en 7.2.2.3, un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

L'instruction technique du 21 juillet 1981 admet la fissuration de la dalle, mais la limite et la répartit grâce à des règles de ferrailage relatives aux états-limites de service. Il n'est donc plus nécessaire de déniveler systématiquement les appuis, mais il convient de connecter entièrement la dalle à l'ossature.

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va de 30 à 110 m environ pour les travées continues et de 25 et 90 m environ pour les travées indépendantes. En deçà de ces portées, il est plus économique de recourir aux tabliers à poutrelles enrobées, et au-delà, aux tabliers à dalle orthotrope, dans l'hypothèse où un tablier métallique est souhaitable et sans tenir compte bien évidemment de contraintes spécifiques liées à la nature du terrain ou à l'élancement de la structure.

7.4.1 Choix d'une section transversale

L'appellation "pont mixte" recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ces ponts est guidée par :

- le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique ;
- le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique ;
- les critères d'élançement ;
- les critères de résistance à la torsion.

7.4.1.1 Bipoutres mixtes

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage. Si le tablier est assez large (12 à 20 m environ) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4 m environ. Cet espacement est déterminé en optimisant le poids et donc l'épaisseur de la dalle qui sera constante et comprise entre 20 et 24 cm (fig. 7.12). La dalle doit être connectée également aux pièces de pont en appliquant les mêmes règles que pour la connexion aux poutres.

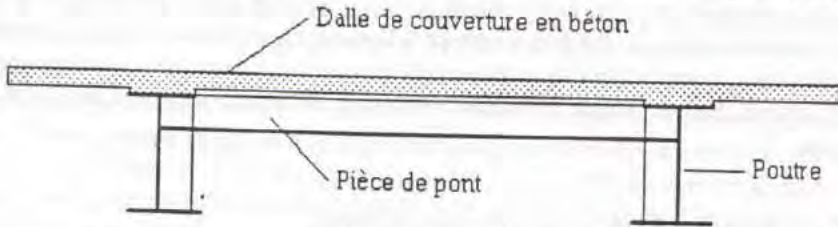


Fig. 7.12 - Coupe schématique d'un pont mixte bipoutre à pièces de pont.

Si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle, et reliées par des entretoises. Une épaisseur raisonnable de dalle (30 cm au droit des poutres et 25 cm à mi-portée) permet un entr'axe de poutres jusqu'à 7 m et des encorbellements latéraux jusqu'à 3 m, soit une largeur maximale de tablier de l'ordre de 13 m (fig. 7.13).

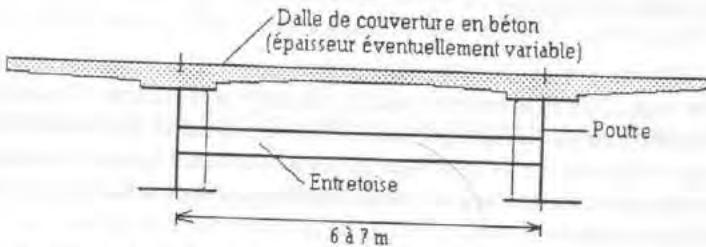


Fig. 7.13 - Coupe schématique d'un pont-mixte bipoutre à entretoises.

La dalle est plus lourde que dans la solution précédente, ce qui est pénalisant pour les grandes portées. Par contre, les entretoises sont beaucoup plus espacées (8 m environ). Leur assemblage à mi-hauteur des poutres est plus simple. Elles sont placées horizontalement, donc perpendiculairement aux poutres, même si celles-ci sont positionnées à des cotes différentes

à cause du profil en travers. Enfin, l'espace libre entre la dalle et les entretoises doit toujours être suffisant pour permettre l'entretien des semelles supérieures et le passage de coffrages mobiles de la dalle en béton, avantageux dans le cas des longs ouvrages.

Une solution, parfois proposée pour diminuer la portée transversale de la dalle, consiste à disposer des longerons intermédiaires (cf. 7.2.3) qu'il est préférable de boulonner sur les entretoises afin d'éviter la fatigue d'un joint soudé, liée à la différence de rigidité entre les longerons et les poutres principales. Acceptable lorsqu'elle conduit à une moins valeur significative, cette solution n'est pas conseillée. De plus, elle est souvent associée à l'emploi de pré-dalles en béton armé qui constituent un coffrage perdu commode pour la couverture, mais qui ne doivent être prises en compte ni pour la résistance d'ensemble de l'ossature, ni pour la résistance locale de la dalle. Les épaisseurs courantes des pré-dalles sont de 4, 5 ou 6 cm pour des portées de l'ordre de 3,30 m maximum. Alourdissant l'ouvrage, elles ne sont avantageuses, en principe, que pour les portées modestes.

Dans le but d'en diminuer le poids, la dalle de couverture peut être précontrainte transversalement. La précontrainte n'est intéressante que lorsque le tablier a une largeur dépassant 17 à 18 m afin que son efficacité ne soit pas trop affectée par les inévitables pertes et pour que le coût des ancrages ne soit pas prohibitif (pont de Conflans sur la Seine, viaduc de l'Oise, viaduc de l'Hôpital-sur-Rhins). Les dalles étant relativement minces, il convient d'adopter un tracé de câbles aussi simple que possible et tenir compte, au niveau des calculs, d'un défaut de positionnement du conduit voire même, pour certains types de câbles, d'une excentricité du câble dans son conduit. Il s'agit le plus souvent de monotorons T 15 ou T 15 S de l'ordre de 150 à 160 kN de tension utile, disposés avec un pas de 20 à 60 cm selon le type d'armature et selon l'intensité des efforts de flexion transversale. Leurs ancrages actifs sont placés alternativement d'un côté ou de l'autre de la dalle. A noter que la fissuration des dalles en flexion longitudinale étant admise, il est préférable d'employer des conduits étanches en tube rigide ou en polyéthylène. L'emploi judicieux de la précontrainte permet d'espacer les poutres de plus de 10 mètres. La connexion entre la couverture et les poutres se fait par l'intermédiaire de plats longitudinaux, découpés de façon à permettre le passage des câbles et soudés sur chant sur les semelles (connecteurs à "friction", fig. 7.14).

L'emploi de béton à hautes performances permet également de diminuer sensiblement l'épaisseur des dalles armées. Dans le cas du pont sur la Roize, construit sur l'autoroute A 49 Grenoble-Valence, l'épaisseur de la dalle de couverture n'est que de 14 cm. Réalisée par panneaux préfabriqués de 12,20 m de longueur (dans le sens de la largeur du tablier) sur 3,72 m de largeur en béton à hautes performances de 80 MPa de résistance caractéristique à 28 jours, elle couvre une structure métallique modulaire comportant une membrure inférieure tubulaire de forme hexagonale, des diagonales suivant les arêtes d'un tétraèdre pour chaque module et des pièces de pont. L'épaisseur de la dalle est portée à 22 cm au droit des pièces de pont, par un gousset triangulaire de 60 cm de longueur.

Une dernière solution consiste à faire reposer la dalle sur des pièces de pont et sur des consoles situées dans leur prolongement (5^e pont sur la Nive à Bayonne, OA 7 sur la liaison de l'aéroport à Toulouse, viaduc de la Planchette sur l'autoroute A75).

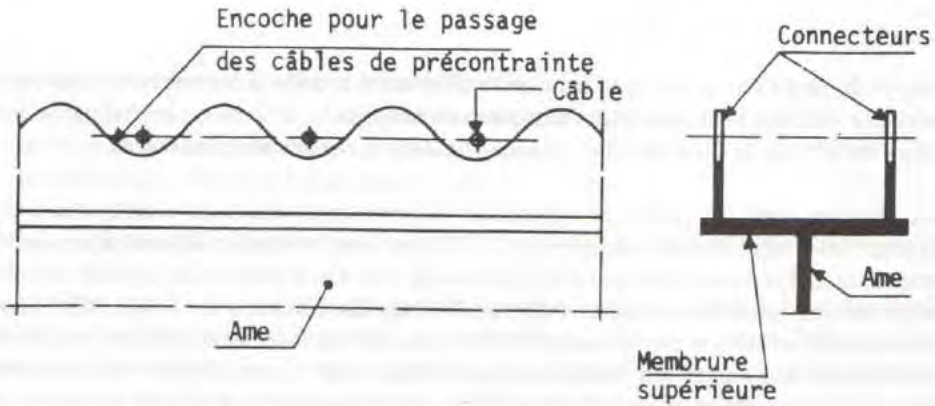


Fig. 7.14 - Schéma de principe de connexion de la couverture en cas de précontrainte transversale.

7.4.1.2 Tabliers multipoutres

Cette solution était la plus courante avant 1970 et fut appliquée à de nombreux ouvrages importants. La dalle reposait uniquement sur les poutres dont l'écartement, très faible au début, fut augmenté progressivement ; les entretoises étaient souvent triangulées (fig. 7.15).

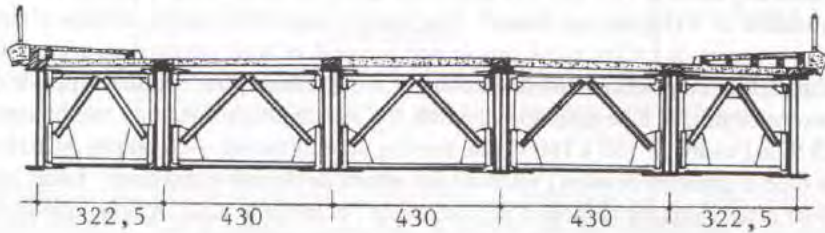


Fig. 7.15 - Coupe transversale du pont de la Madeleine à Nantes.

Actuellement le recours aux tabliers multipoutres est nettement moins fréquent : les croisements poutres-entretoises nécessitent des opérations d'assemblage plus importantes et les âmes nombreuses, donc plus minces, obligent à densifier les raidisseurs alors que la tendance est à la simplification des structures (fig. 7.16). Les progrès dans le soudage de tôles de forte épaisseur ont également favorisé le développement des bipoutres au détriment des multipoutres.

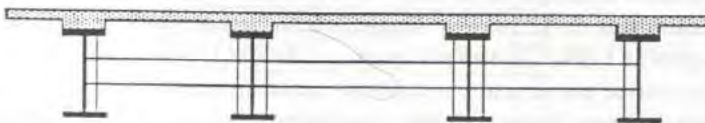


Fig. 7.16 - Coupe schématique d'un pont mixte multipoutre.

Les tabliers multipoutres restent intéressants dans le cas de ponts larges de faible portée pour lesquels l'utilisation de pièces de pont, de hauteur nécessairement disproportionnée à celle des poutres, ne serait pas économique ou même compliquerait l'assemblage (il est recommandé de conserver entre le bas de l'entretoise ou de la pièce de pont et la semelle infé-

rieure de la poutre un espace au moins égal à la demi-largeur de la semelle). En deçà d'une quarantaine de mètres de portée, on peut se contenter d'un entretoisement sur appuis moyennant des justifications soignées et des dispositions constructives appropriées. Au-delà de cette portée, on peut recourir à des entretoises relativement souples à âme pleine.

On peut aussi être amené à adopter plus de deux poutres pour obtenir un élanement plus élevé ($h/L < 1/30$) ou pour faciliter la mise en place du tablier par levage à la grue des poutres assemblées par paires. Les tabliers multipoutres se prêtent, bien entendu, à l'emploi de coffrages perdus (pré-dalles) dans les mêmes conditions que les tabliers à longerons précédemment évoqués.

7.4.1.3 Caissons avec dalle en béton

On recourt aux caissons lorsqu'il est nécessaire de disposer d'une section fermée pour résister à la torsion. Ce cas se présente notamment lorsque le tracé en plan de l'ouvrage est courbe, ou lorsqu'il est nécessaire d'avoir des appuis intermédiaires ponctuels afin de limiter l'emprise des piles (site urbain, voies ferrées...). Une section rigide à la torsion peut être nécessaire également pour faciliter la mise en place de grandes travées. Dans tous les cas on complète le caisson, qui n'a pas de paroi supérieure avant le coulage de la dalle, par un contreventement horizontal provisoire. Une autre raison d'adopter un caisson peut être la nécessité d'obtenir un élanement élevé.

Enfin, les avantages subsidiaires des caissons sont leur bonne résistance à la corrosion, les surfaces extérieures étant lisses et les surfaces intérieures protégées, et leur esthétique agréable due à des volumes nets.

En contrepartie, les caissons sont, sauf exception, plus coûteux que les poutres car ils nécessitent une plus grande quantité d'acier et des opérations d'usinage plus importantes. Ils ne sont compétitifs que s'ils peuvent être entièrement préfabriqués en atelier puis transportés sur le site d'un seul tenant. Il faut, pour cela, que leur largeur hors tout soit inférieure à 5 m.

Comme dans les ponts à poutres, la dalle d'un pont caisson s'appuie seulement sur les parois du caisson si celui-ci n'est pas trop large (pont de la rocade ouest de Strasbourg), sur les parois du caisson et sur les éléments transversaux dans le cas contraire (viaduc de la Moselle et du canal de Camifémo). Cependant, la conception de caissons très larges reste toujours possible (viaduc de Polleur en Belgique).

Si le tablier est très large, il peut être avantageux d'adopter deux ou plusieurs caissons pour diminuer la quantité d'acier des semelles inférieures (viaduc d'accès rive droite du pont Guillaume le Conquérant à Rouen, pont de Purpan à Toulouse). Mais cette solution n'est à envisager que pour des portées modérées et des hauteurs de poutres fortement limitées par les contraintes du projet.

D'une façon générale, les différents voiles constitutifs des caissons sont assez fortement raidis, ne serait-ce que pour éviter les déformations au cours du montage. Leurs épaisseurs

peuvent donc être assez finement ajustées aux valeurs nécessaires vis-à-vis des justifications de résistance des sections sans toutefois descendre en dessous de 10 à 12 mm. Dans les zones les plus sollicitées à l'effort tranchant, l'épaisseur moyenne des âmes peut être estimée par la formule :

$$e \text{ (mm)} = 10 + \frac{BL}{100}$$

où B et L représentent respectivement la largeur totale de la plate-forme et la portée déterminante de l'ouvrage, exprimées en m.

Le fond du caisson est une tôle dont l'épaisseur varie couramment de 12 mm (en travée) à 50 mm sur appui.

Enfin, la partie supérieure des âmes comporte des semelles dont les dimensions dépendent directement de la résistance à la flexion de la section transversale et de la conception de la connexion avec la dalle : la largeur peut aller de 600 mm pour les portées modestes à 1 500 mm pour les grandes portées et les grandes largeurs de plate-forme. Leur épaisseur varie dans des proportions analogues et peut atteindre, dans les cas exceptionnels 150 à 200 mm. Dans de tels cas, elles sont réalisées par empilage de tôles de 30 à 40 mm d'épaisseur. Pour certains petits ouvrages, il peut être plus économique de fermer le caisson par une tôle raidie à l'aide de plats, sur laquelle est connectée la dalle en béton.

7.4.1.4 Caissons avec dalle mixte

Au lieu d'une dalle en béton comme paroi supérieure, les caissons peuvent comporter une dalle mixte telle que décrite en 7.2.2.3. Les caissons avec dalle mixte offrent les mêmes avantages que les caissons avec dalle en béton, mais avec des possibilités accrues en ce qui concerne les élancements qui, du fait de la légèreté et de la minceur de la dalle mixte, peuvent être voisins de ceux des tabliers à dalle orthotrope.

Mais les ponts-caissons à dalle mixte ne sont employés que lorsque leurs avantages spécifiques le justifient vraiment. Leur morphologie est extrêmement variée : caisson unique (pont de Sérin sur la Saône à Lyon) ou multi-caissons. Dans ce dernier cas, la tôle supérieure peut régner sur toute la largeur du tablier (pont sur le canal de Saint-Quentin à Cambrai) ou seulement sur la largeur des caissons (pont d'Argenteuil, pont Saint-Louis à Paris). En général, des entretoises ou pièces de pont les solidarisent, mais la dalle seule suffit parfois (pont de Chapet sur l'autoroute de Normandie).

7.4.1.5 Distribution des portées et élancements usuels

De façon générale, l'implantation des appuis d'un ouvrage doit respecter les contraintes naturelles et fonctionnelles du site : l'acier est un matériau offrant une grande latitude de conception. En l'absence de contraintes particulières sur l'implantation des appuis, il y a lieu de s'orienter vers des portées comprises entre 50 et 70 m. Il faut que le prix des fondations et des appuis soit très élevé pour justifier économiquement des portées plus impor-

tantes. La longueur des travées de rive peut être prise égale à 0,8 fois la portée des travées intermédiaires chaque fois que cela est possible, mais il n'y a pas d'inconvénient majeur à prévoir des longueurs nettement plus grandes ou nettement plus petites.

L'élancement optimal des ponts mixtes dépend du schéma mécanique de l'ouvrage (travées indépendantes ou continues), de sa géométrie (rapport des portées, hauteur constante ou variable, largeur de dalle) et de la conception de la section. Pour fixer les idées, des ordres de grandeur moyens peuvent être fournis dans le cas des tabliers bipoutres pour lesquels on dispose d'un assez grand nombre de réalisations. Les valeurs indiquées dans le tableau ci-après sont celles du rapport L/h de la portée du tablier à la hauteur de la structure métallique seule. Pour obtenir l'encombrement total, il faut ajouter le dévers ou le bombement de la chaussée, son épaisseur, celle de la dalle et des renformis.

Type de poutraison	Schéma statique	Elancements
Poutres en I	Travée indépendante	22 à 25 (hauteur constante)
	Poutre continue de hauteur constante	28
	Poutre continue de hauteur variable	25 sur pile 50 à 60 sur culée 40 à 50 à la clé des travées
Poutre-caisson	Poutre continue	$\frac{h}{L} = \frac{1}{36} (B/12)^{0,7}$ (B = largeur du tablier en m)

Quant aux sections autres que les bipoutres, on peut estimer leur élancement en remarquant qu'une section en béton est environ vingt fois moins résistante que la même section d'acier et seulement trois fois moins pesante : un tablier mixte de portée donnée peut donc être d'autant plus élancé (c'est-à-dire d'autant plus mince) que le rapport (aire d'acier)/(aire de béton) de la section est plus élevé. De façon générale, on a donc par ordre d'élancement croissant : le bipoutre, le multipoutre, le caisson avec dalle béton, le caisson avec dalle mixte.

7.4.2 Éléments de dimensionnement des poutres

En partie courante, une poutre en I comporte une âme et deux semelles. Les notations habituellement employées sont représentées sur le dessin de la fig. 7.17.

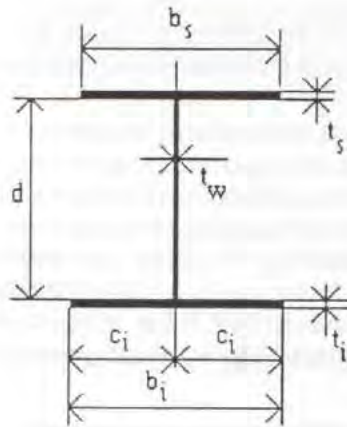


Fig. 7.17

Les semelles sont constituées d'un plat en tôle de largeur constante ou variable et dont l'épaisseur peut aller jusqu'à 120 ou 150 mm. La variation d'épaisseur des semelles est obtenue traditionnellement en rabotant des semelles d'épaisseurs différentes de façon à épouser au mieux la courbe des moments fléchissants. Mais l'épaisseur des semelles peut être continûment variable dans une gamme allant de 20 à 150 mm. Il est actuellement d'usage de limiter le taux de variation à 5mm/m (7mm/m dans les cas exceptionnels), la variation maximale d'épaisseur à 40 mm et le nombre maximal de segments à 5 (parfois 7).

L'intérêt des tôles à épaisseur variable s'est largement confirmé depuis quelques années, notamment pour des travées indépendantes de plus de 40 m de portée : de telles tôles permettent un gain de matière, une économie importante sur les coûts de mise en oeuvre (chanfreinage, soudure, contrôle), un report des soudures en dehors des zones les plus sollicitées et une incontestable amélioration de l'esthétique des structures. Elles sont presque exclusivement confectionnées en acier E 355 R ou FP pour les fortes épaisseurs (cf. 7.8.1).

La section des semelles est limitée. Pour éviter tout risque de voilement lorsqu'elles sont comprimées, le rapport de leur largeur b à leur épaisseur t doit respecter la condition suivante :

$$\frac{b}{t} \leq 0,9 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

où E est le module d'élasticité de l'acier et f_y sa limite d'élasticité. Ainsi, pour $f_y = 355$ MPa, la largeur d'une semelle comprimée ne peut pas excéder environ 21 à 22 fois son épaisseur. Ceci influe directement sur la conception de la couverture et sur la rigidité de flexion et de torsion de l'ensemble de la structure. Par ailleurs, la largeur des semelles n'est pleinement efficace que si elle respecte une certaine proportion vis-à-vis de la longueur de la poutre. En se référant aux prescriptions de l'Eurocode 3, les effets de la déroboade de cisaillement ne sont pas pris en compte tant que le rapport $\frac{c}{L_0}$ de la demi-largeur de la semelle à la

longueur de la poutre mesurée entre points de moment nul reste inférieure à 1/20. Au-delà, il faut remplacer la largeur effective de la semelle par une largeur efficace (cf. 7.7.2).

Les dimensions des semelles dépendent des sollicitations induites lors des opérations de lancement, pendant le bétonnage de la dalle et en cours d'exploitation. Ces sollicitations sont susceptibles de mettre en jeu à la fois leur résistance et leur stabilité de forme. Pour fixer les idées, la largeur b_s de la semelle supérieure varie de 400 à 800 mm tandis que la largeur b_i de la semelle inférieure varie de 500 à 1 200 mm lorsque la portée déterminante va de 30 à 100 m.

L'âme des poutres maîtresses est nettement plus épaisse que le strict nécessaire pour résister au cisaillement, afin de limiter le nombre de ses raidisseurs ; en tout état de cause, cette épaisseur, notée t_w , doit être supérieure ou égale à 10 mm d'une part pour que sa résistance mécanique ne soit pas affectée par une légère corrosion et d'autre part pour faciliter la manipulation des tôles lors de la confection de l'ossature. Dans la pratique, elle est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm. La contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant V doit satisfaire à la condition suivante sous sollicitations de service :

$$\frac{V}{h_w \cdot t_w} \leq 100 \text{ MPa}$$

où h_w désigne la hauteur mécanique de la poutre, c'est-à-dire la distance verticale séparant

les feuillettes moyens des semelles ($h_w = d + \frac{t_s + t_i}{2}$).

Enfin, selon les prescriptions de l'Eurocode 3 et pour éviter les risques de voilement de l'âme sous l'effet de la poussée des semelles comprimées lorsque la poutre est fléchie, le rapport $\frac{d}{t_w}$ doit rester inférieur à la valeur suivante :

$$\frac{d}{t_w} \leq 0,55 \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_f}} \cdot \frac{E}{f_y} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{dE}{3rf_y}\right)^{1/2}}$$

où :

- r est le rayon de courbure éventuel de la semelle considérée ;
- A_w et A_f sont respectivement les aires de l'âme et de la dite semelle ;
- f_y est la limite d'élasticité de l'acier constitutif de la semelle (355 MPa en général).

Par exemple, pour une âme en acier E 36 avec des semelles rectilignes (r infini) et en admettant le rapport $A_w = A_f/2$, cette formule donne un rapport de l'ordre de 230. Dans la pratique, le rapport $\frac{d}{t_w}$ reste inférieur ou égal à 200 avec t_w bornée inférieurement par

12 mm comme indiqué précédemment.

7.4.3 Évaluation du poids de la charpente

7.4.3.1 Cas des tabliers bipoutres

Il est souvent utile de disposer rapidement d'une valeur approximative du tonnage d'acier d'un pont mixte, par exemple pour en chiffrer le coût dans le cadre d'une étude préliminaire ou pour connaître le poids propre à introduire dans les calculs de dégrossissage de l'ouvrage. Une telle estimation est fournie, pour les bipoutres mixtes, par la formule statistique suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0,105 X^{1,6} + 100$$

dans laquelle q désigne le poids d'acier par mètre carré de surface de tablier et X , exprimé en mètres, représente :

- la portée principale dans le cas de travées continues de rapport de portées optimal ;
- 1,33 fois la portée principale s'il s'agit d'une travée de rive ;
- 1,4 fois la portée dans le cas des travées indépendantes.

La surface du tablier est évaluée sur la base d'une largeur utile correspondant à la largeur nette de la chaussée augmentée de 60 % de la largeur des trottoirs éventuels.

7.4.3.2 Cas des caissons mixtes

La quantité d'acier par mètre carré de surface de tablier (il s'agit évidemment d'une valeur moyenne) peut être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 2,85 X + 45$$

dans laquelle X , exprimé en mètres, représente :

- la longueur de la plus grande travée d'une poutre continue dont les travées de rive sont plus courtes que les travées courantes ;
- 1,4 fois la portée dans le cas d'une travée indépendante ;
- 1,4 fois la longueur de la plus grande travée d'une poutre continue à deux travées ;
- 1,33 fois la longueur de la travée de rive quand elle est plus grande que les travées courantes d'un tablier à trois travées ou plus.

Comme précédemment, la surface du tablier est évaluée sur la base d'une largeur utile correspondant à la largeur nette de la chaussée augmentée de 60 % de la largeur des trottoirs ou des bandes d'arrêt d'urgence éventuels.

7.4.4 Aspects techniques particuliers

7.4.4.1. Adaptation au tracé en plan d'une ossature mixte

Les ponts à poutres sous chaussée s'adaptent facilement à un biais géométrique. Les pièces de pont et les entretoises sont souvent disposées perpendiculairement aux poutres princi-

pales, à l'exception des entretoises d'about, pour ne pas augmenter leur portée et éviter de compliquer leur assemblage, surtout si le profil en long de l'ouvrage n'est pas rectiligne.

Il y a deux manières pour traiter un pont courbe : en disposant des poutres droites et en jouant sur la géométrie en plan de la dalle de couverture, ou bien en utilisant des poutres courbes. Les poutres ou caissons rectilignes sont les plus faciles à fabriquer et à monter par lançage. Mais si on leur donne une courbure constante, leur fabrication n'est guère compliquée. Par contre, une courbure variable exigera que les installations de lançage soient prévues pour permettre les déplacements latéraux du tablier. Par ailleurs, on ne peut jouer sur la géométrie de la dalle que si le rayon de courbure est suffisamment grand.

Les effets du gauchissement des sections peuvent être importants dans les ponts à poutres courbes relativement étroits et de grande courbure : il est alors préférable de recourir à une poutre-caisson dans laquelle ces effets restent modérés. En fait, les tabliers à poutres en I s'adaptent facilement à une courbure prononcée s'ils sont plutôt larges et de portées moyennes.

Une attention particulière doit être portée aux appareils d'appui et aux joints de dilatation. En effet, une dilatation (algébrique) uniforme du tablier entraîne un mouvement des appuis mobiles (ou glissants) qui ne se fait pas tangentiellement à l'axe du pont, mais selon la corde qui relie chaque appui au point fixe de l'ouvrage. Si ce dernier est situé, selon l'usage, au droit d'une pile intermédiaire, il faut veiller à ce que les joints de dilatation couvrent le déplacement latéral de la structure. A noter que ce qui précède concerne également les ponts à poutres-caissons.

L'espacement des poutres est de préférence constant, mais il peut être variable si nécessaire. L'espacement variable complique un peu la fabrication des entretoises ou des pièces de pont, mais il est sans influence sur le coût du montage effectué à la grue; il ne grève sensiblement le coût des installations que s'il est mis en place par lançage car celles-ci doivent permettre le déplacement latéral de l'une des poutres (Exemple : viaduc de l'autoroute A86 au Carrefour Pompadour).

7.4.4.2 Mise en œuvre des dalles des ossatures mixtes

Comme nous l'avons déjà dit au début du paragraphe 7.4, la fissuration des dalles de ponts mixtes est admise par l'Instruction Technique du 21 juillet 1981 à condition :

- de prévoir un ferrailage longitudinal représentant au moins 1% de la section de béton dans les zones où les contraintes sous sollicitations de service sont d'intensité plus élevée que la résistance en traction du béton ;
- de limiter la contrainte de traction des armatures passives à $\frac{2}{3} f_c$ sous sollicitations de service dans les zones où le béton est susceptible de se fissurer.

En fait, la fissuration de la couverture d'un pont mixte est un phénomène logique : elle résulte non seulement des contraintes de traction apparaissant dans les zones de moment négatif, mais également du retrait au jeune âge du béton (retrait thermique et retrait endogène). Il y a, bien évidemment, intérêt à la limiter pour d'évidentes raisons de pérennité de l'ouvrage. Toutefois, il n'y a pas lieu de manifester une inquiétude exagérée : lorsque la dalle est confectionnée avec soin en observant certaines règles de l'art, l'épaisseur des fissures ne dépasse par 0,1 à 0,2 mm, ce qui est totalement insuffisant pour favoriser un processus de corrosion des armatures. Les règles de l'art en question portent essentiellement sur la qualité du béton (compacité, teneur en eau, fluidifiants etc.) et sur le processus de mise en oeuvre qui peut se faire de différentes manières :

- soit un coulage continu sur toute la longueur du tablier,
- soit un coulage par phases longitudinales successives suivant un programme soigneusement mis au point par le bureau d'études.

Si le premier procédé, qui n'est applicable qu'aux ouvrages d'importance moyenne, a pour lui l'avantage de la rapidité, le second présente celui d'une plus grande souplesse. En effet, il permet une meilleure réutilisation des éléments de coffrage qui, en raison de leurs dimensions plus réduites, peuvent être de meilleure qualité, et de réaliser une économie d'acier de charpente en faisant intervenir plus tôt le béton dans les sections les plus sollicitées.

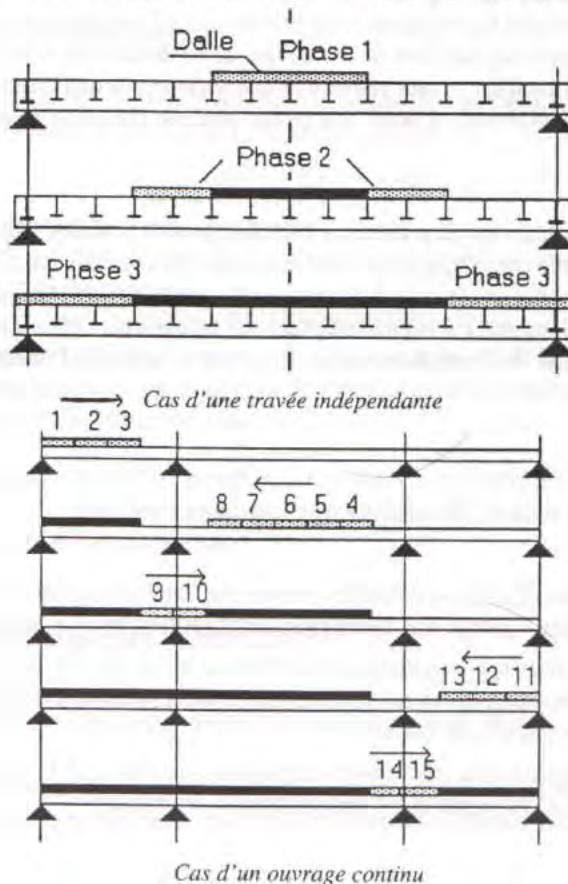


Fig. 7.18 - Confection de dalles de ponts mixtes : exemples schématiques de mise en oeuvre.

Mais, combiné avec des dénivellations d'appui judicieuses, il permet surtout de limiter les contraintes de traction dans la dalle dans le cas des ouvrages continus. Les dessins de la fig. 7.18 donnent deux exemples schématiques de coulage par plots d'une dalle en béton armé.

Lorsque les délais d'exécution sont serrés, il est possible de prévoir des dalles préfabriquées qui reposent sur les membrures supérieures des poutres par l'intermédiaire de renformis et dont les joints sont coulés à l'avancement (fig. 7.19).

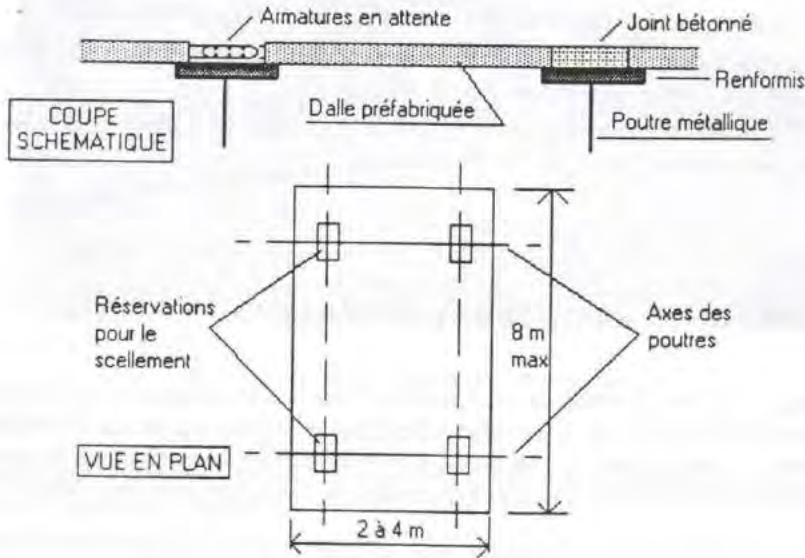


Fig. 7.19 - Dalles préfabriquées : dispositions d'ensemble.

Les difficultés liées à ce type de dalle résident essentiellement :

- dans la manutention des éléments préfabriqués, ce qui conduit, pour en limiter le poids, à leur donner d'assez faibles dimensions, d'où un plus grand nombre de joints ;
- dans le risque d'une adhérence médiocre entre le béton durci des éléments et le béton frais des joints si les précautions usuelles ne sont pas prises (avivage préalable des vieilles surfaces, incorporation de produits adjuvants dans le béton etc.) ;
- dans une prise en compte correcte des retraits de béton différentiels.

L'emploi d'éléments de dalles préfabriquées doit donc faire l'objet d'un soin particulier lors de la mise en œuvre et d'une étude sérieuse au stade du projet. La conception la plus performante consiste à prévoir un tablier à pièces de pont et une largeur des éléments de dalle telle que les joints entre deux d'entre eux soient situés au droit des pièces de pont.

Pour les ouvrages de faible largeur, et notamment pour les passerelles piétonnes ou cyclables qui excèdent rarement 6 m, la possibilité de supprimer tout joint longitudinal donne au procédé un intérêt indéniable. Il convient alors de prévoir dans les éléments préfabriqués des

réservations (pour permettre le passage de connecteurs) qui seront bétonnées en même temps que les joints. Cette technique a été utilisée avec succès sur un certain nombre de passerelles.

Que la couverture soit en béton armé ou précontraint, et quel que soit son mode de mise en œuvre, il est nécessaire de la protéger à l'aide d'une chape d'étanchéité de bonne qualité, capable de supporter le revêtement qui pourra être constitué :

- pour les ponts routiers par un béton bitumineux de 8 à 10 cm d'épaisseur ;
- pour les passerelles par un tapis antidérapant en asphalte sablé ou matériau synthétique de 1 à 3 cm d'épaisseur suivant le cas.

En fait, les problèmes de revêtement des ponts mixtes sont strictement identiques à ceux des autres ouvrages en béton armé ou précontraint.

7.5 - LES PONTS A POUTRES LATÉRALES

Les tabliers à poutres latérales ne sont pas très fréquents de nos jours. Leur structure est composée de pièces de pont assemblées à des poutres latérales en treillis, éventuellement des poutres à âmes pleines ou aux tirants d'arcs bow-strings. Les ossatures latérales sont obligatoirement rectilignes, mais leur espacement peut, si nécessaire, être variable.

7.5.1 Tabliers à poutres latérales en treillis

L'utilisation de poutres triangulées était très fréquente par le passé. Dans la mesure où elles permettent de franchir de grandes portées avec une hauteur libre très faible entre le profil en long de la chaussée et l'obstacle à franchir (1,00 à 1,50 m pour les ponts-routes et les ponts-rails à double voie en pose directe, 1,50 à 2,00 m pour les ponts-rails à double voie en pose ballastée), elles conservent un intérêt certain pour franchir, par exemple, et essentiellement en travée isostatique, des canaux navigables situés dans des sites relativement plats. La portée de ponts-routes ainsi conçus peut aller jusqu'à une centaine de mètres. Rappelons que les poutres latérales en treillis conservent un intérêt évident pour les ponts mobiles dont les mécanismes de levage sont situés de part et d'autre de la chaussée.

Les poutres en treillis sont souvent déconsidérées par les maîtres d'ouvrage qui les jugent inesthétiques et difficiles d'entretien. Cette opinion, formée sur la vue d'ouvrages anciens, traduit une méconnaissance de l'évolution de ces poutres qui a été dans le sens d'une très grande simplification, tant dans la forme de la triangulation que dans la confection des barres du treillis. De nos jours, on adopte généralement le système Warren sans montants. La poutre peut être de hauteur constante ou variable.



Fig. 7.20 - Pont sur l'autoroute A36 (photo JAC).

Les barres, qui résultaient autrefois de l'assemblage par rivets de cornières ou de profils en U, sont maintenant constituées :

- pour les membrures : de caissons obturés à leurs extrémités par des diaphragmes étanches, obtenus à partir de plats assemblés par soudage ;
- pour les diagonales : de caissons ou de profils en I. Les assemblages des barres et des tronçons sont réalisés par soudage ou par boulons HR.

Il faut se prémunir contre le flambement latéral de la membrure supérieure dans les zones où elle est comprimée. La rigidité des portiques constitués par les pièces de pont, les diagonales et les montants éventuels suffit en général à la maintenir. Pour les grands ponts, il peut être nécessaire de prévoir un contreventement supérieur (par exemple, une triangulation en K permet de limiter les effets secondaires), mais l'esthétique de tels ouvrages devient franchement désastreuse.

Pour les ponts courants, donc sans contreventement supérieur, il ne faut pas chercher à donner aux poutres une trop grande hauteur sinon il sera difficile de stabiliser la membrure supérieure. Une bonne base de départ consiste à leur donner un élancement, représentant le rapport entre leur hauteur (mesurée entre centres de gravité des membrures) et leur portée, plutôt modéré, de l'ordre de :

- 1/11 pour les triangulations Warren à montants verticaux et 1/15 pour les triangulations Warren sans montants verticaux dans le cas des ponts-routes ;
- 1/8 à 1/10 dans le cas des ponts-rails.

Le choix d'une triangulation avec ou sans montants dépend de plusieurs paramètres. Tout d'abord, si L et a représentent respectivement la portée de la travée et la longueur d'un panneau élémentaire (fig. 7.21), le nombre n de panneaux ($L = n a$) est tel que :

$$n = \frac{1}{2\lambda \tan \theta}$$

en appelant θ l'angle des diagonales avec la verticale.

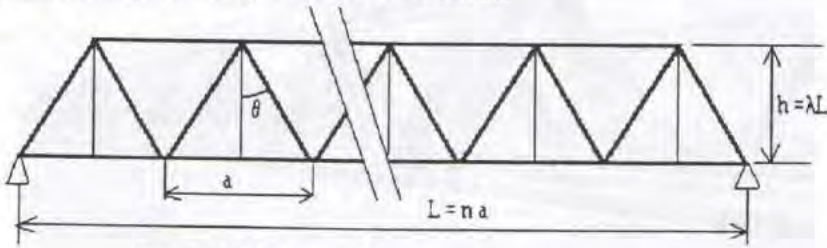


Fig. 7.21 - Elévation schématique d'une poutre en treillis.

Des considérations relatives à la déformabilité des poutres sous l'effet de l'effort tranchant montrent que, pour les ponts-routes, la valeur optimum de θ est de l'ordre de 35° sans montant et de 45° avec montants. En adoptant les élancements précédemment indiqués, n se situe aux alentours de 10. Une règle de bonne conception veut que l'on dispose les pièces de pont au droit des nœuds inférieurs de la poutre pour éviter les efforts de flexion qu'engendrerait une pièce de pont intermédiaire fixée directement sur la membrure inférieure. Or, l'espacement des pièces de pont dépend du type de platelage. Ce dernier est généralement une dalle en béton armé (épaisseur de l'ordre de 23 cm), plus rarement une dalle mixte ou une dalle orthotrope qui ne deviennent compétitives que dans le cas de ponts mobiles ou de ponts de très grandes portées. L'espacement courant des pièces de pont étant de l'ordre de 4 à 5 m, les montants verticaux deviennent pratiquement nécessaires au delà de 40 à 50 m de portée pour les ponts-routes. Dans le cas des ponts-rails, les montants verticaux sont prévus quasi systématiquement, les panneaux ont une longueur de l'ordre de 4 à 6 m et l'élancement des tabliers est de l'ordre de 1/8 à 1/10.

Pour les grandes portées, le recours à des longerons est nécessaire, mais ils posent de nombreux problèmes de réalisation : multiplicité des assemblages avec les pièces de pont, connexion avec la dalle en béton, complication de coffrage.

La membrure inférieure, dont la hauteur est commandée par celle des pièces de pont, pourra sans dépense supplémentaire importante de métal résister aux flexions locales ; mais si la méthode de montage du tablier est le lançage sur chaises, cette membrure inférieure peut être dimensionnée par les situations transitoires correspondantes.

Les membrures des poutres triangulées sont des caissons réalisés à l'aide de quatre tôles soudées entre elles. Les diagonales d'about, les plus sollicitées à la compression, ont également une section en forme de caisson tandis que les diagonales courantes sont générale-

ment des profilés soudés en H. L'utilisation des diagonales en caisson, plus onéreuses, est réservée à des structures très sollicitées.

Les structures actuelles sont entièrement soudées, à l'exception parfois des liaisons poutres-pièces de pont et/ou pièces de pont-longerons, qui peuvent être assurées par des boulons HR.

L'épaisseur brute du tablier, c'est-à-dire la distance séparant l'arase supérieure de la couverture et la fibre inférieure des poutres, ne dépend pas de la portée, mais de la largeur de l'ouvrage : en effet, c'est cette largeur qui conditionne la hauteur des pièces de pont dont l'élançement est généralement compris entre 1/10 et 1/15 ; en pratique, l'épaisseur en question est comprise entre 70 cm et 1,4 m dans le cas d'une dalle en béton, et entre 0,60 et 1,10 m dans le cas d'une dalle orthotrope.

7.5.2 Les ponts à poutres latérales à âme pleine

Les tabliers dont les ossatures latérales sont des poutres à âmes pleines ne sont plus employés dans la construction de ponts-routes, mais présentent encore un intérêt économique dans le cas des ponts-rails, dans une gamme de portées allant de 6 à 25 m pour les ponts à poutres latérales basses et jusqu'à 50, voire 60 m, pour les ponts à poutres latérales hautes. Les premiers sont souvent employés pour remplacer d'anciens tabliers à poutres jumelles : la voie peut être portée soit par une dalle en béton armé coulée dans une tôle métallique en forme de U évasé ("bac à fleurs"), soit par des poutrelles enrobées reposant sur des poutres latérales réalisées à l'aide de profils reconstitués soudés. Les seconds sont toujours constitués de poutres reconstituées solidarisées à un tablier en poutrelles enrobées. Ces poutrelles assurent un entretoisement rigide des poutres principales pour leur conférer la stabilité nécessaire au déversement. Leur aspect peut être particulièrement ingrat s'il n'est pas traité avec beaucoup de soin ; c'est pourquoi, on place généralement les passages de service du côté extérieur des poutres pour rompre leur monotonie par les zones d'ombre qu'ils créent.

7.6 - GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS A PLATELAGE ORTHOTROPE

Une dalle orthotrope coûte près de trois fois plus cher qu'une dalle en béton et pèse environ deux à trois fois moins. Cette constatation explique pourquoi le domaine d'utilisation de la dalle orthotrope est celui des grandes portées (supérieures à 120 m), des grands élançements, des ponts mobiles et celui des ouvrages où la rapidité de montage est prépondérante.

La première réalisation connue de pont à dalle orthotrope semble être celle du passage supérieur de Jungingen en Allemagne, réalisé en 1934. La technique s'est considérablement développée, surtout en Allemagne, à partir des années cinquante. Des ouvrages prestigieux ont été construits, notamment sur la Save (pont de Belgrade en 1956, avec une portée centrale de 257 m) et sur le Rhin (pont du Zoo de Düsseldorf, pont à haubans Severin à Cologne). Citons également le très beau pont de l'Europe en Autriche d'une portée centrale de 200 m,

les ponts suspendus du Forth et de la Severn en Angleterre et, en France, les travées indépendantes du pont Mathilde à Rouen (fig. 7.22), la travée centrale du pont de Cheviré (fig. 7.23) et le tablier métallique du pont à haubans de Normandie (cf. chapitre 8).

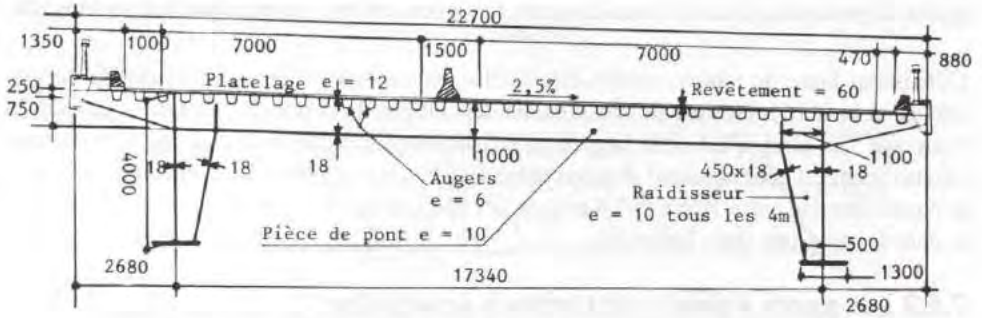


Fig. 7.22 - Pont Mathilde à Rouen. Coupe transversale schématique.

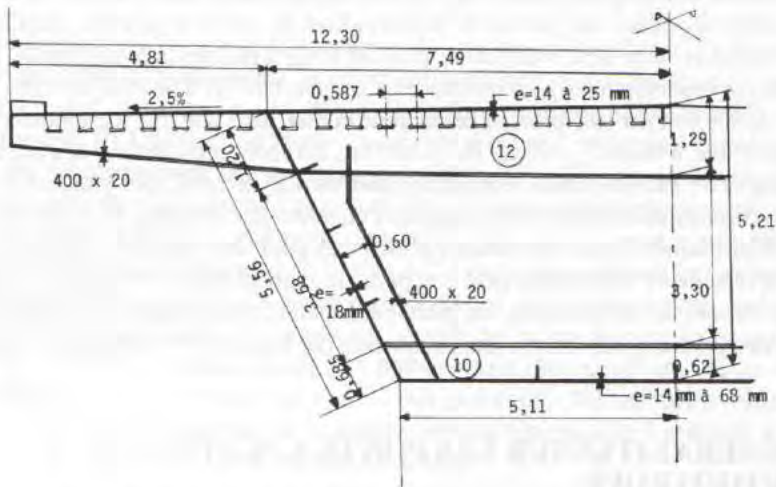


Fig. 7.23 - Pont de Cheviré. Demi-coupe transversale schématique.

7.6.1 Distribution des portées et élancements moyens

La distribution des portées d'un pont continu à dalle orthotrope peut être choisie avec une liberté relative, pour s'adapter au mieux aux contraintes naturelles ou fonctionnelles du projet. Pour un pont à trois travées symétrique et sans contraintes particulières, la longueur des travées de rive peut être comprise entre 0,4 et 0,6 fois celle de la travée centrale (par exemple, le pont de Wiesbaden en Allemagne, construit en 1966, possède trois travées de 85 - 205 - 85 m). Mais la distribution des portées du pont de Bénodet (dans le Morbihan) est 60-65-110-200-110-65-60 m, et celle du pont de Vilvoorde en Belgique est

120-143-95-136-162-93-130 m. Bien évidemment, si la distribution des portées ne respecte pas un certain rythme, le tablier doit être de hauteur constante pour d'évidentes raisons esthétiques.

Le choix entre la hauteur variable et la hauteur constante dépend essentiellement des contraintes naturelles du projet ou de considérations d'ordre esthétique. Mécaniquement, la hauteur variable ne semble se justifier qu'au delà d'une portée déterminante de l'ordre de 150 m.

En ce qui concerne les élancements moyens, il n'y a pratiquement pas de différence entre un tablier à caisson et un tablier à poutres. En travée isostatique, cet élancement est proche de 1/30. Pour un pont continu, l'élancement moyen est :

- également de l'ordre de 1/30 en hauteur constante,
- compris entre 1/25 et 1/30 sur pile, 1/40 et 1/50 au milieu des travées principales, 1/50 et 1/60 sur culées, en hauteur variable.

Citons le cas du très beau pont de Bénodet dont l'élancement est de 1/25 sur pile et 1/77 à la clé de la travée principale.

7.6.2 Dimensionnement du système porteur

Les tabliers à dalle orthotrope sont constitués soit par deux poutres, soit par un caisson à deux âmes. Dans le premier cas, il convient d'espacer au maximum les axes des poutres de façon à utiliser l'effet de membrane de la dalle. Par contre, si la structure porteuse est un caisson, il pourra être intéressant de donner une grande largeur aux encorbellements latéraux pour économiser les parties de tôle comprises entre les âmes. Un caisson permet, à hauteur égale, d'atteindre une résistance et une rigidité à la flexion et à la torsion nettement plus élevées que celles de deux poutres en I. Dans tous les cas, il est recommandé de disposer, dans toute la mesure du possible, les poutres ou les âmes de rive le plus près possible du bord de la chaussée de façon à éviter de créer des points "durs" sous les roues des véhicules lourds et limiter ainsi les risques de dégradation du revêtement de chaussée.

Dans les ponts à dalle orthotrope, on peut considérer que les nervures jouent le rôle de longerons et que les raidisseurs transversaux jouent celui de pièces de pont : ce sont généralement des poutres en I dont l'âme est découpée pour laisser le passage aux nervures et assurer ainsi leur continuité. Leur espacement varie de 2 à 4 m environ suivant le type de nervure utilisé. En fait, lorsque les nervures sont en forme d'augets, il est préférable de limiter l'écartement des pièces de pont à 3,60 m afin de réduire leur flexibilité.

Les fonds des caissons sont munis de raidisseurs longitudinaux (augets analogues à ceux de la dalle de couverture), obligatoirement fixés à des éléments transversaux : diaphragmes ou entretoises suffisamment rigides. Les diaphragmes ne sont généralement nécessaires qu'au droit des appuis ; mais ils peuvent être également intéressants dans le cas de sections allongées (pour les ponts à câbles, notamment) lorsque le rapport de la largeur à la hauteur est supérieur ou égal à 3. Les âmes des caissons sont également fortement raidies par des raidisseurs longitudinaux qui peuvent être des augets ou des éléments à section en forme de T. L'espacement entre deux raidisseurs est de l'ordre de 60 à 80 cm.

7.6.3 Estimation des quantités d'acier

Le poids d'acier par mètre carré (en kg/m²) d'un tablier à dalle orthotrope peut être estimé par la formule :

$$q = 40 \sqrt{X} - 100$$

q et *X* ayant la même signification qu'en 7.4.3. Dans ce poids par unité de surface utile de tablier, le platelage orthotrope correspond à 200-220 kg. Dans le cas d'une poutre-caisson, cette formule suppose que l'élançement des âmes n'est pas inférieur à *L*/30.

7.6.4 Le revêtement des platelages

Par le passé, il était d'usage de mettre en œuvre :

- soit des revêtements de type classique, analogues à ceux qui étaient appliqués sur les couvertures en béton, et dont le comportement s'est révélé pour le moins médiocre ;
- soit des revêtements à base de produits spéciaux (résines synthétiques), en général de faible épaisseur, et dont la résistance à l'usure était insuffisante ou la rigidité trop élevée.

Dans bien des cas, des dégradations apparaissaient rapidement telles que orniérage, fissuration, décollements, arrachements, etc., aussi nuisibles pour la sécurité des usagers que pour la pérennité de l'ouvrage.

Diverses études menées sur ce sujet ont permis de dégager, sur le plan de la conception, un certain nombre de principes de base et de mettre au point des systèmes de revêtement donnant satisfaction, assurant à la fois la fonction d'étanchéité et de couche de roulement. Actuellement, les platelages métalliques reçoivent des revêtements spéciaux, minces ou épais.

Les revêtements minces, d'épaisseur comprise entre 6 et 8 mm, sont fabriqués à partir de résines synthétiques (époxydes ou polyuréthanes). Ils ne peuvent convenir que s'il est possible d'obtenir des tolérances de fabrication suffisantes pour garantir une bonne planéité de la tôle de platelage, ce qui, dans les conditions actuelles d'exécution des charpentes, ne semble envisageable que pour des ouvrages de largeur moyenne (10 à 12 m au plus) et de longueur inférieure à 40 m. De tels platelages peuvent, par conséquent, être fabriqués en deux ou trois tronçons de façon à ne nécessiter qu'un ou deux joints de montage sur chantier, étant entendu que les cordons de soudure d'assemblage de la tôle de platelage doivent être soigneusement arasés par meulage afin d'éviter toute saillie.

Les revêtements épais, dont l'épaisseur ne doit pas être inférieure à 6 cm, peuvent être prévus sur les ouvrages dont les dimensions ne permettent pas d'obtenir une planéité suffisante sur la tôle de platelage. Leur mise en œuvre se fait en continu, tant dans le sens transversal que dans le sens longitudinal, au moyen de finisseurs décalés travaillant en parallèle, de façon qu'il n'existe plus aucun joint après compactage.

A titre d'exemple, citons le complexe "Accopont M" mis au point par l'entreprise Cochery Bourdin Chaussé, comprenant :

- un vernis (300 microns d'épaisseur) constitué par un mélange de bitume élastomérique et de solvants légers, assurant la protection du platelage et l'accrochage des couches supérieures ;
- une couche d'étanchéité proprement dite, à base de bitume polymère élastomérique (3,5 kg/m²) recouverte d'ardoisine (3 kg/m²) et possédant des capacités d'allongement à rupture très élevées ;
- une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur en béton bitumineux 0/14 mm résistante à la fatigue.

7.7- ASPECTS PARTICULIERS DU FONCTIONNEMENT ET DU CALCUL DES OUVRAGES MÉTALLIQUES

7.7.1 Le phénomène de fatigue

Bien qu'il puisse concerner une grande variété de matériaux (y compris le béton en compression et les fibres composites), le phénomène de fatigue affecte principalement les constructions ou les pièces métalliques (incluant les armatures de béton armé, les câbles de précontrainte ou les haubans). Il se manifeste par une fissuration suivie d'une rupture des pièces provoquée par des variations cycliques de contraintes ou de déformations. Son apparition est généralement liée à une concentration de contraintes ou de déformations, par exemple au voisinage d'encoches ou de changements brusques de géométrie, ou au droit de soudures présentant des défauts, étant entendu que les défauts dans les soudures n'ont rien d'anormal si celles-ci sont réalisées en conformité avec les normes de tolérance. Dans les ponts métalliques autres que les ponts à câbles, la fatigue ne peut se manifester pratiquement qu'au droit des assemblages soudés.

7.7.1.1 Endommagement en fatigue et courbes de Wöhler

Lorsqu'il travaille en fatigue, un assemblage subit, avant de se rompre, un endommagement qui se développe selon un processus comportant principalement deux phases : une phase dite d'initialisation, au cours de laquelle apparaît une fissure, et une phase de propagation de la fissure.

La phase d'initialisation a une durée pratiquement nulle dans le cas des ponts : la fissure existe dès la mise en service, notamment lorsqu'elle est constituée par une non-pénétration des soudures (soudures à pénétration partielle, soudures d'angles). Au terme d'un certain nombre de cycles, la longueur de la fissure atteint une longueur dite critique, correspondant à la rupture de l'assemblage.

On définit l'endommagement (ou dommage) de l'assemblage par un paramètre D sans dimension, fonction du nombre de cycles qu'il subit sans se rompre. Par définition, il vaut 0 lorsqu'il n'a pas encore été sollicité, et 1 lorsqu'il est ruiné. Entre ces deux bornes, l'endommage-

ment est défini au moyen d'une loi de cumul des dommages dont l'expression la plus simple a été proposée par Palmgren et Miner. Pour un mode de chargement cyclique conduisant à une amplitude de variation de contrainte constante $\Delta\sigma_i$, le dommage élémentaire D_i est donné par la formule :

$$D_i = \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \tag{1}$$

$n(\Delta\sigma_i)$ étant le nombre de cycles appliqués et $N(\Delta\sigma_i)$ le nombre total de cycles entraînant la rupture de la pièce considérée, pour une amplitude de variation de contrainte $\Delta\sigma_i$ (constante).

Lorsque l'assemblage subit une succession de modes de chargement cycliques (fig. 7.24) correspondant à diverses amplitudes de variation de contraintes $\Delta\sigma_i$, on admet de calculer l'endommagement total en cumulant tous les endommagements partiels :

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} \tag{2}$$

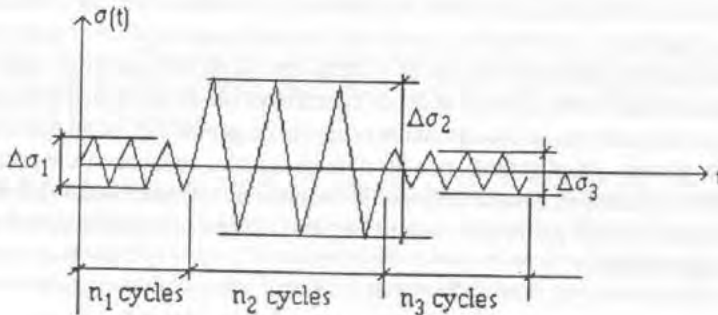


Fig. 7.24

Pour un détail particulier, la résistance en fatigue est définie par des courbes caractéristiques, dites courbes $\Delta\sigma$ - N , tracées de façon à correspondre à une probabilité de non ruine de 95%. Dans un système de coordonnées logarithmiques (fig. 7.25), ces courbes, appelées courbes de Wöhler simplifiées, peuvent être approchées par des droites (pente unique) ou des successions de segments rectilignes (plusieurs pentes), chaque droite ou segment correspondant à une équation implicite du type :

$$\Delta\sigma^m \cdot N = C_m = \text{Cte}$$

Ces courbes sont tracées de façon à couvrir à la fois les effets des concentrations de contraintes et ceux liés au mode de fabrication (effets métallurgiques).

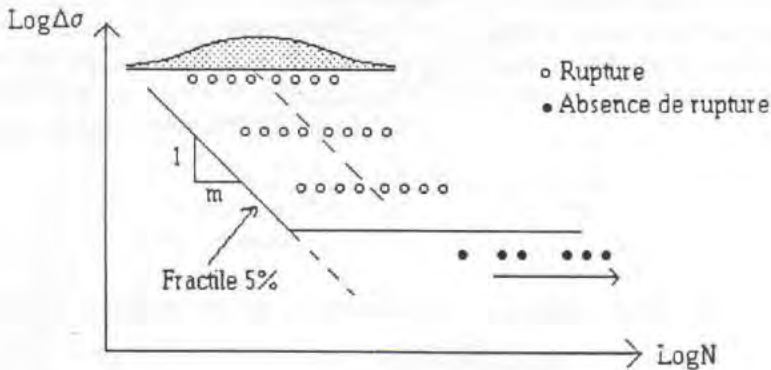
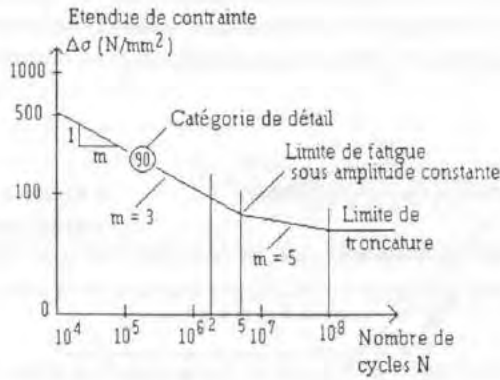


Fig. 7.25 - Exemple de courbe de Wöhler simplifiée relative à une contrainte normale.

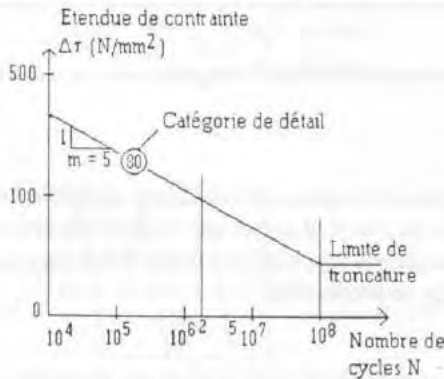
Les essais montrent que plus la variation de contrainte est faible, plus le nombre de cycles correspondant à la rupture est grand. Il existe une contrainte particulière, appelée **limite de fatigue sous amplitude constante** (ou, parfois, limite d'endurance), en dessous de laquelle le phénomène de fatigue ne se produit pas.

Cependant, de nombreux essais ont été réalisés avec une première séquence de chargement au dessus de la limite de fatigue sous amplitude constante, puis des séquences de chargement d'amplitude constante en dessous de cette limite. L'expérience a montré que la durée de vie en fatigue n'était pas illimitée. C'est pourquoi, les courbes $\Delta\sigma$ - N à employer dans les projets ont été standardisées de façon à rendre compte au mieux des données expérimentales. Ce sont elles qui sont appelées courbes de Wöhler. Elles sont associées à des catégories de détails définies par les textes normatifs actuels (Eurocodes).

Pour les ponts métalliques, qui seuls ici nous concernent, il existe 14 catégories de détails relatives aux contraintes normales et 2 catégories de détails relatives aux contraintes de cisaillement (fig. 7.26). A chaque catégorie correspond une courbe de Wöhler caractérisée par un point qui est, conventionnellement, la résistance à deux millions de cycles. Par exemple, la catégorie 112 (contraintes normales) correspond à une étendue de contrainte à rupture de $\Delta\sigma = 112$ MPa à deux millions de cycles. Par ailleurs, des tableaux fournissent la classe de résistance à la fatigue de différents assemblages ou détails constructifs. On notera que toutes ces courbes comportent, au-delà de 10^8 cycles, un palier horizontal appelé **limite de troncature**.



Exemple de courbe de Wohler relative à un détail particulier sous contrainte normale (d'après l'Eurocode 3)



Exemple de courbe de Wohler relative à un détail particulier sous contrainte tangente (d'après l'Eurocode 3)

Fig. 7.26 - Exemples de courbes de Wohler.

En résumé, pour une classe de détail donnée, il n'y a pas de fatigue si aucun cycle ne dépasse la limite de fatigue sous amplitude constante. Si une partie des cycles dépasse cette limite, tous les cycles situés au dessus de la limite de troncature doivent être pris en compte en association avec la courbe de Wohler modifiée correspondante.

7.7.1.2 Les histogrammes de contraintes

Dans les ouvrages d'art soumis aux trafics routiers ou ferroviaires usuels, les actions appliquées aux structures engendrent des contraintes assimilables à des fonctions aléatoires du temps. Il convient alors d'interpréter les fonctions $\sigma(t)$ en termes d'étendue de variation de contraintes pour les rendre exploitables dans le cadre d'un calcul d'endommagement. Pour cela, on établit des histogrammes de variations de contraintes à l'aide de méthodes de comp-

tage dont les plus courantes sont celles dites de la "goutte d'eau" ("rainflow" en anglais) ou du "réservoir", dont le but est de réduire une série irrégulière de fluctuations de contraintes à une simple liste de cycles de variations de contraintes.

Quelle que soit la méthode de comptage adoptée, on peut former une distribution ou un spectre en considérant le nombre n_i de cycles de chargement induisant une variation de contrainte $\Delta\sigma_i$ (fig. 7.27). Par exemple, on convient de discrétiser les variations de contraintes de telle sorte que $\Delta\sigma_i$ représente la valeur moyenne d'un intervalle de variation dépendant de la finesse de la discrétisation choisie :

$$\Delta\sigma_i = \frac{\Delta\sigma'_{i-1} + \Delta\sigma'_{i-2}}{2}$$

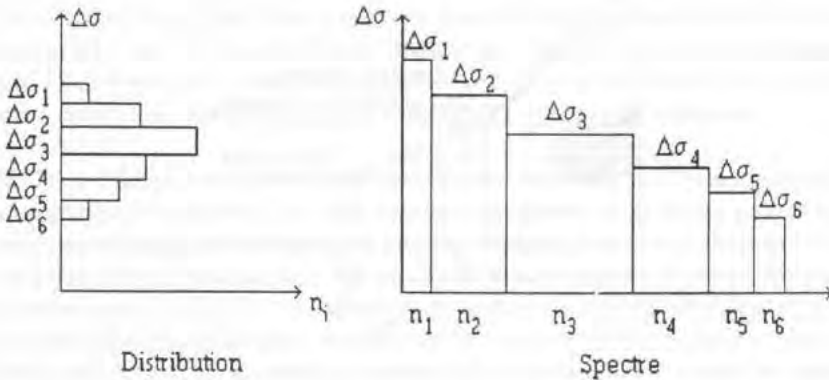


Fig. 7.27 - Discrétisation des histogrammes de contraintes.

7.7.1.3 Notion de durée de vie en fatigue

L'endommagement D est calculé, dans la pratique, sur une durée de calcul déterminée t (durée d'observation des cycles de chargement) ; c'est donc une fonction du temps, $D(t)$. Dans le cas de cycles d'amplitude constante, le nombre de cycles est directement proportionnel au temps t d'application (à condition que le phénomène garde la même fréquence) et la fonction $D(t)$ déduite de la loi de Palmgren-Miner est donc une fonction linéaire de t . L'endommagement $D(T)$ calculé pour une durée T différente est lié à $D(t)$ par la relation :

$$D(t) = \frac{t}{T} D(T)$$

Si T représente la *durée de vie en fatigue* de la pièce ou de l'assemblage considérés, $D(T) = 1$ par définition, de sorte que :

$$T = \frac{t}{D(t)}$$

On admet que ceci reste valable dans le cas d'une fonction $\sigma(t)$ assimilable à un processus aléatoire stationnaire et pour une durée du calcul (donc d'observation) suffisamment longue.

Les histogrammes de contraintes étant discrétisés, le dommage en fatigue, pour une durée donnée, est donc calculé à l'aide de la loi de Palmgren-Miner, et par référence aux courbes de Wöhler (fig. 7.28) :

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i^m \cdot n_i}{C_m}$$

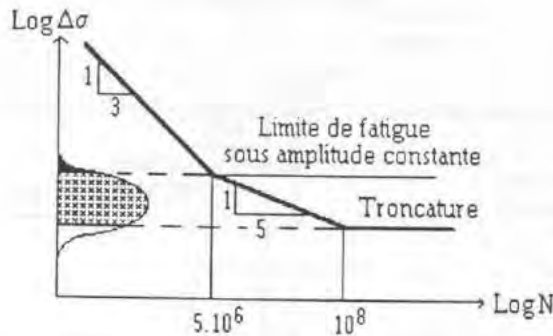


Fig. 7.28

7.7.1.4 Les effets de la fatigue dans les ponts routiers

Les charges dues au trafic routier induisent dans les tabliers de ponts des cycles d'intensité et de fréquence élevées ; ils sont donc potentiellement susceptibles de s'endommager en fatigue. Mais ce phénomène n'est tributaire ni des charges apportées par les essieux légers, même s'ils sont nombreux, ni de celles apportées par les essieux très lourds, qui sont généralement plutôt rares. Les charges déterminantes sont les charges intermédiaires. Sur certains ponts, on a pu constater qu'environ 92% de l'endommagement était dû à seulement 23 à 27% du nombre total d'essieux de poids compris entre 40 et 200 kN.

Dans le cas des ponts métalliques, la longueur de la ligne d'influence considérée a une grande importance. Lorsqu'elle est très courte (de l'ordre du mètre, ce qui correspond sensiblement à la distance entre deux essieux d'un même véhicule), l'élément se comporte comme s'il était soumis à une succession d'applications de charges individuelles. Lorsque la longueur de la ligne d'influence est de l'ordre de 2 à 3 mètres (cas d'un raidisseur longitudinal), l'historique des contraintes fait apparaître l'influence non seulement des charges d'essieux individuelles, mais aussi celle combinée de deux ou trois essieux, d'où une forme de spectre des amplitudes de variation des contraintes un peu différente. Pour une ligne d'influence de longueur comprise entre 5 et 8 m (cas d'une entretoise), le nombre de cycles devient fonction des groupes d'essieux, et pour de plus grandes longueurs, il est fonction des groupes de véhicules.

En considérant la forme du spectre des amplitudes de variation des contraintes typiques pour les éléments du tablier et en calculant la durée de vie en fatigue pour les valeurs de l'amplitude maximale de cycle du spectre éventuellement extrapolé en relation avec la limite de fatigue sous amplitude constante, il apparaît clairement que la contrainte maximale doit être telle que soit garantie une durée de vie de l'ordre de 75 à 100 ans. Il en résulte que la majeure partie de l'endommagement est relative à la partie de la courbe $\Delta\sigma-N$ correspondant à $m = 5$ et pour des nombres de cycles supérieurs à 10^7 . Ainsi, à titre de simplification, le calcul de l'endommagement potentiel peut être basé sur la puissance $1/5$ de l'amplitude de cycle.

Les charges transmises par les roues des véhicules aux éléments d'un tablier de pont ont un caractère dynamique dû à leurs masses suspendues, aux irrégularités de la chaussée et à la réponse dynamique du tablier. En général, l'amplification dynamique est la plus forte au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, par exemple près des joints de dilatation aux extrémités du pont. Dans ces zones, des coefficients d'amplification dynamique allant jusqu'à 1,7 ont été mesurés. Dans d'autres zones, les valeurs les plus élevées peuvent atteindre 1,4. De plus, les contraintes mesurées sont souvent influencées par la vitesse du véhicule à cause du comportement viscoélastique de la couche de roulement.

Les tabliers à dalle orthotrope sont particulièrement concernés par l'endommagement en fatigue. Ceux qui furent conçus et construits dans les années 50 et 60 ont prouvé leur bon comportement et leur durabilité pendant plus de vingt ans. Le concept de pont en caisson dans lequel la couverture orthotrope est associée au fonctionnement d'ensemble de la structure a conduit à des réductions considérables de poids mais les effets des charges d'exploitation, et notamment les effets de la fatigue, ont été parfois sous-estimés par le passé. Ainsi, dans quelques ponts où les assemblages soudés des cadres transversaux avec les raidisseurs transversaux des âmes des poutres principales ne respectaient pas les règles de conception à la fatigue, des fissures furent découvertes, notamment dans les endroits où, du fait de la présence de raidisseurs rigides ou de diaphragmes, la flexibilité de la couverture orthotrope sous l'effet des charges de trafic subissait une discontinuité brutale, d'où des actions dynamiques (chocs) amplifiant des variations de contraintes locales répétées.

7.7.1.5 Vérification pratique des ponts métalliques à la fatigue

Dans la pratique, on peut effectuer une vérification "physique" à la fatigue d'un assemblage dans un pont en déterminant l'histogramme des variations de contraintes réelles sous l'effet des charges issues d'un enregistrement de trafic représentatif et en calculant l'endommagement D qu'il subit à l'aide de la règle de Palmgren et Miner. On s'assure alors que D reste inférieur à 1 pendant la durée de vie prévue pour l'ouvrage (100 ans en principe).

Mais une telle méthode suppose que l'on dispose d'échantillons représentatifs du trafic attendu sur l'ouvrage projeté et d'un logiciel permettant de les traiter. Afin de simplifier au maximum les calculs en fatigue, la réglementation prévoit l'usage d'un convoi unique (camion ou assimilé), spécialement calibré pour qu'un seul passage de ce convoi sur le pont induise une variation de contrainte représentative des effets du trafic réel. Dès lors, la vérification à la fatigue des ponts routiers se ramène à une vérification sous cycles de variation de

contraintes d'amplitude constante et la notion de dommage cumulé n'apparaît plus explicitement.

Les conséquences de la prise en compte de la résistance en fatigue portent essentiellement sur le dimensionnement des poutres principales des ouvrages de faible ou de moyenne portée, notamment au niveau de l'assemblage des montants d'âme verticaux sur les semelles inférieures à mi-portée des travées et dans les zones faiblement sollicitées en flexion.

7.7.2 Les phénomènes d'instabilité

Une des particularités du comportement des poutres formant une structure métallique réside dans les phénomènes d'instabilité susceptibles d'affecter leurs voiles constitutifs. D'une façon générale, les instabilités de forme recouvrent des déformations inhabituelles par rapport à celles que permet de prévoir la théorie des petits déplacements de la résistance des matériaux classique.

Dans une poutre en I soumise à un moment fléchissant important, les principaux phénomènes d'instabilité (fig. 7.29) sont :

- le déversement de la membrure comprimée, qui se traduit par une torsion du profil et des déformations locales (par exemple, une poutre chargée dans le plan de son âme fléchit tout d'abord verticalement, puis, pour une certaine valeur critique de la charge inférieure à la charge de ruine en flexion, cette poutre devient instable et déverse latéralement) ;
- le flambement par torsion de la membrure comprimée, phénomène en partie lié au précédent ;
- le voilement de l'âme suivant des lignes de déformation horizontales (flexion pure) ou des lignes de déformation obliques (effort tranchant).

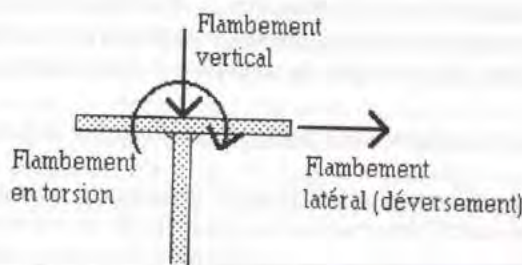


Fig. 7.29 - Schématisation des divers modes de flambement.

D'autre part, la résistance d'une poutre sous un effort concentré dans le plan de son âme doit être examinée avec soin non seulement pour l'ouvrage en service, mais également en cours de lancement. En effet, une poutre en I soumise à un tel effort peut être affectée, selon son intensité et l'élançement de l'âme, par l'un ou l'autre des modes de ruine suivants (fig. 7.30) :

- la plastification très localisée de l'âme immédiatement sous la charge (*yielding* ou *crushing* en anglais) ;

- le voilement d'ensemble de l'âme (*buckling* en anglais) affectant toute la hauteur de cette dernière ;
- la formation d'un mécanisme dans la membrure supérieure (*crippling* ou *dimpling* en anglais) affectant une partie de l'âme sur une hauteur de l'ordre de 50 fois son épaisseur.

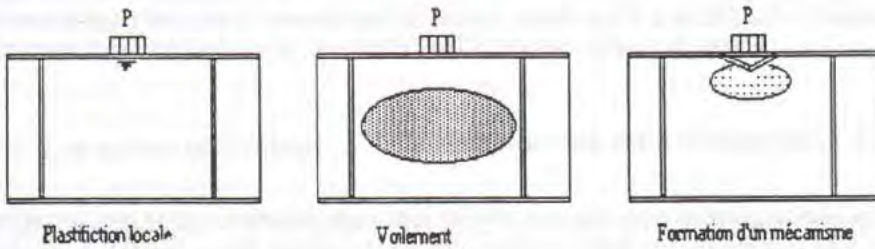


Fig. 7.30

La plupart des dispositions constructives adoptées ont pour but d'empêcher l'apparition de tels phénomènes dans l'ouvrage en service. Cependant, il convient de noter que le voilement des âmes de poutres ne présente pas le caractère dangereux des phénomènes d'instabilité pouvant affecter les pièces longilignes comprimées. En effet, leurs bords étant immobilisés par les semelles, l'accroissement de leur déformation transversale est contrecarré par l'apparition, dans leur plan, d'efforts de type membrane : ces efforts jouent le rôle de raidisseurs naturels. Ainsi, une fois que l'instabilité s'est produite, les voiles minces en acier développent une réserve de résistance liée au travail des forces de membrane. Dans l'état "pré-critique", c'est-à-dire lorsque les sollicitations sont d'intensité modérée, l'âme d'une poutre fléchie se déforme en respectant le principe de conservation des sections planes (fig. 7.31). Dans l'état "post-critique", les contraintes normales en section droite se redistribuent pour se concentrer dans les zones stables du panneau.

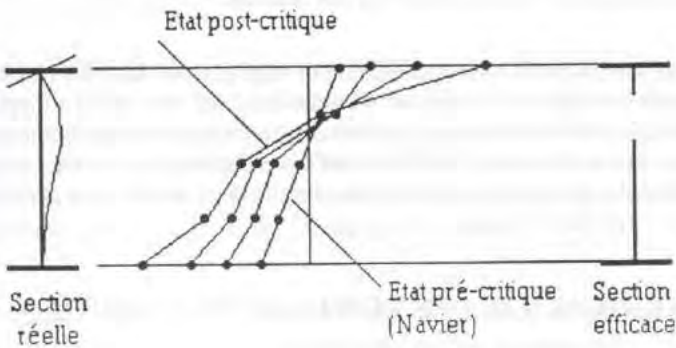


Fig. 7.31

L'étude et la vérification des poutres mixtes à l'état-limite ultime sont basées sur le concept de "largeur efficace" : ce concept ne concerne pas seulement les âmes des poutres, mais également leurs semelles ou les fonds de caissons entre raidisseurs longitudinaux. Les normes actuelles (Eurocodes 3 et 4) marquent un progrès important par rapport aux anciens textes en introduisant la théorie non linéaire de l'instabilité qui, en permettant de prendre en compte le comportement post-critique des parois minces soumises à des sollicitations normales ou tangentielles, bénéficie, à l'état-limite ultime, de coefficients de sécurité issus des travaux de recherche les plus récents.

7.7.3 Contraintes dans les caissons

Les caissons à quatre ou trois âmes métalliques sont généralement à exclure pour les ouvrages d'art. S'ils sont étroits, leur fabrication est difficile et s'ils sont larges, le métal de leur membrure inférieure est mal utilisé. De plus, comme dans le cas des caissons en béton précontraint, la répartition des contraintes dans les sections droites peut être assez différente de celle déduite des méthodes usuelles de la résistance des matériaux. Il convient donc de s'en tenir, dans les cas courants, à des caissons à deux âmes. Ces dernières peuvent être inclinées ; leur fabrication est un peu plus coûteuse mais l'inclinaison permet de diminuer la largeur et le raidissage du fond. Elles présentent un aspect plus esthétique, et la taille des appuis du pont peut être un peu réduite.

Au niveau du calcul des contraintes, les perturbations à la distribution des contraintes normales dues aux contraintes de cisaillement (*shear-lag*) jouent un rôle prépondérant. En particulier, la tôle de fond doit être étudiée avec soin : si elle est de grande largeur, elle ne peut participer en totalité à la flexion d'ensemble. On introduit ainsi la notion de "largeur participante" à affecter à chaque âme. Pour le calcul des sollicitations, cette notion est de peu d'intérêt car, même en tenant compte de cette largeur participante, on modifie peu le rapport des rigidités entre les travées, et donc les sollicitations. Par contre, elle doit être introduite dans les vérifications de résistance. Pour faire participer correctement toute la tôle de fond d'un caisson vis-à-vis de la flexion, de nombreux concepteurs recourent volontiers à des caissons plutôt étroits, les encorbellements de la plateforme étant supportés, selon leur largeur, par des raidisseurs transversaux ou des bracons.

Les effets de la torsion gênée sont généralement négligeables dans les caissons : ils ne se développent que dans le cas de sections très étroites avec des voiles exceptionnellement épais. De même, la distorsion due aux charges dissymétriques peut également être négligée si les caissons sont correctement raidis à l'aide de diaphragmes (voiles complets) ou de cadres constitués d'une pièce de pont, de consoles, de deux montants et éventuellement des diagonales pour rigidifier le cadre.

7.8- LA FABRICATION DES PONTS MÉTALLIQUES

La conception des ponts métalliques est, comme pour tout ouvrage d'art, largement tributaire des méthodes de fabrication. La particularité des ouvrages métalliques provient du fait

que leur matériau de base est élaboré dans une usine sidérurgique, que les produits sont transformés dans une usine de construction métallique, que le montage définitif s'effectue sur le site et qu'entre ces trois lieux on doit prévoir la manutention et le transport des éléments.

Toutes ces étapes créent des contraintes dimensionnelles entraînant une construction de l'ouvrage par tronçons élémentaires assemblés sur le site. Ceci explique l'importance des techniques d'assemblage et leur incidence sur l'économie globale du projet.

7.8.1 Les aciers utilisables

Les prescriptions relatives aux aciers sont principalement définies dans le Fascicule 4 Titre III du CCTG relatif à la fourniture d'aciers laminés pour les constructions métalliques. Ce texte fait référence à un certain nombre de normes, dont les plus importantes sont la norme EN 10-025 (anciennement NF A 35-501 - aciers de construction d'usage général) et la norme EN 10-113 (anciennement NF A 36-201 - tôles en acier à haute limite d'élasticité pour constructions soudées).

La norme EN 10-025 définit trois nuances sous les appellations Fe 360, Fe 430 et Fe 510, et plusieurs qualités notées B, C, D1, D2, DD1 et DD2, les deux dernières étant réservées à la nuance Fe 510. Le nombre suivant le symbole Fe désigne la contrainte à rupture (en MPa). La norme EN 10-113 définit deux nuances d'acier notées Fe E 275 et Fe E 355.

Dans la pratique, les aciers employés pour la construction des ponts métalliques relèvent de la norme EN 10-113, les aciers relevant de la norme EN 10-025 étant plutôt destinés aux ossatures de bâtiments. Cependant, certains aciers relevant de cette dernière norme sont encore employés pour confectionner les âmes, les raidisseurs longitudinaux, les montants d'appui des poutres et toutes les pièces secondaires dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 30 mm.

D'autres aciers, non définis dans les normes précédemment citées, sont également employés. Par exemple l'acier E 460 est un acier à haute limite d'élasticité employé dans les constructions fortement sollicitées ou dans les constructions pour lesquelles la recherche de l'allègement est le souci majeur. Il commence à être employé dans la construction des ponts : on peut citer le cas du pont Mathilde sur l'île Lacroix à Rouen pour lequel des tôles de 50 mm d'épaisseur ont été commandées, en 1977, dans cette nuance.

Dans des cas limités (cf. Recommandations de la direction des Routes datées du 26 septembre 1985), on peut employer des aciers relevant d'autres normes telles que la norme EN 10-155 (aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique, dits "aciers autopatinables").

Enfin, signalons l'apparition d'un acier thermo-mécanique fort intéressant, produit par GTS Industries, dont le procédé de laminage, à température faible et contrôlée, permet d'obtenir des propriétés mécaniques supérieures aux autres aciers avec un faible taux de carbone, ce qui favorise sa soudabilité.

7.8.2 La fabrication des produits en acier

Les usines élaborant des produits sidérurgiques doivent être agréées par la CIPACAS (Commission Interministérielle Permanente d'Agrément et de Contrôle des Aciers Soudables). Ces produits sont variés et nombreux et leur classification est effectuée par regroupement de formes. Les produits utilisés en structures d'ouvrages d'art sont :

- les laminés marchands (profils pleins, angulaires, fers plats) ;
- les poutrelles en I, H, U, profilés spéciaux ;
- les tôles d'épaisseur constante ou variable ;
- les produits pour béton (barres et fils).

Les tôles constituent le produit de base des poutres en I reconstituées soudées (PRS) ou des poutres caissons, car elles permettent une utilisation optimale de la matière et offrent un éventail de choix important en nuances et qualités. C'est un produit fait "sur mesure", mais dont les dimensions sont limitées.

La largeur maximum des tôles est fixée par la largeur de la cage du laminoir (quarto) soit environ 4,70 m. Les dimensions maximales en longueur et en épaisseur dépendent du volume de métal de la brame (demi-produit) qui va être laminée. Ce volume est variable selon les aciéries. Les plus grandes longueurs proposées dépassent la trentaine de mètres pour des épaisseurs inférieures à 20 mm et pour une largeur variant de 1,50m à 3,80 m. L'épaisseur maximum n'est pas limitée par l'opération de laminage mais par d'autres considérations dont, notamment, la soudabilité ou les procédés d'exécution des ouvrages. Ainsi la plus forte épaisseur admise actuellement en France par les normes est de 150 mm. Le poids maximal de la feuille est de l'ordre de 15 à 20 tonnes, le poids minimal varie de 3 à 5 tonnes.

Les poutrelles sont également très employées. Ce sont la plupart du temps des profilés normalisés dont les dimensions et caractéristiques mécaniques sont fixées par des normes. Chaque produit est livré avec certaines tolérances dont le constructeur doit tenir compte pour fabriquer les assemblages.

7.8.3 Le transport des produits sidérurgiques

Les produits sidérurgiques sont acheminés vers les usines de construction métallique par voie routière ou, plus fréquemment, par voie ferrée lorsqu'elles sont reliées de façon commode au réseau ferroviaire. Les produits transportés doivent donc être compatibles avec les exigences du gabarit ferroviaire.

Les dimensions maximales de transport normal sont de 24 m en longueur et 2,70 m en largeur. Elles peuvent aller jusqu'à 33 m en longueur pour une largeur concomitante maximale de 2,80 m ou à 24 m pour une largeur de 4,00 m. Il est prudent de vérifier au cas par cas les dimensions auprès de la SNCF.

7.8.4 La fabrication des structures en atelier

L'ouvrage à construire prend naissance dans les usines de construction métallique. Les produits sidérurgiques y sont transformés en éléments d'ouvrage dont les caractéristiques sont limitées par les possibilités de manutention, de façonnage et de transport. L'équipement de l'atelier et son agencement deviennent alors primordiaux pour le coût de fabrication. Les principales opérations de fabrication en atelier sont :

- la préparation de la fabrication : programmation des machines à commande numérique, mise en tôle des différentes pièces à réaliser ;
- le débit des pièces élémentaires : marquage de chaque pièce, traçage des contours et des repères de positionnement, perçage des trous, découpage des pièces ;
- la reconstitution des poutres : mise en position des pièces élémentaires, placage des tôles, préchauffage de la zone à souder, soudage, redressage après soudure ;
- l'habillage des poutres : mise en place et soudure des raidisseurs, des montants d'appui et de vérinage, des connecteurs ;
- la mise en peinture d'atelier.

Tout au long de la fabrication, on procède à des contrôles de la géométrie des pièces, de la qualité des cordons de soudure et du système de protection anti-corrosion.

7.8.5 Le transport des tronçons sur le site

Pour acheminer les tronçons sur le site, le constructeur a le choix entre trois solutions :

- le transport routier ;
- le transport ferroviaire ;
- le transport fluvial ou maritime.

7.8.5.1 Transport routier

• Transport par camions semi-remorques

C'est le moyen le plus souple puisqu'il permet d'atteindre pratiquement tous les sites. La pièce est chargée sur une remorque (éventuellement à rallonge) dont les caractéristiques sont :

- poids maximum de la pièce : 20 à 30 tonnes suivant la remorque et la forme de la pièce ;
- longueur maximum : 22 m environ ;
- largeur maximum : 3,20 m en chargement vertical et 4,50 m en chargement horizontal.

La pièce sert de châssis au véhicule de transport. Ce sont donc les conditions du trajet suivi par le convoi qui limitent le transport et une reconnaissance préalable du parcours est indispensable. Les limites les plus courantes des pièces sont indiquées dans le tableau suivant.

	Critère de longueur maximale	Critère de largeur maximale
Longueur	33 / 35 m	25 / 27 m
Hauteur	3 m	—
Largeur	3 m (environ)	5 à 6 m
Poids du colis	70 à 80 t (plus le poids du matériel de transport s'élevant à 20/25 t)	70 à 80 t (plus le poids du matériel de transport s'élevant à 20/25 t)

Le positionnement du colis a une grande importance, notamment vis-à-vis des déformations possibles lors du transport et de la fatigue de certains assemblages.

7.8.5.2 Transport ferroviaire

La pièce est chargée verticalement ou horizontalement sur un wagon dont les limites dimensionnelles sont plus contraignantes que celles d'un camion :

- longueur : 32 m au maximum ;
- hauteur : 3 m environ (chargement à plat) ;
- largeur : 2,50 m environ ;
- poids du colis : 50 t.

L'intérêt d'un transport ferroviaire est conditionné par la possibilité de décharger les wagons à proximité immédiate du site.

7.8.5.3 Transport fluvial ou maritime

Ce mode de transport est particulièrement économique, mais rarement employé car il nécessite l'existence d'un quai de chargement à proximité immédiate de l'usine de construction métallique et la compatibilité avec la méthode de montage de la structure sur le site. Les pièces sont principalement limitées par le volume et non par le poids. C'est cependant par ce moyen que l'on peut transporter les plus gros colis. En transport fluvial, les limites dimensionnelles sont fixées par les caractéristiques des voies navigables utilisées, la taille des écluses et par les gabarits de navigation au passage des ponts.

7.8.6 Le montage des ponts sur chantier

Le montage des structures métalliques comporte en fait deux opérations élémentaires : l'assemblage des tronçons et la manutention des tronçons ou de la structure complète en vue de la mettre dans sa position définitive. En dehors de cas particuliers généralement plus onéreux, deux techniques sont utilisées :

- la pose à la grue (encore appelée mise en place par levage), la plus simple et la plus économique, mais rarement exécutable du fait des difficultés d'accès sur le site ;
- le lançage (équivalent au poussage des ponts en béton).

7.8.6.1 La mise en place par levage

Cette technique consiste à mettre en place, par levage, des éléments de la plus grande dimension possible, soit qu'ils aient pu être amenés directement des ateliers du constructeur, par route ou par voie d'eau, soit qu'ils aient été pré-assemblés au sol à proximité de leur emplacement définitif. Le gros avantage de cette technique est de réduire au minimum les travaux de réglage et de réalisation des joints en place, dans des conditions difficiles et onéreuses. Sa principale difficulté réside dans l'obligation d'avoir des abords permettant l'amenée, la manutention et éventuellement le pré-assemblage des pièces.

Cette technique est très ancienne ; elle a bénéficié des améliorations des moyens de transport terrestres et flottants, et, bien entendu, de l'augmentation des performances des moyens de manutention, qu'il s'agisse des grues terrestres de moyenne et grosse puissance, des bigues ou engins de manutention flottants, des appareillages spéciaux de levage (treuils, mouflages, mais le plus souvent de vérins, en raison de l'importance des charges à manutentionner) (fig. 7.32).



Fig. 7.32 - Construction du pont de l'Alma à Paris (photo SETRA).

La limite des engins de levage n'est généralement pas déterminée par leur force au crochet, mais par le moment de renversement qu'ils peuvent supporter. C'est certainement une des techniques où l'ouvrage en cours de montage est le moins sollicité par des contraintes importantes.

Par contre, et dans le cas de poutres à âme simple, il faut étudier de très près les problèmes d'instabilité et de déversement des poutres, d'une part lorsque celles-ci sont suspendues aux crochets des engins de manutention, et d'autre part lorsqu'elles sont positionnées et lâchées

par les engins. Cette étude doit tenir compte, en plus des efforts habituellement pris en compte, des phénomènes d'enseuillement qui dans certains cas peuvent amorcer un déversement.

Bien entendu, cet inconvénient important n'existe pas lorsque l'élément à mettre en place est un caisson dont la raideur est très importante à la torsion.

7.8.6.2 *Le lançage des structures métalliques*

L'opération de lancement consiste à tirer, à l'aide d'un treuil mouflé pour multiplier l'effort de traction, tout ou partie de l'ossature porteuse en la faisant rouler sur des galets ou glisser sur des patins en téflon (fig. 7.33).



Fig. 7.33 - Pont d'Issy-les-Moulineaux. Lançage de l'ossature métallique (photo ABG).

On commence par assembler tout ou partie de l'ossature sur une aire d'assemblage. La plateforme de lancement doit avoir une longueur au moins égale à deux fois la longueur de la travée de rive et une largeur égale à celle de l'ossature augmentée de part et d'autre d'un débord de l'ordre de 2,5 m. Son niveau est approximativement calé à celui de l'arase supérieure du chevêtre de culée. Lorsque la plateforme n'est pas assez longue pour que l'on puisse y assembler complètement le tablier ou lorsque le pont a une longueur supérieure à 150 m, on procède à des lancements successifs.

L'ossature est posée sur des calages provisoires disposés au quart de la longueur de chaque tronçon à partir de l'extrémité de façon à ce que les flèches et les rotations aux extrémités soient pratiquement nulles. La continuité des tangentes aux extrémités doit être réalisée à chaque raboutage. Les assemblages sur chantier se font par soudure bout à bout manuelle,

en commençant par la soudure des semelles puis par celle de l'âme, de façon à laisser se développer le retrait de soudure. On positionne ensuite les éléments transversaux.

Une fois assemblée, l'ossature est descendue sur le système de lancement. Celui-ci peut être constitué par des galets placés sur des balanciers permettant un équilibre rigoureux des charges entre les différents rouleaux d'un même appui. Les chaises de lancement pouvant supporter deux, quatre, ou même exceptionnellement huit galets. Le guidage latéral est assuré par un galet d'axe vertical s'appuyant sur le bord de la semelle inférieure. Une amélioration a été apportée par les chaises dites à câbles, dans lesquelles l'équilibrage n'est plus assuré par des balanciers mais par un câble sans fin sur lequel vient porter un nombre quelconque de galets. Ces chaises ont une hauteur constante faible et en cas de rupture d'un galet la descente de l'ouvrage se trouve donc limitée à quelques centimètres, alors que dans les chaises à balanciers cette même rupture peut occasionner une chute voisine du mètre ou même plus.

Les chaises à câbles, du fait de leur conception et de leur robustesse ont permis d'envisager leur emploi combiné avec des plaques d'orientation à billes et des chariots ripeurs transversaux pour effectuer les lançages des ponts courbes. Par la suite, ces mêmes dispositifs combinés, placés sur des systèmes à vérins permettant un équilibrage rigoureux transversal des charges, ont permis de lancer des ponts caissons particulièrement importants droits ou courbes et pour lesquels la moindre dénivellation transversale risquait d'occasionner d'importants dommages dans les âmes des poutres.

On peut aussi remplacer le système de roulement par un système à glissement. Le déplacement se faisant alors, non plus sur des galets, mais sur des patins revêtus de téflon glissant sur des plaques de métal parfaitement lisses (plaques inox ou chromées). Dans ce cas, le mouvement de l'ouvrage n'est pas assuré par des treuils de traction et de retenue, mais par des vérins dont la course correspond sensiblement à la longueur des patins de glissement. Dans l'état actuel des techniques, il semble que les deux procédés soient complémentaires :
— les patins de glissement s'appliquant parfaitement aux charges très importantes, par exemple dans le cas d'une ossature mixte lancée avec sa dalle en béton ;
— les chaises à galets s'appliquant parfaitement aux charges moyennes (300 tonnes par appui) et surtout aux grandes vitesses de lancement.

L'ossature est munie d'un avant-bec (fig. 7.34) qui a pour fonction de réduire les efforts dans l'ouvrage, son poids étant inférieur à celui de l'ossature, et de rattraper la flèche prise par les poutres lors du franchissement des travées. Il est démonté soit avant qu'il n'atteigne la culée opposée, soit après si le mur garde-grève et les remblais contigus ne sont pas réalisés. L'ossature peut également être munie d'un arrière-bec sur lequel sont fixés les moufles et supportant éventuellement un lest d'équilibrage. L'ouvrage peut alors être lancé dans sa totalité. L'effort de déplacement est créé entre la culée côté départ et l'arrière de l'ouvrage au moyen d'un treuil et d'un câble mouflé. Un treuil et un mouflage de retenue évitent tout déplacement intempestif de la structure et permettent éventuellement d'inverser l'opération de lancement. L'effort global nécessaire au lancement d'une ossature métallique est de l'ordre de 10 % de la charge déplacée.



Fig. 7.34 - Ossature métallique en cours de lancement avec un avant-bec (photo JAC).

Le lancement des poutres se fait à une vitesse de l'ordre de 0,50 m à 1 m à la minute mais, compte tenu des délais nécessaires pour le franchissement des piles, les opérations de dénivellation des appuis et les reprises de mouflage du treuil de halage, il faut compter une demi-journée pour franchir une travée de 50 m à 70 m et deux jours pour lancer un pont à trois travées de 100 m à 150 m de longueur.

L'étude de ce type de montage comporte, en particulier, la vérification au voilement de l'ensemble des âmes des poutres lors du passage sur les appareils de lancement et le réglage de dispositifs permettant une parfaite répartition des charges sur les différents appuis. Il est apparu, en effet, que les tolérances de fabrication, donc imprévisibles au moment de l'étude, pouvaient occasionner, en cours de lancement s'il n'en était pas tenu compte, des changements de répartition d'efforts sur appui pouvant aller pratiquement à la suppression d'une réaction sur deux et donc au doublement des efforts sur les chaises et des efforts tranchants dans l'âme supportant toute la charge ; âme qui, bien entendu, n'est pas calculée pour supporter ces efforts parasites.

Le domaine d'emploi du lancement est vaste : il est possible de mettre en place des charpentes jusqu'à des portées de 90 m dans le cas de travées isostatiques et de 110 m dans le cas de travées continues. Les tracés en plan peuvent être droits ou courbes mais il faut se méfier toutefois des rayons de courbure inférieurs à 500 m. La hauteur et l'écartement des poutres peuvent être constants ou variables, mais, dans ce dernier cas, il faut rester dans des limites raisonnables.

7.8.6.3 Les autres méthodes de montage

Il existe bien d'autres méthodes de montage que nous ne détaillerons pas ici. En fait, dans chaque cas particulier, l'entreprise recherche les méthodes les plus simples, les plus rapides et les plus économiques pour réaliser cette opération. Ainsi en site aquatique, on peut charger un tronçon ou un tablier complet sur des pontons flottants munis de palées provisoires. Ils permettent d'amener l'ouvrage sur le site à un niveau légèrement supérieur à son niveau définitif et de le déposer sur ses appuis en profitant des phénomènes de marée ou par simple ballastage des barges.

Certains ponts métalliques sont montés aussi suivant la méthode en encorbellement. Elle consiste à assembler l'ossature par éléments en fixant successivement chaque tronçon sur une partie déjà en place. Cette technique est particulièrement délicate pour respecter la géométrie du profil en long et réaliser les assemblages soudés. On ne l'emploie pratiquement que lorsque les autres méthodes ne paraissent pas viables, notamment pour les grands arcs, les ponts à haubans de grande portée ou la construction de travées continues de grandes portées. La cadence de montage est de l'ordre de 10 m à 20 m par semaine (montage de la travée principale du pont de Normandie, 1993-1994).

Enfin, certaines méthodes de montage très particulières ont été imaginées pour la mise en place d'éléments importants. Pour plus de détails, nous renvoyons le lecteur aux revues spécialisées (montage du pont à béquilles de Martigues ; montage de la travée métallique du pont de Cheviré près de Nantes). Bien entendu, il est très fréquent que plusieurs de ces procédés soient employés simultanément pour la construction d'un même ouvrage.

7.9- PROTECTION CONTRE LA CORROSION

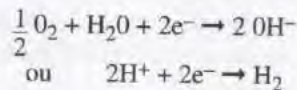
Sous l'action d'agents atmosphériques ou de réactifs chimiques, les matériaux métalliques se corrodent, c'est-à-dire ont tendance à retourner à leur état originel d'oxydes, sulfures, carbonates etc., ou sous une autre forme plus stable par rapport au milieu environnant, et, par suite, à subir une détérioration de leurs propriétés.

Dans les ouvrages de génie civil, la corrosion de l'acier qui se manifeste de manière prédominante est la corrosion dite en solution, ou corrosion humide, correspondant à un phénomène de nature électrochimique. Son principe est simple : une pile se forme entre le métal et une impureté (par exemple une trace de calamine) en raison des différences de potentiel entre les deux éléments. La solution aqueuse jouant le rôle d'électrolyte, il y a mise en solution de l'ion métallique correspondant selon la réaction suivante, dite réaction *anodique*, traduisant le passage du métal à un degré d'oxydation supérieur :



En réalité, le produit de la corrosion n'est effectivement l'ion Fe^{++} en solution que dans certains domaines de composition de la solution corrosive.

Simultanément, se produit une réaction cathodique de réduction de l'eau ou de l'hydrogène :



Cette dernière réaction ne se produit généralement qu'en milieu acide.

Les facteurs de corrosion sont très nombreux. De manière simplifiée et non exhaustive, on peut dire que les uns dépendent du métal lui-même, et que les autres dépendent du réactif. Les facteurs dépendant du métal se répartissent en facteurs métallurgiques (composition, traitement thermique, traitements mécanique et de surface) et en facteurs liés aux conditions d'utilisation (conception des pièces et des assemblages, sollicitations mécaniques, état de surface). Les facteurs dépendant du réactif sont essentiellement sa nature, sa concentration, son pH, sa teneur en oxygène, la température, la pression, la présence d'impuretés ou d'inhibiteurs.

Un acier ordinaire, laissé sans protection spéciale à l'air libre, se couvre d'une couche d'oxydes constituant ce que l'on appelle la rouille. Cette rouille possède un volume très supérieur à celui de l'acier : plus du sextuple en cas de renouvellement non limité de l'oxygène. Elle devient de plus en plus adhérente et se forme donc au détriment du matériau sain. Dans ce processus, les rôles principaux sont, en général, tenus par l'oxygène et l'eau. L'expérience montre que la corrosion ne devient sensible qu'au delà d'un certain seuil du taux d'humidité relative, de l'ordre de 50 à 70%. Mais la présence de poussières et autres dépôts solides étrangers à la surface de l'acier peut abaisser notablement la valeur de ce seuil et favoriser l'apparition de la corrosion. Certains composants, tel le sulfate d'ammonium, sont intrinsèquement nuisibles : ils induisent et favorisent la corrosion à l'endroit où ils se déposent. D'autres composants agissent indirectement, par exemple en absorbant les gaz sulfureux acides (comme la suie), et peuvent ainsi activer très fortement la corrosion. Il en résulte que la pollution atmosphérique, malheureusement fort importante dans les sites urbains des pays industrialisés, contribue à l'accélération du processus de corrosion. Les agents agressifs les plus courants sont l'anhydride sulfureux (issu de la combustion des fuels domestiques et industriels) et les chlorures hygroscopiques tels les chlorures de lithium, de calcium et de magnésium. A noter que les condensations en fin de journée, se produisant sur des structures implantées en site urbain, apportent souvent davantage d'acide que les précipitations provenant des couches plus hautes de l'atmosphère : on peut rencontrer une corrosion plus active dans des sites relativement abrités alors qu'en des endroits complètement exposés, la pluie, en délavant les condensations fortement acides éventuelles, contribue notablement à amoindrir la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation : par exemple, une augmentation de $10^\circ C$ double la vitesse de réaction.

Une attention particulière doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine. Le processus de corrosion se développe dans une mince couche d'électrolyte, à la surface de l'acier, due aux chlorures marins en solution, et cette couche n'empêche nullement la diffusion de l'oxygène.

Les ponts métalliques, tout comme les structures industrielles ou les structures extérieures de bâtiments, doivent être protégés contre la corrosion. Pour cela, on procède à plusieurs opérations que nous décrivons brièvement ci-après.

Les tôles commencent par subir, avant la sortie des forges, un décapage et reçoivent un premier traitement. Le décapage, qui se faisait par le passé à l'aide d'un jet sous pression de sable siliceux, se fait désormais par grenailage depuis le décret de 1965 interdisant le sablage compte tenu des risques pour la santé des personnels d'exécution (silicose).

Le premier traitement anti-corrosion consiste à déposer sur l'acier une couche primaire. C'est cette couche qui est inhibitrice de corrosion, et c'est donc celle qui souffre le moins la médiocrité. Il existe de nombreux types de "primaires" classés en fonction de leur liant et de leurs pigments anti-corrosion, mais il s'agit généralement de pigments de zinc-métal, déposés avec une épaisseur de l'ordre de 50 microns.

Après la fabrication des divers éléments constitutifs de l'ossature, une première couche de peinture (couche intermédiaire) peut éventuellement être appliquée. Mais le traitement définitif se fera sur le site, c'est-à-dire quelques mois plus tard. Le laps de temps séparant la mise en œuvre de la couche primaire et celle du système définitif peut même être assez long, du fait de contingences administratives d'allocation des crédits, de consultation des entreprises ou de dévolution des travaux conduisant à l'achèvement des travaux dans la période novembre à mars, c'est-à-dire la période la moins propice à l'application des peintures à l'air libre (du moins sur le territoire métropolitain). Notons au passage que, dans un tel cas, le maître d'œuvre doit prévoir la possibilité d'effectuer ces travaux hors délai d'exécution contractuel. C'est donc en tenant compte de ce délai que doit être choisi le système de protection dans une gamme de peinture dont le recouvrement ne nécessite pas de réparation sur le site.

Par ailleurs, les conditions climatiques du site déterminent également la qualité du système choisi. Selon que le chantier se trouve à Cherbourg, où la pluviométrie est importante et la température douce, ou dans le Midi de la France, où il fait plutôt chaud et sec, on choisira un système de peinture apte à supporter soit de fortes humidités pendant la polymérisation, soit de fortes chaleurs.

Toutes ces raisons, et la grande variété des produits du commerce, font qu'il est impossible de donner, dans le cadre de ce cours, des indications très détaillées sur les systèmes de protection de l'acier et le lecteur doit chercher les renseignements qu'il désire dans la documentation spécialisée. Pour fixer les idées, les couches intermédiaire et de finition présentent des épaisseurs respectives de l'ordre de 130 et de 40 microns. Cette dernière doit

rester stable à la lumière car c'est d'elle dont dépendent les qualités d'aspect et de tenue. Les peintures de type acrylique polyuréthane constituent les protections "haut de gamme" ; les peintures à base de caoutchoucs chlorés offrent une couleur et un aspect moins beaux (la brillance disparaît plus vite) mais sont aussi performantes que les premières vis-à-vis de la corrosion. La tendance actuelle est à l'emploi de peintures à base d'époxy, malgré leur sensibilité à la lumière, car elles tolèrent des surfaces d'application même imparfaitement préparées.

Ce qu'il faut néanmoins savoir, c'est que le coût de la protection anti-corrosion d'une ossature de pont représente encore 5 à 10% du coût total du lot métal, malgré les grands progrès technologiques accomplis ces dernières années. Les travaux de protection sont régis par le Fascicule n° 56 du CCTG approuvé par décret n°86-290 du 25 Février 1986, qui fait d'ailleurs référence à un grand nombre de normes françaises et de documents établis par le Groupe Permanent d'Etude des Marchés de Peintures et Vernis (GPEM/PV).

Terminons ce paragraphe sur quelques considérations sur la couleur des ponts métalliques. Le choix d'une couleur est éminemment subjectif ; depuis quelques années, les ossatures en acier ont été couvertes de couleurs vives, ce qui a, dans une certaine mesure, contribué à rehausser leur image. Mais il faut attirer l'attention sur le fait que les peintures sombres, contrairement aux peintures claires, ne facilitent pas la détection d'éventuels défauts affectant la structure tels que coulures de rouille provenant d'un manque d'étanchéité ou fissures dans le métal de base. Il faut donc donner la préférence aux couleurs claires pour la peinture de finition, en conservant à l'esprit qu'une telle peinture peut nécessiter une couche intermédiaire destinée à assurer la transition avec les couches sous-jacentes de couleur sombre.

CHAPITRE 8

Conception et construction des ponts à haubans

8.1 - GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS A CÂBLES

Les structures les plus adaptées pour franchir de grandes portées sont les arcs et les structures à câbles. Les arcs ne sont envisageables que s'ils peuvent prendre appui sur un rocher capable de résister aux poussées qu'ils engendrent. Si ce n'est pas le cas, on ne peut franchir de grandes portées que par des structures souples, susceptibles de se déformer suffisamment pour reporter les efforts qui leur sont appliqués à des parties possédant une meilleure aptitude à leur résister et, en définitive, à les transmettre au sol.

Le câble est la forme la plus économique d'emploi de l'acier, matériau résistant à la traction. Si, de manière simplifiée, on l'assimile à un fil sans raideur, il prend automatiquement une figure d'équilibre funiculaire en traction puisqu'il se dérobe et se déforme dès qu'il est soumis à un effort de compression ou à un effort tranchant. Dans les ponts à câbles, le tablier joue principalement le rôle d'un plancher plus ou moins souple, transmettant les efforts qu'il reçoit à des structures d'appui par un système de câbles d'acier. Les deux grandes familles de ponts à câbles sont les ponts suspendus et les ponts à haubans.

Dans la famille des ponts suspendus, les ponts symétriques à trois travées avec câbles porteurs paraboliques continus et ancrés dans des massifs indépendants sont les plus courants.

En France, les plus importants sont les ponts de Tancarville (fig. 8.1) (1959, 608 m de portée centrale) et de Bordeaux (1967, 394 m de portée centrale). Certains ouvrages ont été conçus avec la seule travée centrale suspendue.



Fig. 8.1 - Vue du pont de Tancarville sur la Seine (photo JAC).

Le tablier est accroché, de façon quasiment continue, par des suspentes à une paire de câbles porteurs paraboliques. Les charges qui lui sont directement appliquées tendent à l'abaisser, ce qui met en tension les suspentes et ces dernières reportent les charges aux câbles porteurs en les tendant à leur tour. La portée l des travées de rive est fréquemment voisine du tiers de celle, L , de la travée centrale ($l \cong L/3$) et, dans cette dernière, la flèche f du câble a pour valeur approximative le neuvième de sa portée ($f \cong L/9$).

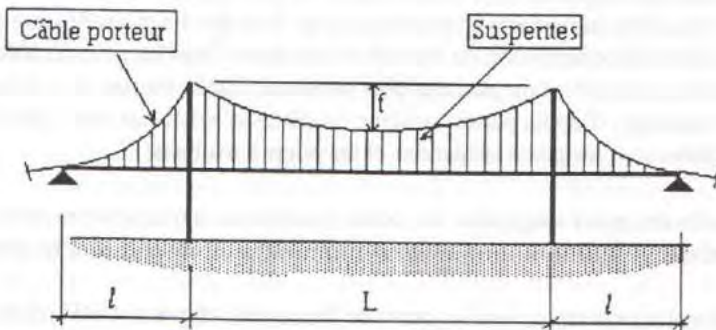


Fig. 8.2

Le coût des ponts suspendus est lié à celui des massifs d'ancrage des câbles porteurs qui doivent être relativement énormes si le sol naturel n'est pas un rocher résistant. Pour réduire ce coût, certains ingénieurs eurent l'idée d'ancrer directement les câbles porteurs sur le tablier en ses extrémités (ponts "auto-ancrés"). Mais une telle conception présente deux inconvénients majeurs. Tout d'abord, le tablier est fortement comprimé par la tension des câbles qu'il ancre, ce qui n'est pas, en principe, à rechercher dans le cas d'un tablier en acier. Par ailleurs, alors que dans les ponts à massifs d'ancrage le montage progressif du tablier est relativement aisé à l'aide des câbles porteurs, il nécessite, dans ce deuxième cas, un échafaudage généralisé qui porte le tablier pendant sa confection jusqu'à l'accrochage des câbles ou la création d'ancrages extérieurs provisoires auxquels sont fixés les câbles utilisés comme blondins jusqu'en fin de construction.

L'idée de soutenir une travée à l'aide de haubans semble assez ancienne. On connaît des représentations graphiques d'un tel système datant de 1617 (dessin de Verantius à Venise). C'est vers la fin du XVIII^e siècle que commencèrent à être construits, notamment aux États-Unis et en Angleterre, des ouvrages de conception hybride, mi-suspendue, mi-haubanée, à l'aide de chaînes. Mais bon nombre de ces ouvrages connurent de graves problèmes : instabilité aérodynamique (accident de la passerelle de Dryburgh Abbey en Ecosse, construite en 1817 et emportée six mois après son achèvement), déformabilité excessive (accident du pont construit en 1824 sur la Saale à Niemburg en Allemagne, effondré sous le poids de la foule en 1825).

Aux États-Unis, J. Roebling mit au point un système de cordage de fils d'acier pour remplacer les chaînes de suspension. Il l'employa pour construire, de 1851 à 1855, un pont à l'aval des chutes du Niagara de 246 m de portée principale et portant à la fois une voie routière et une voie ferroviaire pendant près de 50 ans, puis pour concevoir le remarquable pont de Brooklyn de New York. Ce pont sera construit en 1883 par son fils, avec une portée centrale de 486,50 m. Entre temps, Ordish et Le Fleuve réalisèrent, en 1872, le pont Albert sur la Tamise, avec une portée principale de 122 m.

En construisant le pont de Cassagne en 1899, A. Gisclard innova dans le domaine des ponts haubanés en introduisant un système de suspension original, caractérisé par l'adjonction de câbles destinés à reprendre les composantes horizontales des forces développées par les haubans.

C'est en 1926 que E. Torroja construisit, en Espagne, le pont aqueduc de Tempul sur le fleuve Guadalete. Son tablier était une poutre continue à travées multiples de 20 m de portée, hormis l'une d'elles qui devait franchir une brèche de 60 m ; cette travée fut conçue en disposant une poutre indépendante en cantilever sur deux avancées du tablier soutenues par une paire de haubans latéraux en acier à haute résistance enrobés dans des voiles en béton pour les protéger contre la corrosion. Cet exemple très pur montre le double rôle joué par les haubans : leur traction oblique assurait, par sa composante verticale, l'appui "par en-dessus" du tablier et, par sa composante horizontale, la précontrainte du dit tablier. En 1946,

Caquot remet en application ces idées pour construire le premier pont routier moderne à haubans, à tablier en béton armé, sur le canal d'amenée de l'aménagement hydroélectrique du Rhône à Donzère-Mondragon.

La construction de ponts à haubans de conception moderne se développe rapidement après la Seconde Guerre mondiale : le premier d'entre eux est le pont de Strömsund en Suède (1955) à tablier en acier. De nombreux ponts à tablier métallique voient alors le jour, notamment en Allemagne. De 1959 à 1962, l'ingénieur italien Ricardo Morandi construisit le pont de Macaraïbo au Venezuela, long de 8,7 km et conçu avec une suite de six travées en béton haubanées de 235 mètres entre axes des pylônes. C'est alors que l'intérêt des constructeurs en béton pour cette forme d'ouvrage se réveille, mais alors définitivement. Morandi construira d'autres ouvrages analogues dont les plus spectaculaires sont le viaduc de Polcevera à Gênes (1967, 208 m de portée principale) et le pont de Wadi-Kuff en Libye (1972, 280 m de portée principale), dont le tablier passe à 182 m au-dessus de la vallée. Jean Courbon leur donnera, en 1973, un "cousin" avec le pont de Chaco-Corrientes en Argentine, doté d'une distance de 245 m entre axes des pylônes.

En fait, tous ces ouvrages possédaient des tabliers rigides et un nombre limité de haubans de forte puissance : il conviendrait de les appeler des "ponts avec haubans" plutôt que des ponts haubanés (fig. 8.3). Dans le cas des ponts à tablier en béton, de nombreux modes d'exécution leur furent appliqués mais aucun n'apparut comme étant le mieux adapté : construction sur cintre (pont de Macaraïbo), en encorbellement à voussoirs coulés en place (pont de Waal) ou préfabriqués (pont de Chaco-Corrientes), ou par rotation (pont sur le canal du Danube à Vienne).



Fig. 8.3 - Pont Masséna sur le Boulevard périphérique de Paris (photo SETRA).

La grande évolution viendra du développement du haubannage multiple avec, en premier lieu, le pont Friedrich Ebert (à tablier métallique) à Bonn, conçu par Homberg en 1967. Cette conception, facilitée par l'apparition de programmes de calcul performants, trouvera une application remarquable pour les ponts à tablier en béton précontraint car elle se révélera bien adaptée au mode de construction en encorbellement. De plus, le haubannage multiple s'imposera également pour des raisons esthétiques, par la transparence qu'il confère à la structure porteuse. Citons le pont de Brotonne (fig. 8.4), construit en 1975 par l'entreprise Campenon-Bernard, avec une portée centrale de 320 m, qui resta longtemps le record dans sa catégorie.

En quelques années, le domaine d'emploi des ponts à haubans s'est largement étendu, des moyennes aux très grandes portées, mais c'est dans celui des grandes portées que l'avancée fut la plus spectaculaire.

Indépendamment des questions relatives aux fondations, il est, du moins en théorie, possible de concevoir des ponts haubanés de très grandes portées. Des projets de ponts à tablier en acier ont déjà été mis au point avec des portées déterminantes allant jusqu'à 1 800 m, par exemple pour le franchissement du détroit de Messine. Mais il est clair que les questions de stabilité aérodynamique, surtout en phase de construction, sont déterminantes au-delà de 500 m de portée déterminante, et leur solution gouverne largement la conception d'ensemble.



Fig. 8.4 - Le pont de Brotonne sur la Seine (photo Campenon-Bernard).

Actuellement, les ponts à haubans font reculer le domaine d'emploi des ponts suspendus. Des comparaisons ont été faites entre ponts à haubans et ponts suspendus pour de très grandes portées. Elles ont montré que les ponts à haubans sont techniquement très supérieurs aux ponts suspendus vis-à-vis des problèmes de déformations et de comportement dynamique. Ils sont également nettement moins chers dans la mesure où l'on évite la construction d'énormes massifs d'ancrage, même si, dans le cas de ponts à haubans à tablier métallique, ils consomment un peu plus d'acier au niveau du tablier et environ 25% de béton supplémentaire pour les pylônes.

Pour en terminer avec cette présentation, citons quelques ouvrages exceptionnels. Les plus grands ponts suspendus sont : les ponts sur le Bosphore (1988, 1 074 et 1 098 m de portée), le pont de Seto Ohashi au Japon (1988 - 1100 m de portée), le pont sur la Humber en Grande-Bretagne (1979, 1 410 m de portée), le pont du Storebaelt au Danemark (en cours de construction, 1 624 m de portée) et le pont de Akashi Kaikyo au Japon (en cours de construction, 1 990 m de portée). Parmi les plus grands ponts à haubans, citons les ponts d'Ikushi (490 m), de Tsurumi (510 m) et de Meikoh (410 et 590 m) au Japon, le pont de Normandie en France (856 m, en cours de construction) et le pont sur la rivière Tatara au Japon (890 m, en cours de construction).

8.2 - CLASSIFICATION SOMMAIRE DES PONTS HAUBANES

Selon les données particulières d'un projet, la conception du franchissement d'un obstacle incluant une structure haubanée peut être très variable. A titre de simplification, nous distinguerons :

- les ponts symétriques à trois travées (deux pylônes) ;
- les ponts à pylône unique ;
- les ponts à travées haubanées multiples.

8.2.1 Les ponts symétriques à trois travées

Les ponts symétriques à trois travées constituent la famille de ponts haubanés la plus nombreuse. Dans de tels ponts, le groupe des haubans les plus proches des culées (ou des piles-culées) jouent un rôle particulier et essentiel : en effet, dans ces zones, le tablier ne peut se déplacer verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée ou pile-culée reste positive) et les haubans qui y sont ancrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle *haubans de retenue* : ils donnent à l'ouvrage l'essentiel de sa rigidité.

Le rapport entre la portée des travées de rive, L_1 , et de la travée centrale, L , a une influence non négligeable sur les variations des contraintes dans les haubans, et plus particulièrement dans les haubans de retenue. Lorsque la travée centrale est chargée, la tension de ces derniers augmente, et lorsque les travées de rive sont chargées, elle diminue. Si le rapport L_1/L est supérieur à 0,4 ces câbles peuvent, sous certains cas de charge, subir une plus ou moins

grande détension, d'où une forte variation des contraintes dans l'acier entraînant une plus grande sensibilité à la fatigue.

Le rapport L_1/L a également une influence sur l'intensité totale de la composante verticale de la force d'ancrage des câbles de retenue. Cette composante est une fonction décroissante de L_1/L . L'étude statistique des ponts routiers déjà construits conduit à proposer les formules suivantes.

a) Pour les ponts à tablier métallique : $\frac{L_1}{L} = 0,404 - 1,2 \cdot 10^{-4} \cdot L$ (L en m) ;

b) Pour les ponts à tablier en béton précontraint : $\frac{L_1}{L} = 0,42 - 7,15 \cdot 10^{-5} \cdot L$ (L en m).

Dans certains cas, il est possible de concevoir des ponts symétriques dont les travées de rive comportent des pilettes. Tous les haubans fixés sur le tablier au droit de ces pilettes jouent le rôle de haubans de retenue. La portée des travées de rive peut être différente de celle résultant des précédents ratios, mais des considérations d'ordre esthétique conduisent souvent les projeteurs à ne pas trop s'en écarter.

8.2.2 Les ponts à pylône unique

Il existe plusieurs types de ponts à pylône unique. Quelques ouvrages ont été construits avec un pylône central encadré par deux travées d'égale longueur. L'équilibrage de la structure sous charges dissymétriques résulte du tablier lui-même. En général, les réactions d'appui sur culées sont faibles et des ancrages sont nécessaires pour maintenir un contact entre la culée ou la pile-culée et le tablier.

Plus fréquemment, les contraintes du site (fonctionnelles ou esthétiques) imposent le franchissement d'un obstacle au moyen d'une seule portée de grande longueur. Le recours à un ouvrage haubané, mécaniquement dissymétrique, doté d'un seul pylône peut constituer une solution intéressante. Deux cas de figure se présentent selon que l'on dispose ou non d'un viaduc d'accès à l'arrière de la travée principale.

Si on dispose d'un tel viaduc, il est très facile d'ancrer les câbles sur le tablier de ce viaduc ; les câbles ancrés au droit de ses piles jouent le rôle de câbles de retenue pour le pylône (pont de Kniebrücke à Düsseldorf. Cf. fig. 1.23 du chapitre 1). Si les contraintes d'encombrement ne permettent pas d'avoir un tel viaduc d'accès, il peut être judicieux de concentrer les câbles de retenue et de les ancrer dans un massif en béton ou dans un substratum résistant. Le choix de l'inclinaison de ces câbles dépend notamment de la topographie du terrain ainsi que des conditions géologiques et géotechniques de la zone d'ancrage. En théorie, l'angle optimum des haubans est voisin de 45° ; mais l'on est souvent amené à réduire la pente des haubans pour réduire la composante verticale de la force de retenue, et donc réduire le nombre des ancrages au rocher nécessaires. Enfin, ce type de conception pose des problèmes d'ordre esthétique assez délicats à résoudre. Le dessin de la figure 8.5 donne un exemple de pont dissymétrique : le pont sur le Rio Ebro en Espagne (1980).

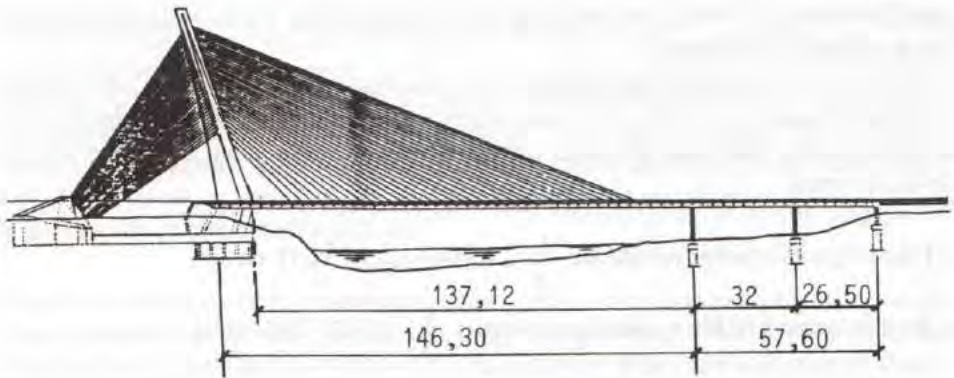


Fig. 8.5 - Pont sur le Rio Ebro en Espagne.

8.2.3 Les structures haubanées à travées multiples

Lorsque l'on veut franchir de grandes brèches et que le sol de fondation est de qualité médiocre, diverses solutions doivent être examinées. Parmi ces solutions, celle d'une structure haubanée à travées multiples peut être intéressante. A titre d'exemple, une telle structure avait été proposée par l'un des groupements d'entreprises concurrents lors de l'appel d'offres pour la construction d'un lien routier fixe entre la France et la Grande-Bretagne.

Les structures haubanées à travées multiples permettent de limiter, par rapport à une solution plus classique, le nombre des fondations qui seront, en tout état de cause, onéreuses. Dans un tel cas, il convient de prévoir des travées d'égales portées. Mais le problème consiste à limiter les déplacements en tête des pylônes. Pour cela, les câbles de retenue doivent pouvoir s'ancrer au voisinage des piles voisines. Le tablier peut être continu sur une longueur de deux travées : il faut alors placer les joints de dilatation au milieu des travées. Lorsque le tirant d'air imposé sous le tablier est important, F. Leonhardt conseille une distribution alternant des portées plus longues ($1,1.L$ à $1,2.L$) et des portées plus courtes ($0,8.L$ à $0,9.L$) en prévoyant des câbles de retenue croisés dans les travées "courtes" seulement.

8.3- TECHNOLOGIE ET COMPORTEMENT DES HAUBANS

8.3.1 Technologie et protection des haubans

Dans un ouvrage, les haubans subissent des variations de tension dues aux charges d'exploitation sur le tablier et aux effets de la température (augmentation ou diminution globale de la température, gradients thermiques dans le tablier, différence de température entre les haubans et le tablier). Ces variations sont d'ailleurs plus importantes dans les ouvrages à tablier métallique, du fait de leur légèreté, que dans les ouvrages à tablier en béton et peuvent engendrer des phénomènes de fatigue. C'est pourquoi, la contrainte maximale σ_{max} de traction

dans l'acier de ces haubans et son amplitude de variation $\Delta\sigma$ doivent être assez strictement limitées, et les différents procédés doivent être testés (avec leur système d'ancrage) pour en définir le domaine d'emploi. En général, $\sigma_{\max} = 0,45 f_{Tg}$.

Il existe essentiellement trois types de câbles (fig. 8.6) :

- les câbles à fils parallèles ;
- les câbles formés de torons parallèles ;
- les câbles clos.

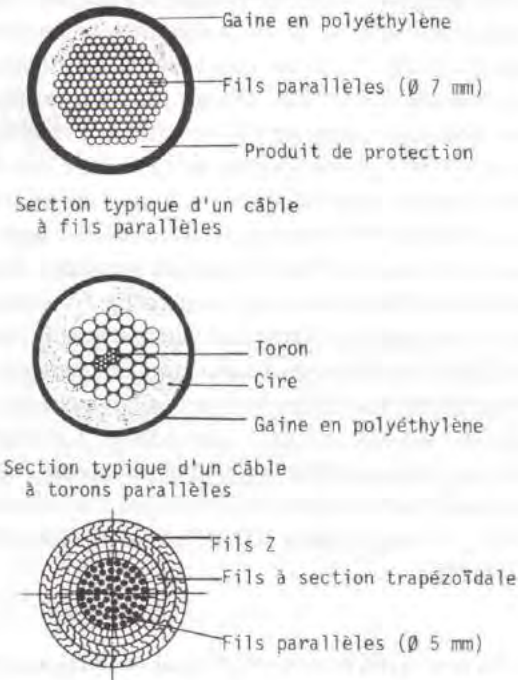


Fig. 8.6 - Les différents types de câbles.

Les câbles à fils parallèles sont constitués par un ensemble de fils tréfilés dans des aciers à haute résistance et disposés dans des conduits métalliques ou en polyéthylène à haute densité résistant aux rayons ultra-violet. L'espace vide entre les fils et le conduit est injecté par un coulis de ciment ou par une résine époxy après mise en tension. Le procédé le plus répandu est le procédé BBRV : les fils, dont le nombre varie couramment de 50 à 350 (les plus gros câbles actuels comportent 499 fils en fournissant une tension à rupture de 32,1 MN), ont un diamètre de 7 mm. Ils peuvent recevoir plusieurs systèmes d'ancrage (BBRV, DINA ou HiAm) selon leur destination ; le système HiAm (High Amplitude) offre une excellente résistance à la fatigue. Les fils peuvent résister à une contrainte de traction à rupture de l'ordre de 1 700 à 1 800 MPa et à une variation de contrainte de 350 à 400 MPa

sous deux millions de cycles pour une contrainte maximale de l'ordre de $0,45 f_{rg}$. Mais la variation admissible de contrainte sous deux millions de cycles est, dans la réalité, nettement plus faible car elle dépend étroitement du système d'ancrage. Le module d'élasticité des câbles ainsi constitués est de l'ordre de 205 000 MPa. Dans certains cas, les fils peuvent être galvanisés ; le module d'élasticité est alors un peu inférieur, de l'ordre de 200 000 MPa.

Très répandus dans les différents procédés de précontrainte, les torons ont naturellement trouvé des applications importantes dans la fabrication des haubans car ce sont des produits industriels, donc moins coûteux que des produits spécifiques à une construction donnée et de qualité beaucoup plus régulière. Les plus gros câbles actuels comportent 109 torons et admettent une tension à rupture de 24,5 MN. Chaque toron est constitué par sept brins torsadés dont le diamètre le plus courant est de 15,7 mm (toron T15). Plusieurs procédés sont disponibles sur le marché. Une mention spéciale doit être faite aux câbles Freyssinet qui disposent d'une double barrière contre la corrosion. Tout d'abord, les fils constitutifs des torons sont galvanisés à chaud par défilement dans un bain de zinc fondu (450°C) qui dépose à leur surface une couche de zinc de $25\ \mu\text{m}$ d'épaisseur minimale. Ensuite, les torons proprement dits (comportant sept fils élémentaires) sont revêtus d'une couche plastique dont l'épaisseur est supérieure ou égale à 1,5 mm. Les interstices entre les fils et cette couche plastique sont comblés par un matériau de remplissage. Les haubans sont alors composés par un faisceau de torons disposés à l'intérieur d'un conduit métallique ou en polyéthylène haute densité très résistant vis-à-vis des rayons ultra-violet. L'ensemble est injecté, après mise en tension, à l'aide de cire. La contrainte à rupture garantie de l'acier est de 1 770 MPa, la variation de la contrainte de traction admissible en fatigue d'un hauban pour une contrainte maximale égale à $0,45 f_{rg}$ est supérieure à 300 MPa et le module d'élasticité est compris entre 190 000 et 200 000 MPa.

Les câbles clos furent les premiers à être employés pour confectionner des haubans. Ils sont constitués par un faisceau de fils parallèles à section circulaire de 5 mm de diamètre environ entourés par des couronnes de fils à section trapézoïdale et de fils à section en forme de Z. La mise en tension provoque le serrage des couches externes de fils Z, ce qui empêche, en principe, la fuite des produits visqueux de remplissage entre les fils et la pénétration de l'eau. Ces fonctions sont assurées si la fabrication des haubans est faite avec le plus grand soin. Les ancrages sont réalisés à l'aide de culots dans lesquels les fils sont épanouis et pliés en crochets à leurs extrémités et remplis de zinc ou d'alliage de zinc en fusion. Les câbles clos sont intéressants dans la mesure où ils permettent d'économiser les conduits et les injections et où leurs ancrages sont peu encombrants. D'autre part, les câbles clos sont plus flexibles que les autres types de haubans, et peuvent donc passer sur des selles à faible rayon de courbure dans les pylônes. Par contre, ils présentent l'inconvénient d'avoir une résistance à la rupture (de l'ordre de 1 500 MPa), un module d'élasticité (de l'ordre de 160 000 à 165 000 MPa), et une résistance à la fatigue plus faibles que les autres types de haubans.

8.3.2 Approche du fonctionnement mécanique des haubans

Lorsqu'il est tendu, un hauban n'est pas, du fait de son poids propre, rigoureusement rectiligne ; ceci entraîne qu'il présente, vis-à-vis d'un effort de traction, une élasticité apparente différente de l'élasticité intrinsèque de l'acier.

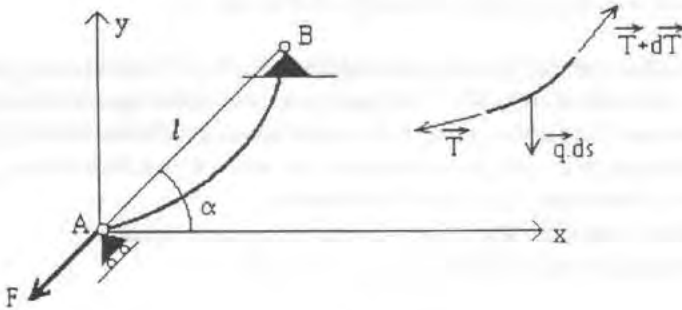


Fig. 8.7

Considérons (fig. 8.7) un câble, supposé infiniment flexible, de poids linéaire q tendu entre deux points A et B distants de l , soumis à un effort de traction F en A, cet effort étant dirigé suivant la droite AB. Au point d'abscisse x , on note $T(s)$ sa tension, s étant l'abscisse curviligne le long du câble. Cette tension se décompose en T_x et T_y suivant les axes du repère. Si on isole un tronçon de câble de longueur ds , il est facile d'établir que :

$$dT_x = 0 \quad \text{et} \quad dT_y = q \cdot ds$$

ce qui entraîne que $T_x = \text{Cte} = Q$ et $T_y = qs + K$.

Or :

$$T_x = T \cdot \frac{dx}{ds} \quad \text{et} \quad T_y = T \cdot \frac{dy}{ds}$$

Ainsi :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{qs + K}{Q}$$

Par dérivation, il vient :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{q}{Q} \sqrt{1+y'^2}$$

En posant $y' = \text{sh}u$, cette équation différentielle s'intègre aisément et $y(x)$ est la fonction représentative d'une classique chaînette.

Ce que l'on cherche, dans ce paragraphe, c'est à évaluer la variation de longueur dl de la corde, induite par une variation dF de la tension globale, c'est-à-dire à quantifier le rapport dF/dl sous la forme :

$$\frac{dF}{dl} = \frac{E^* A}{l}$$

où E^* est appelé module apparent d'élasticité du hauban.

Il n'est pas possible d'aboutir à une expression analytique de E^* dans le cas général, à partir de l'équation exacte de la chaînette. C'est pourquoi, nous développons ci-après des calculs simplifiés basés sur l'hypothèse que le hauban est soumis à une tension très élevée par rapport à son poids propre et que, par conséquent, sa courbe d'équilibre est très proche de la corde. Dans ces conditions, il est loisible d'admettre :

- que la tension T dans le câble est sensiblement constante, égale à F ,
- que dx est peu différent de $ds \cdot \cos\alpha$.

On en déduit que $y'(x) = \frac{qx}{F\cos^2\alpha} + K$ d'où $y(x) = \frac{qx^2}{2F\cos^2\alpha} + Kx + K'$ où K et K'

sont de nouvelles constantes que l'on détermine en exprimant que $y(0) = 0$ et $y(l \cdot \cos\alpha) = l \cdot \sin\alpha$, ce qui donne :

$$y(x) = \frac{qx^2}{2F\cos^2\alpha} + x\left(\tan\alpha - \frac{ql}{2F\cos\alpha}\right)$$

Appelons $u(x)$ la différence entre l'ordonnée de la corde et l'ordonnée de la courbe, suivant la direction de l'axe des y . Cette fonction a pour expression :

$$u(x) = \frac{qlx}{2F\cos\alpha} - \frac{qx^2}{2F\cos^2\alpha}$$

C'est l'équation d'une parabole dont la flèche verticale maximale vaut $\frac{ql^2}{8F}$ et dont la flèche réelle, mesurée perpendiculairement à la corde, vaut $\frac{ql^2 \cos\alpha}{8F}$.

Commençons par raisonner sur un câble dont les deux extrémités sont situées sur une même horizontale et soumises à deux forces F égales et opposées. En assimilant la déformée du

câble à une parabole d'équation $z(x) = \frac{4f}{l^2} x(l-x)$ et de flèche f petite, on en calcule

aisément la longueur :

$$L = \int_0^l \sqrt{1+z'^2} dx \cong \int_0^l \left(1 + \frac{z'^2}{2}\right) dx = l\left(1 + \frac{8f^2}{3l^2}\right)$$

Par ailleurs, la tension $T(x)$ au point d'abscisse x vaut $T(x) = \frac{F}{\cos\theta}$, θ étant l'angle de

la tangente avec l'horizontale. La loi de Hooke appliquée à l'élément de longueur ds donne :

$$\delta(ds) = \frac{T}{EA} ds = \frac{F \cdot dx}{EA \cos^2 \theta} = \frac{F}{EA} (1 + \tan^2 \theta) \cdot dx = \frac{F}{EA} (1 + z'^2) dx$$

A représentant l'aire de la section du câble. Son allongement total vaut donc :

$$\Delta L = \int \delta(ds) = \frac{Fl}{EA} (1 + \frac{16f^2}{3l^2})$$

Revenons alors à un hauban incliné d'un angle α sur l'horizontale, possédant une longueur L_0 à vide et une longueur L dans sa position actuelle. l désignant toujours la longueur de sa corde et ΔL son allongement, on peut écrire :

$$L = L_0 + \Delta L$$

soit :

$$l(1 + \frac{8f^2}{3l^2}) = L_0 + \frac{Fl}{EA} (1 + \frac{16f^2}{3l^2})$$

Remplaçons f par $\frac{ql^2 \cos \alpha}{8F}$:

$$l + \frac{q^2 l^3 \cos^2 \alpha}{24F^2} = L_0 + \frac{Fl}{EA} + \frac{q^2 l^3 \cos^2 \alpha}{12EAF}$$

Pour calculer $\frac{dF}{dl}$, différencions cette équation. En posant $\tau = \frac{ql \cos \alpha}{F}$ et $\varepsilon = \frac{F}{EA}$, nous obtenons :

$$\frac{dF}{dl} = \frac{EA}{l} \cdot \frac{1 + \frac{\tau^2}{8} - \varepsilon(1 + \frac{\tau^2}{4})}{1 + \frac{\tau^2}{12\varepsilon} - \frac{\tau^2}{12}}$$

Or, τ est très petit car la force F est supposée grande devant le poids propre du hauban, et ε est également très petit puisque ce terme est du même ordre de grandeur que l'allongement relatif du hauban. Si l'on s'en tient donc aux infiniment petits du premier ordre, nous pouvons écrire :

$$\frac{dF}{dl} \cong \frac{EA}{l} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\tau^2}{12\varepsilon}} = \frac{EA}{l} \cdot \frac{1}{1 + \frac{EAq^2 l^2 \cos^2 \alpha}{12F^3}}$$

En introduisant le poids spécifique γ du câble avec son conduit et la contrainte $\sigma = F/A$, cette formule prend la forme classique due à H.J. Ernst :

$$\frac{dF}{dl} = \frac{EA}{l} \cdot \frac{1}{1 + \frac{E\gamma^2 l^2 \cos^2 \alpha}{12\sigma^3}}$$

Ainsi, la raideur des haubans croît comme le cube de la contrainte dans l'acier et décroît comme le carré de leur portée horizontale du fait de leur flèche. Le rapport entre charges d'exploitation et charges permanentes a une influence notable sur le dimensionnement de la section des câbles, et, par conséquent, sur leur raideur sous charges permanentes seules. Si l'on fait une application numérique avec : $E = 2.10^5$ MPa, $\gamma = 80$ kN/m³, $l = 350$ m et $\theta = 45^\circ$, le module apparent est donné, en fonction de σ , par la formule numérique :

$$E^* = \frac{l \cdot dF}{A \cdot dl} = 2.10^5 \cdot \frac{1}{1 + \frac{6,53 \cdot 10^6}{\sigma^3}}$$

Par exemple, pour $\sigma = 700$ MPa, $E^* = 1,963 \cdot 10^5$ MPa et pour $\sigma = 300$ MPa, $E^* = 1,610 \cdot 10^5$ MPa.

Selon la valeur du rapport des charges d'exploitation à la charge permanente, la raideur axiale des haubans peut devenir insuffisante pour des longueurs horizontales supérieures à 250 m, c'est-à-dire pour des portées principales dépassant 500 m. Or, des raisons d'économie, tant du volume des câbles que de la masse des fondations, poussent à alléger le tablier au maximum, avec pour conséquence une augmentation relative des effets des charges d'exploitation. Ceci nécessite un dimensionnement des câbles non plus à la résistance, mais à la fatigue. Il en résulte une contrainte relativement inférieure à 180 000 MPa. Cette valeur est souvent considérée comme la limite inférieure pour assurer un bon comportement à l'ouvrage, aussi bien pour des raisons statiques (déformabilité, efforts dans le tablier) que dynamiques (sensibilité aux vibrations). Le moyen pour réduire les effets de la flèche des haubans consiste à disposer des câbles de raidissage (ou "câblettes"), reliant les haubans entre eux ainsi qu'au tablier comme indiqué sur le dessin de la figure 8.8.

Ces câbles raidisseurs, pré-tendus à vide, réduisent considérablement les variations de flèches sous charges d'exploitation des haubans principaux. De ce fait, le module apparent de ceux-ci est sensiblement augmenté. Un effet secondaire favorable est que ces liaisons entre les haubans les empêchent de vibrer dans leur mode fondamental, sous l'action du vent par exemple. Avec une bonne approximation, le module apparent E^* d'un hauban principal se déduit des modules apparents E_i^* des tronçons de câbles de longueur L_i , compris entre deux câblettes, par la formule :

$$\frac{L}{E^*} = \frac{L_1}{E_1^*} + \frac{L_2}{E_2^*} + \dots + \frac{L_n}{E_n^*}$$

En pratique, il suffit que la distance entre deux câblettes n'excède pas 200 à 300 m (distance mesurée le long des haubans).

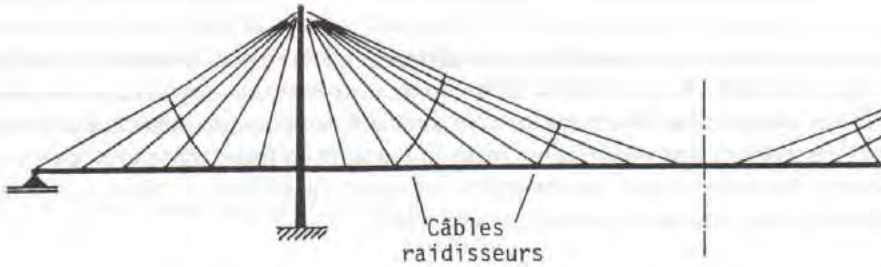


Fig. 8.8

Dans tout ce qui précède, nous avons considéré que les haubans étaient des câbles infiniment flexibles. Dans la réalité, ils possèdent une rigidité de flexion ; la prise en compte de cette rigidité de flexion apporte des termes correctifs qui sont du second ordre. Ils sont donc généralement négligeables lorsque l'on étudie le comportement d'un hauban vis-à-vis du reste de la structure. Par contre, lorsque le hauban est encasté (élastiquement ou parfaitement) en ses extrémités, cette rigidité est à l'origine de moments fléchissants que l'on doit prendre en compte pour la vérification des contraintes dans le hauban lui-même.

Si l'on astreint l'extrémité d'un hauban à une déviation $d\alpha$ par rapport à l'angle de raccordement du même câble supposé articulé, il est le siège d'un moment de flexion qui peut être estimé par la formule $M = d\alpha \cdot \sqrt{EIF}$ où I est le moment d'inertie de flexion propre du câble et F sa tension. L'estimation de $d\alpha$ suppose un calcul fin de la structure.

Pour en terminer avec cette question, ajoutons que lorsque la tension F d'un hauban varie entre deux valeurs extrêmes F_1 et F_2 , on définit également le module d'élasticité apparent "sécant" noté \underline{E} . En posant $\sigma_1 = F_1/A$ et $\sigma_2 = F_2/A$, il est tel que :

$$\frac{1}{\underline{E}} = \frac{1}{E} + \frac{\gamma^2 l^2 \cos^2 \alpha}{24} \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^3 \sigma_2^2}$$

La définition de ce module permet d'approcher le comportement effectif d'un hauban par une loi linéaire.

8.4- CONCEPTION DES PYLÔNES

En règle générale, les pylônes de ponts à haubans sont de direction verticale. Quelques ponts ont été construits avec des pylônes inclinés vers l'arrière de la travée centrale (par exemple, le pont de Bratislava sur le Danube ou le pont sur l'Arno à Florence). Cette conception donne une élégance particulière aux ouvrages, mais ne présente guère d'intérêt sur le plan économique. L'inclinaison des pylônes vers "l'avant" peut, dans certaines circonstances spéciales, présenter un intérêt technique ou économique, mais conduit généralement à une esthétique très controversée.

8.4.1 Forme des pylônes

La forme des pylônes est essentiellement conditionnée par la largeur du tablier, le tirant d'air dégagé par ce dernier et le choix du mode de suspension : suspension latérale ou suspension axiale. Nous reviendrons en 8.5 sur cette dernière question. De nos jours, la plupart des pylônes sont construits en béton, à l'aide de coffrages grimpants, car ils sont nettement plus économiques que les pylônes en acier. Par ailleurs, le béton se prête plus facilement à une certaine recherche dans les formes.

8.4.1.1 Cas d'une suspension latérale

Lorsque le tablier est suspendu par deux nappes latérales de haubans, les pylônes sont constitués de deux mâts. Ces deux mâts peuvent être verticaux et indépendants en élévation (ils sont reliés transversalement au niveau des fondations) si leur hauteur est modérée, ce qui implique que la longueur de la travée principale soit également modérée, et si le tirant d'air dégagé par le tablier est faible. Les deux nappes de haubans sont alors quasi-verticales et les pylônes doivent être aussi proches que possible du tablier, voire implantés à travers des réservations prévues sur ses bords.

Lorsque la portée de la travée principale est grande, les mâts peuvent être d'une hauteur telle qu'il soit nécessaire de les solidariser par l'intermédiaire d'une poutre transversale, soit seulement juste au dessous du tablier (pour des raisons de stabilité du tablier au vent horizontal), soit à la fois sous le tablier et au voisinage du sommet des mâts. La présence de cette poutre autorise une légère inclinaison des mâts pour éviter de prévoir des échancrures dans le tablier (fig. 8.9).



Fig. 8.9 - Vue des pylônes du pont de Rande en Espagne (photo SETRA).

Enfin, pour les très grandes portées et dans les régions très ventées, les pylônes en forme de A constituent la solution la plus intéressante à la fois sur le plan technique (résistance, stabilité au vent) et sur le plan esthétique car tous les câbles se rejoignent en tête des pylônes. Lorsque, de plus, la hauteur libre dégagée par le tablier est importante, les jambes des pylônes peuvent se rejoindre sous le tablier afin de reposer sur une fondation unique.

8.4.1.2 Cas d'une suspension axiale

Un certain nombre de ponts ont été construits avec une suspension axiale. Cela suppose que l'on ait affaire à un ouvrage à caractère autoroutier pour pouvoir ancrer la suspension dans l'emprise de la bande centrale. Lorsque cette bande centrale est de largeur confortable, il est possible d'implanter un mât vertical (fig. 8.10) comme dans le cas du pont de Brotonne. Toutefois, un pylône en forme de A surmonté par un mât vertical reste envisageable. Dans ce dernier cas, et si le tirant d'air dégagé par l'ouvrage est important, il peut être avantageux, comme indiqué au paragraphe précédent, de rapprocher les jambes du A sous le tablier afin de réduire les dimensions des fondations comme dans le cas du pont de Coatzacoalcos II (fig. 8.11). L'esthétique d'ensemble, dépendant étroitement des proportions retenues, doit être alors examinée avec soin. Quoi qu'il en soit, la suspension axiale suppose une protection efficace des haubans contre les risques de chocs par des véhicules lourds.

8.4.2 Hauteur des pylônes

La hauteur H des pylônes, comptée à partir du hourdis supérieur du tablier, est variable d'un projet à l'autre. Elle a une influence sur la quantité nécessaire de câbles et sur l'effort de compression induit dans le tablier par leur inclinaison. Dans une certaine gamme de hauteurs, la quantité d'acier de haubanage et l'effort de compression dans le tablier sont des fonctions décroissantes de H . Cependant, l'augmentation de hauteur des pylônes se traduit par une augmentation significative de leur coût.

C'est pourquoi, la plupart des projets font apparaître un ratio H/L relativement constant. Sur la base de données statistiques, on peut prédimensionner les pylônes de la façon suivante, L étant la portée déterminante :

$H/L = 0,2$ à $0,22$ pour les pylônes en H ou les mâts simples,

$H/L = 0,22$ à $0,25$ pour les pylônes en A.

Ce qui vient d'être dit est valable pour les ponts à trois travées ou plus. Dans le cas des ponts dissymétriques à un seul pylône, les précédents ratios restent valables à condition de prendre en compte une portée déterminante équivalente L^* égale à $1,8L$, L étant la portée déterminante réelle. Ainsi, pour franchir une brèche de 200 m avec un pylône en A, il convient de lui attribuer une hauteur totale de l'ordre de $H = 1,8 \times 200 \times 0,25 = 90\text{m}$.

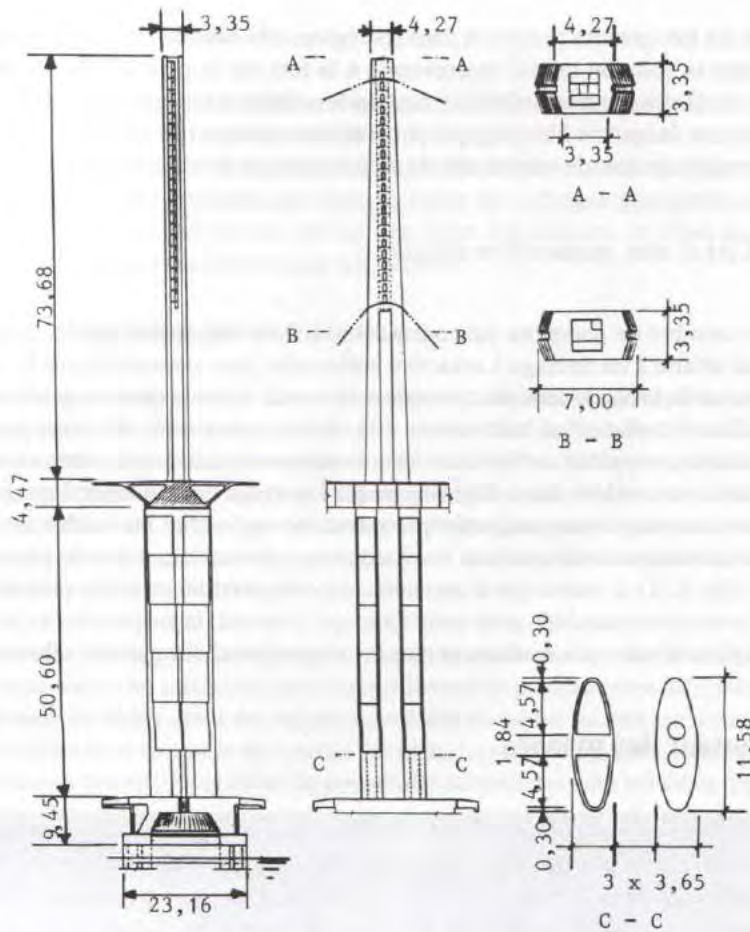


Fig. 8.10 - Exemple de pylône central (pont de Sunshine Skyway en Floride).

8.5- CONCEPTION DE LA SUSPENSION

8.5.1 Conception de la suspension en élévation

Comme nous l'avons déjà dit, les ponts modernes comportent un grand nombre de haubans. L'espacement de leurs ancrages, au niveau du tablier, est couramment compris entre 8 et 15 m, ce qui permet une construction en encorbellement sans appuis provisoires. En élévation, on rencontre essentiellement trois types de répartition des haubans :

- le haubanage en harpe ;
- le haubanage en éventail ;
- le haubanage en semi-éventail (fig. 8.12).

Le choix du type de haubanage dépend à la fois de considérations esthétiques et de considérations techniques.



Fig. 8.11 - Vue du pont de Coatzacoalcos II au Mexique (photo J.-P. Duée).

8.5.1.1 Critères d'appréciation d'ordre esthétique

Il est naturellement difficile d'identifier des critères d'appréciation d'ordre esthétique indépendants de tout critère technique. En outre, un même observateur peut avoir deux visions différentes d'un pont selon qu'il le parcourt en tant qu'utilisateur (il n'est alors sensible qu'au système de suspension pylônes-haubans et à la qualité d'aménagement de la route) ou qu'il le regarde dans son ensemble, à l'arrêt, par exemple depuis une de ses rives (il en a alors une perception globale intégrant les caractéristiques du site). Sans entrer dans l'épineux débat qui oppose souvent les ingénieurs aux architectes, nous nous limiterons au développement des quelques considérations générales suivantes.

Dans le cas de ponts de portée modérée et dont le tablier dégage un tirant d'air de faible hauteur, une suspension bilatérale en forme de harpe, associée à des pylônes constitués de deux mâts verticaux, semble pouvoir être recommandée. Pour des portées moyennes, une répartition en éventail peut être agréable à regarder si les haubans sont suffisamment nombreux et s'ils sont peints de couleur claire.

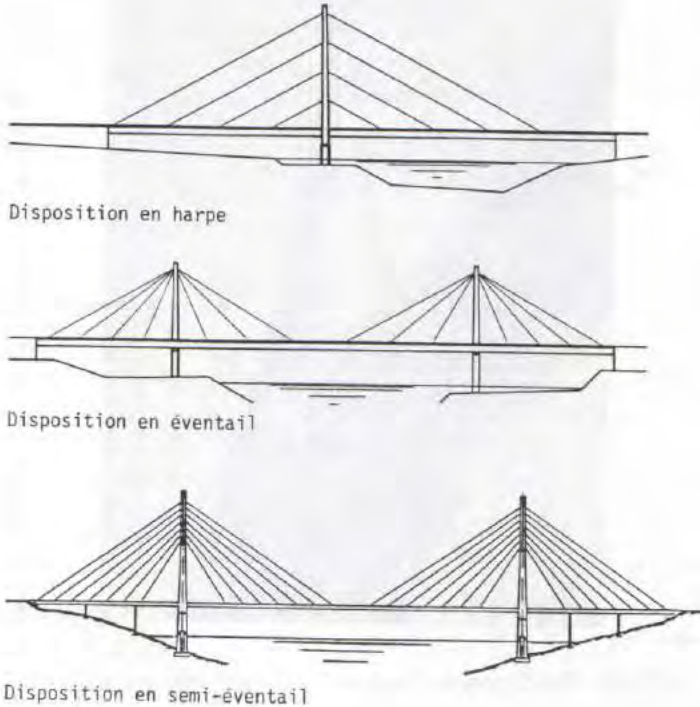


Fig. 8.12 - Les divers types de haubanage.

Dans le cas de ponts de grande portée, le nombre de haubans est tel que leurs ancrages sur les pylônes sont forcément répartis sur une certaine hauteur ; une disposition en éventail pure ne peut être envisagée, mais l'impact visuel d'une disposition en semi-éventail est tout-à-fait acceptable. Le choix de la distance entre les premiers haubans et la base des pylônes est dicté, quel que soit le type de haubanage adopté, à la fois par des considérations esthétiques et constructives.

Chaque fois que possible, le principe d'une suspension axiale associée à des pylônes élancés doit être pris en considération, car une telle disposition confère à l'ouvrage une esthétique indéniable en évitant certains effets optiques disgracieux dus au croisement des câbles d'une suspension bilatérale.

8.5.1.2 Critères d'appréciation d'ordre technique

• Comparaison des quantités d'acier nécessaires

Un calcul élémentaire permet de fixer quelques ordres de grandeur. Supposons que l'action du tablier sur les haubans soit assimilable à une densité de charge q uniformément répartie sur toute sa longueur. La charge comprise entre les abscisses x et $x+dx$, soit $q \cdot dx$, doit être reprise par un hauban virtuel incliné d'un angle α sur l'horizontale.

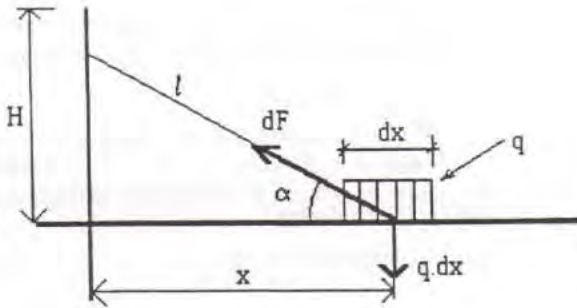


Fig. 8.13

Si on note dF la tension dans ce hauban virtuel, la composante verticale de cette tension, $dF \cdot \sin \alpha$, doit équilibrer la charge $q \cdot dx$, soit :

$$dF = \frac{q \cdot dx}{\sin \alpha}$$

Soit dA l'aire de la section droite de ce hauban, l sa longueur et γ son poids volumique. En admettant qu'il travaille, dans les conditions normales, à une contrainte limite σ_{lim} donnée, il est clair que :

$$\sigma_{lim} \cdot dA = dF = \frac{q \cdot dx}{\sin \alpha} \quad \text{d'où} \quad dA = \frac{q \cdot dx}{\sigma_{lim} \cdot \sin \alpha}$$

Le poids total du hauban vaut donc :

$$d\Pi = \gamma \cdot l \cdot dA = \frac{\gamma \cdot l \cdot q \cdot dx}{\sigma_{lim} \cdot \sin \alpha}$$

Supposons, dans un premier temps, que la disposition des haubans soit en éventail.

$$\sin \alpha = \frac{H}{\sqrt{x^2 + H^2}} \quad \text{et} \quad l = \sqrt{x^2 + H^2}$$

en appelant H la distance au tablier du point d'ancrage des câbles sur le pylône. Donc :

$$d\Pi = \frac{\gamma q(x^2 + H^2)}{\sigma_{lim} \cdot H} \cdot dx$$

On en déduit le poids d'une demi-nappe de haubans :

$$\Pi_1 = \int_0^{L/2} d\Pi = \frac{\gamma q L^2}{2 \sigma_{lim}} \cdot \lambda \left(1 + \frac{1}{12\lambda^2} \right)$$

avec $\lambda = H/L$, L étant la portée déterminante du tablier. Supposons maintenant que la disposition des haubans soit en forme de harpe. L'angle α est alors constant :

$$\sin \alpha = \frac{2H}{L^2 + 4H^2} = \frac{2\lambda}{1 + 4\lambda^2} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \frac{1}{1 + 4\lambda^2}$$

De plus, $l = \frac{x}{\cos \alpha} = x \cdot (1 + 4\lambda^2)$. On en déduit :

$$d\Pi = \frac{\gamma q(1 + 4\lambda^2)}{\sigma_{lim} \cdot 2\lambda} \cdot x \cdot dx$$

Ainsi, le poids d'une demi-nappe de haubans a pour expression :

$$\Pi_2 = \int_0^{L/2} d\Pi = \frac{\gamma q L^2}{4\sigma_{lim}} \cdot \left(\lambda + \frac{1}{4\lambda} \right) \quad \text{et on peut calculer :}$$

$$\Pi_1 - \Pi_2 = \frac{\gamma q L^2}{4\sigma_{lim}} \cdot \left(\lambda - \frac{1}{12\lambda} \right)$$

On constate que cette différence change de signe pour $\lambda = 0,289$. Compte tenu des valeurs indiquées pour λ au paragraphe 8.4.2, elle est généralement négative, ce qui signifie que la disposition en éventail est plus économique du point de vue du poids des haubans.

• *Efficacité des haubans*

L'efficacité des haubans peut être appréciée par l'intensité de la "force de rappel" qu'ils exercent sur le tablier. Considérons un hauban de longueur l , faisant un angle α avec le tablier, de section A et de module d'élasticité E. Sous l'action de la charge extérieure, son point d'ancrage sur le tablier s'abaisse d'une quantité δ supposée très petite.

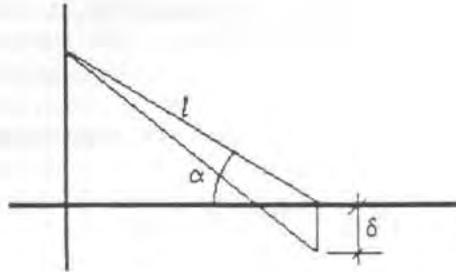


Fig. 8.14

Il subit donc un allongement égal à $d l = \delta \cdot \sin \alpha$ et sa tension varie de :

$$dF = \frac{EA \delta \cdot \sin \alpha}{l}$$

La composante verticale de la tension (force de "rappel") vaut :

$$dF_v = dF \cdot \sin \alpha$$

et comme $x = l \cdot \cos \alpha$, on en déduit que :

$$dF_v = K \cdot \delta \quad \text{avec} \quad K = \frac{EA \delta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha}{x}$$

Pour une position donnée (x) du hauban, on constate que K est maximal pour $\tan^2 \alpha = 2$ soit $\alpha = 54,7^\circ$. Ce calcul semblerait militer en faveur d'une disposition en harpe avec un angle α constant. En fait, cette conclusion est erronée car, avec un tel angle, le rapport H/L serait égal à $1/\sqrt{2}$, soit 0,71, ce qui conduirait à des hauteurs de pylônes inacceptables tant sur le plan mécanique que sur le plan esthétique.

• **Compression totale dans le tablier**

Un calcul très rustique permet de donner une idée de la différence entre l'effort normal induit par un haubanage en harpe et un haubanage en éventail. Etant donné un hauban, incliné d'un angle α par rapport au tablier, et reprenant une charge verticale $q \cdot dx$, il induit un effort normal dN tel que :

$$dN = q \cdot dx \cdot \cotan \alpha$$

Dans le cas d'un haubanage en éventail, $\cotan \alpha = x/H = x/\lambda L$, L étant la longueur de la portée déterminante. En intégrant l'expression de dN entre 0 et $L/2$, on voit que l'effort normal apporté par le haubanage vaut :

$$N = \int_0^{L/2} \left(\frac{q}{\lambda L} \right) x \cdot dx = \frac{qL}{8\lambda}$$

Dans le cas d'un haubannage en forme de harpe, l'angle α est constant et :

$$\cotan\alpha = \frac{L}{2H} = \frac{1}{2\lambda}$$

L'effort normal induit par ce type de haubannage vaut donc :

$$N = \int_0^{L/2} \left(\frac{q}{2\lambda} \right) \cdot dx = \frac{qL}{4\lambda}$$

Il en résulte que le haubannage en éventail donne un effort de compression inférieur à celui d'un haubannage en forme de harpe. Dans la réalité, pour un pont de portée déterminante moyenne (200 à 300 m), une étude plus fine montrerait qu'un haubannage en harpe conduit à un effort normal majoré de 70 à 80% par rapport à l'effort normal dû à un haubannage en éventail.

La configuration en harpe semble donc peu appropriée pour des ponts de grande portée, car l'importance de l'effort normal nécessite un renforcement sensible de la section transversale, tant pour des questions de résistance que pour des questions de stabilité.

8.5.1.3 Conclusions

Ces quelques développements donnent des éléments de comparaison entre les diverses conceptions de haubannage. Le haubannage en forme de harpe, plus esthétique pour les ouvrages de portée modérée, conduit à une compression plus élevée du tablier. Ceci peut constituer un avantage ou un inconvénient selon le type de tablier considéré. La disposition en éventail semble plus économique pour les élancements de pylônes usuels, la compression engendrée dans le tablier est moindre et les moments de flexion induits dans les pylônes sont beaucoup plus faibles.

Dans le cas des ouvrages de grande portée, la disposition en semi-éventail, permettant un croisement des haubans sans problème au niveau du pylône, est la disposition la plus appropriée.

8.5.2 Conception de la suspension dans le sens transversal

Par le passé, des ouvrages de grande largeur ont été conçus avec une suspension à trois nappes : deux nappes latérales et une nappe centrale. Une telle solution peut présenter certains avantages sur le plan mécanique, mais elle pose d'épineux problèmes sur le plan esthétique et doit être, a priori, rejetée. Les deux types de suspension à considérer sont donc la suspension axiale (une seule nappe) et la suspension bilatérale (deux nappes). Dans le cas des ponts de portée moyenne à tablier de largeur modérée ($< 15\text{m}$), la conception la plus courante consiste à suspendre le tablier par ses bords latéraux, les pylônes étant alors deux mâts verticaux. La suspension est constituée par deux nappes quasi verticales de haubans.

Si la portée devient importante, ou si le tirant d'air dégagé par le tablier conduit à des mâts de grande hauteur, sur lesquels les effets du vent peuvent ne pas être négligeables, les mâts associés à une suspension bilatérale sont reliés par une poutre de contreventement transversale ou se rejoignent à leur partie supérieure pour conférer au pylône une forme de A, de V renversé ou de Y renversé. Soulignons que deux nappes de haubans inclinées pour venir se rejoindre en tête d'un pylône en V ou en Y renversé peuvent poser quelques problèmes au niveau du gabarit de la voie portée par l'ouvrage. Pour que ce gabarit ne soit pas engagé et, surtout, pour qu'une sécurité suffisante soit conférée aux haubans vis-à-vis de chocs de véhicules de taille exceptionnelle, il faut que le pylône soit haut, et donc que la portée déterminante soit grande. Dans tous les cas, la rigidité à la torsion de l'ensemble tablier-suspension est assurée ; des charges dissymétriques ne conduisent qu'à des déflexions transversales faibles du tablier. De même, cette rigidité est suffisante vis-à-vis des problèmes de stabilité aéroélastique (cf. chapitre 9).

Par contre, en cas de suspension axiale, le tablier doit posséder lui-même une rigidité de torsion suffisante de façon à reprendre les efforts dus à un chargement dissymétrique. Ceci conditionne la conception du tablier dont la section doit être en forme de caisson.

Le choix entre une suspension latérale et une suspension axiale n'obéit à aucune règle mathématique. Au premier abord, la nécessité de donner au tablier une rigidité de torsion suffisante ne semble pas militer en faveur d'une suspension axiale ; en effet, sous l'action des charges d'exploitation, l'ouvrage subit une déformation essentiellement liée à la rigidité des pylônes et de la suspension. Le tablier suit cette déformation en subissant une flexion longitudinale qui croît avec sa rigidité. Mais la suspension axiale présente des avantages incontestables. Comme nous l'avons déjà dit, sur le plan esthétique, la présence d'une seule nappe de haubans permet d'éviter tout croisement optique disgracieux des câbles. De plus, la présence d'un mât central élancé confère à l'ouvrage une intéressante impression de légèreté. Sur le plan mécanique, un tablier rigide conduit à des sollicitations à la fatigue des câbles plus faibles que dans le cas d'un tablier souple à suspension latérale.

En résumé, on peut dire qu'une suspension axiale peut être étudiée dans le cas de ponts d'assez grande portée (mais non exceptionnelle) et à tablier de largeur modérée (inférieure à 20 m, pour fixer les idées). Si le tablier est très large, la structure peut subir des moments

de torsion prohibitifs. Rappelons enfin qu'une suspension axiale suppose un ouvrage à caractère autoroutier avec terre-plein central assez large (supérieur à 3m). Dans tous les cas, une comparaison économique, intégrant les méthodes de construction, donnera quelques éléments de choix objectifs.

8.6 - CONCEPTION DES TABLIERS

8.6.1 Généralités

Comme nous l'avons déjà dit, les premiers ponts à haubans modernes comportaient un nombre réduit de haubans (ponts "avec haubans"). Leur tablier était donc doté d'une bonne rigidité en flexion verticale et, la plupart du temps, le matériau employé était l'acier car il permettait de réduire au maximum le poids propre ; l'élançement de la travée principale était alors de l'ordre de 1/50 à 1/70. Avec le développement du haubanage multiple, les exigences de rigidité en flexion verticale du tablier sont devenues beaucoup moins contraignantes : en effet, le système pylônes-haubans-tablier est suffisamment rigide pour que ses déformations soient compatibles avec les exigences du trafic routier ou ferroviaire. Cette évolution a favorisé la conception de ponts à tablier en béton ou en ossature mixte. Actuellement, pour des ouvrages de portée moyenne et à suspension bilatérale, l'élançement des tabliers peut atteindre des valeurs extrêmes de l'ordre de 1/500. Cependant, la course aux records d'élançement ne présente guère d'intérêt sur le plan technique.

D'une façon générale, le dimensionnement des tabliers de ponts à haubans est dicté par les sollicitations de flexion transversale, par la reprise des efforts ponctuels dans la zone d'ancrage des haubans et, dans le cas des tabliers à suspension axiale, par la limitation de la déformation en torsion sous l'effet de charges d'exploitation excentrées.

Le choix des matériaux constitutifs du tablier constitue l'une des principales options du projet ; mais il ne peut être fait indépendamment de la méthode de construction envisagée. Le poids propre conditionne directement le dimensionnement des câbles, des pylônes et des fondations. A titre indicatif, le poids moyen par mètre carré de tablier (hors équipements) est de l'ordre de :

- 2,5 à 3,5 kN/m² pour un tablier en acier à dalle orthotrope ;
- 6,5 à 8,5 kN/m² pour un tablier en ossature mixte ;
- 10 à 15 kN/m² pour un tablier en béton.

Il semble actuellement que le domaine d'emploi des tabliers en béton précontraint puisse s'étendre jusqu'à des portées déterminantes de l'ordre de 500 m. Au-delà, les tabliers en acier à dalle orthotrope deviennent rentables. Les tabliers en ossature mixte peuvent apporter une solution intéressante dans une gamme de portées assez large, allant, pour fixer les idées, de 300 à 600 m.

8.6.2 La liaison tablier - pylônes

Lorsque l'on s'intéresse à la flexion longitudinale d'ensemble d'un pont à haubans, le choix de la liaison entre le tablier et les pylônes est un des éléments de la conception. Dans les ouvrages existants, on rencontre :

- l'encastrement total (pont de Coatzacoalcos II) ;
- l'encastrement élastique (pont de Brotonne, avec une double file d'appuis, ou pont de la baie de Tampa, avec pile dédoublée) ;
- l'appui simple vertical, le tablier reposant généralement sur une entretoise horizontale ou sur des consoles latérales solidaires du pylône ;
- enfin, la suspension totale, seule étant maintenue une liaison pour bloquer les déplacements horizontaux du tablier.

Les deux premiers modes de liaison sont plutôt réservés aux grands ouvrages à tablier en béton et à suspension axiale tandis que les deux derniers sont les plus répandus dans le cas de tabliers à suspension latérale, les pylônes étant en forme de A, de H ou de Y renversé. Les avantages et les inconvénients de chacun de ces modes de liaison doivent être examinés en fonction des méthodes de construction prévues, notamment dans le cas des ponts à trois travées. En tout état de cause, les tabliers sont dotés d'un encastrement provisoire en cours de construction pour d'évidentes questions de stabilité (par exemple, vis-à-vis d'efforts non symétriques lors de la confection d'un nouveau tronçon de tablier, d'efforts dus au vent ou d'efforts accidentels dus à la chute d'un équipage mobile).

Il est clair que les liaisons de type encastrement total ou élastique font apparaître des moments fléchissants au droit de la connexion pylône-tablier plus importants qu'une liaison de type appui simple vertical. Ces moments ne sont cependant pas trop pénalisants : l'encastrement apporte la solution la plus efficace au problème de la stabilité du fléau haubané en cours de construction.

8.6.3 Flexion transversale des tabliers

8.6.3.1 Flexion de la dalle supérieure

Comme pour les ponts non haubanés, que le tablier soit en béton, en ossature mixte ou entièrement métallique, ce sont les conditions de flexion locale due aux charges d'exploitation qui dimensionnent la dalle supérieure. Cette flexion locale est d'autant plus réduite que les appuis de la dalle (entretoises, pièces de pont, triangulation...) sont rapprochés.

L'épaisseur d'une dalle en béton formant hourdis supérieur est généralement comprise entre 20 et 25 cm pour un espacement des éléments d'appui allant de 3 à 5m. Pour une dalle orthotrope, les problèmes de fatigue sous charges locales sont déterminants. L'épaisseur minimale du platelage est de 12 mm, mais il est souvent judicieux de porter ce minimum à 14 mm.

8.6.3.2 Flexion transversale de l'ensemble de la section

Si on considère une tranche de tablier comprise entre deux haubans, les efforts dus à son poids propre et aux charges d'exploitation qui l'affectent directement sont équilibrés, aux variations près d'effort tranchant longitudinal, par la composante verticale des tensions dans le ou les haubans.

En appelant B la largeur utile du tablier et en assimilant l'ensemble de la charge permanente et des charges d'exploitation à une densité uniformément répartie de charge q , le moment fléchissant transversal par unité de longueur est extrémal au milieu du tablier : en valeur absolue, il vaut $qB^2/8$, que la suspension soit axiale ou latérale à deux nappes. La résistance à ce moment est assurée par la flexion d'une triangulation, d'entretoises ou de pièces de pont. La triangulation résiste à cette flexion de manière plus économique que les pièces de pont, mais ces dernières sont plus efficaces pour limiter les flexions locales de la dalle supérieure. C'est pourquoi, ces deux types de raidisseurs transversaux se rencontrent dans la pratique. Dans le cas de tabliers en béton, et quel que soit le mode de raidissement, une précontrainte transversale est souvent nécessaire dans les zones tendues. Nous y reviendrons au paragraphe suivant.

8.6.4 Les tabliers en béton

Le développement du haubanage multiple a rendu économique la conception de tabliers en béton coulés en place ou, plus rarement, à voussoirs préfabriqués (cf. 8.7.1). En effet, la construction en encorbellement est possible, les voussoirs étant directement soutenus par des haubans définitifs. La morphologie des tabliers en béton dépend de la nature de la suspension.

8.6.4.1 Cas des tabliers à suspension latérale

La section droite du tablier peut être très simple si sa largeur n'est pas trop importante. Par exemple, pour une largeur ne dépassant pas une quinzaine de mètres, une simple dalle en béton pleine ou élégie, éventuellement dotée de nervures longitudinales continues sur ses bords ou, plus simplement, de bossages robustes permettant un ancrage correct des haubans, constitue une bonne solution. Pour de plus grandes largeurs, une structure dotée de raidisseurs transversaux est nécessaire. Ces raidisseurs sont disposés tous les 3 à 5 m (fig. 8.15).

La figure 8.16 montre la section transversale du pont de Pasco-Kennewick aux États-Unis ; elle donne un exemple de dalle raidie par de petits caissons dans le sens longitudinal et des nervures (voiles) dans le sens transversal.

8.6.4.2 Cas des tabliers à suspension axiale

La plupart des tabliers associés à une suspension axiale ont généralement la forme classique d'une poutre-caisson unicellulaire. Les dessins de la figure 8.17 montrent la section transversale des ponts de Brotonne sur la Seine et de Coatzacoalcos II au Mexique. Il s'agit de caissons unicellulaires dotés d'une triangulation interne en béton permettant de reprendre correctement les efforts concentrés dus aux haubans. De tels tabliers se construisent assez facilement par la méthode des encorbellements successifs. A noter qu'une triangulation métallique est possible, mais sa déformabilité est plus grande que celle d'une triangulation en béton, ce qui complique un peu l'analyse de la flexion transversale des caissons et nécessite une étude soignée des dispositions constructives.

Pour éviter la triangulation, il est possible de recourir à des sections multicellulaires de formes variées. La figure 8.18 montre la coupe schématique du pont franchissant l'Isère sur l'autoroute A49. La section du tablier est en forme de triangle et les haubans sont fixés sous le tablier de part et d'autre de l'âme centrale.

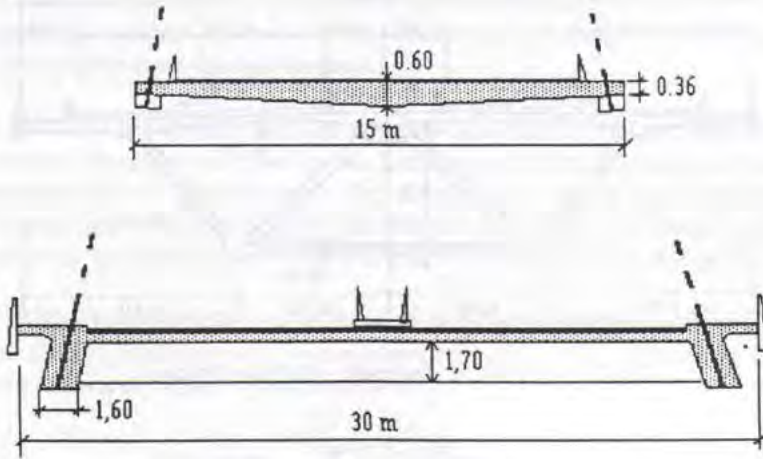


Fig. 8.15 - Sections schématiques de tabliers en béton.

8.6.4.3 Considérations sur le prédimensionnement des tabliers

Dans les ponts à haubans multiples répartis, les tabliers ne sont que modérément sollicités en flexion longitudinale, du moins en section courante. C'est pourquoi, la plupart des épaisseurs de la section transversale sont souvent dimensionnées en vertu de critères d'ordre constructif ou de flexion locale. Aussi, tous les tabliers en béton, quelle que soit leur forme et leur mode de suspension, ont sensiblement la même épaisseur équivalente, de l'ordre de 50 cm pour des ponts-routes. Elle est plus élevée pour des ponts mixtes rail-route.

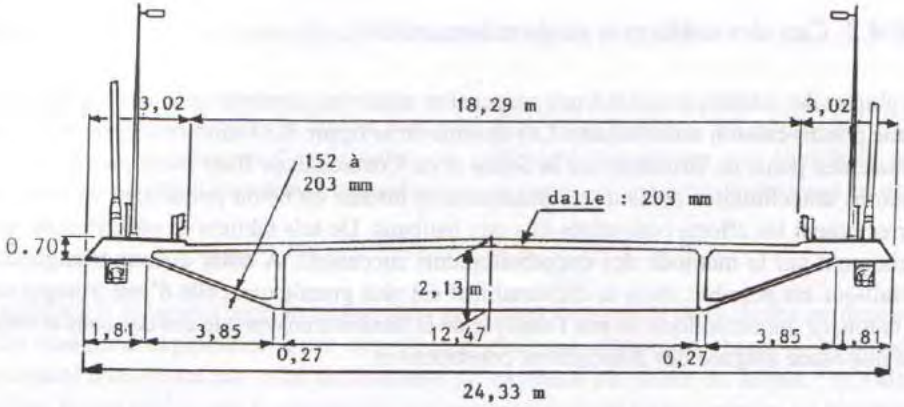
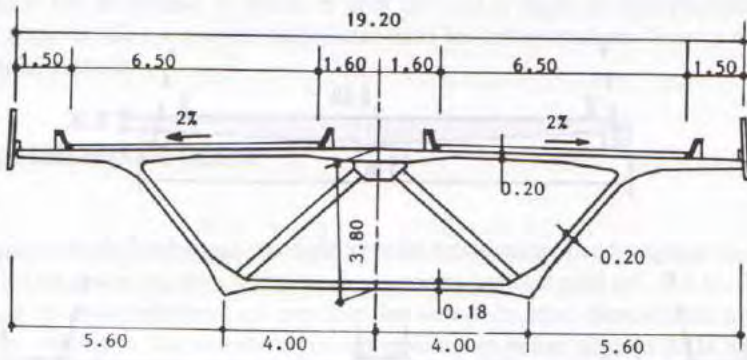
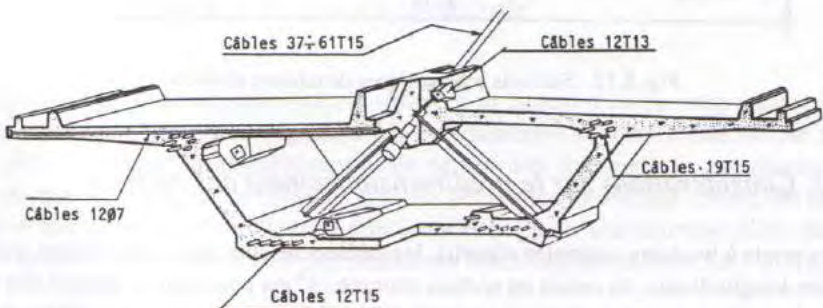


Fig. 8.16 - Section transversale du pont de Pasco Kennewick.



TABLIER DU PONT DE BROTONNE - SECTION TYPIQUE



TABLIER DU PONT DE COATZCOALCOS II - VUE ECLATEE

Fig. 8.17 - Sections transversales des ponts de Brotonne et de Coatzacoalcos II.

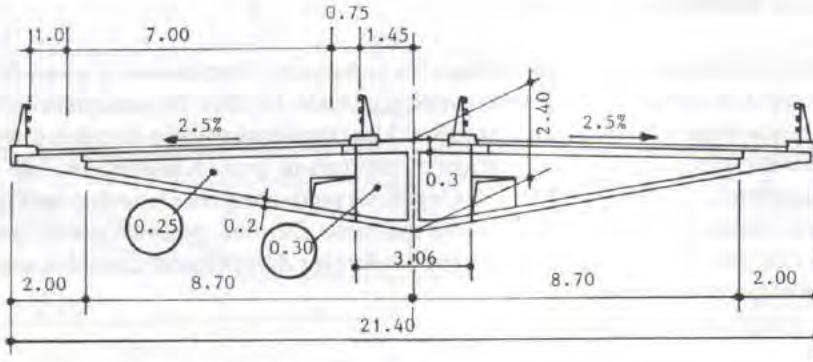


Fig. 8.18 - Coupe schématique du tablier du pont sur l'Isère.

Assimilons un tablier à une poutre dont la section est un tube à parois minces, de géométrie rectangulaire, d'aire A , de hauteur h et de largeur utile B grande devant la hauteur. Il est clair que, pour une telle section, le moment d'inertie de flexion I est voisin de $Ah^2/4$. Or, le tablier peut être considéré, en zone courante comme une poutre sur "sol" élastique, de raideur k , cette raideur étant due aux haubans.

Lorsque l'on fait varier la hauteur h (en supposant que l'aire A soit peu dépendante de h), le poids propre du tablier varie peu, et son haubanage est donc inchangé. La raideur k est ainsi constante vis-à-vis de la hauteur h . Or, les formules des poutres sur sol élastique montrent que pour une longueur donnée chargée par une densité uniforme q , le moment fléchissant est proportionnel à $\sqrt{EI/k}$ et que l'effort tranchant est proportionnel à $\sqrt[4]{EI/k}$. Ainsi, l'on peut dire que le moment de flexion varie proportionnellement à h tandis que l'effort tranchant varie proportionnellement à \sqrt{h} . Or, la contrainte normale sur les fibres extrêmes du tablier a pour expression :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{Mh}{2I}$$

Etant donné que N et A sont indépendants de h , que M est proportionnel à h et que I est proportionnel à h^2 , il en résulte que les contraintes normales dues à la flexion du tablier sont peu dépendantes de sa hauteur h . Par contre, l'épaisseur des âmes étant limitée, en pratique, à une valeur minimale pour des raisons constructives (30 cm en général), l'augmentation de la hauteur est plutôt favorable vis-à-vis du cisaillement dans ces âmes.

En résumé, la hauteur du tablier ne conditionne pas de manière significative les contraintes de flexion du tablier en section courante (ce n'est pas le cas au voisinage des pylônes si le tablier n'est pas en suspension totale). Les impératifs déterminants sont, en fait la stabilité aéroélastique, la traînée du vent latéral et la flexion transversale.

8.7 - CONSTRUCTION DES PONTS A HAUBANS

La méthode de construction d'un pont à haubans est largement tributaire de sa conception d'ensemble. D'une manière générale, tout pont à haubans reste un ouvrage exceptionnel quelle que soit sa portée déterminante. Sa conception et son mode d'exécution sont donc étudiés au cas par cas, par un bureau d'études expérimenté, en tenant compte aussi bien des contraintes spécifiques que des possibilités offertes par le site. Il ne saurait donc y avoir de méthode générale de construction ou de dispositions standardisées. On peut cependant établir une distinction entre les ouvrages comportant un ou des viaducs d'accès et ceux qui n'en comportent pas.

Dans le premier cas, on commence par construire les dits viaducs (ainsi que les pylônes) par une méthode appropriée (sur cintre ou appuis provisoires, par poussage ou même en encorbellement), puis la travée principale en encorbellement, en profitant, par l'intermédiaire des haubans, de la stabilisation apportée par les viaducs d'accès. Dans le deuxième cas, on construit directement le tablier en encorbellement, de part et d'autre des pylônes.

Le fait que les ponts à haubans soient auto-porteurs permet d'envisager des techniques de construction inhabituelles. Citons, en particulier, la mise en place par rotation (lorsque le tablier peut facilement être construit sur cintre suivant une direction parallèle à la brèche à franchir, par exemple le long des berges d'une rivière), employée avec succès pour les passerelles de Meylan et de l'Illhof ainsi que pour le pont de Ben Ahin sur la Meuse en Belgique.

8.7.1 Ponts à tablier en béton

Les dessins de la figure 8.22 illustrent la méthode de construction classique des ouvrages à trois travées, c'est-à-dire des ouvrages dont les travées de rive ne s'appuient pas sur des piles intermédiaires.

L'une des options du projet réside dans le choix entre voussoirs préfabriqués et voussoirs coulés en place. D'une manière générale, ces derniers doivent être préférés pour assurer la continuité des armatures longitudinales à travers les joints. Le tablier accepte alors des contraintes de traction modérées, tant en phase de construction qu'en service ; de plus, les efforts dus aux charges d'exploitation peuvent être repris en précontrainte partielle, dont l'intérêt est manifeste pour les sections de faible inertie car il est très difficile de mettre en œuvre des câbles dans un tablier mince. Le recours à la précontrainte partielle est impossible avec des voussoirs préfabriqués à moins de prévoir un joint coulé en place entre les voussoirs dans lequel on réalise la continuité des armatures, mais il s'agit là d'une technique sophistiquée. Dans le cas des tabliers minces, il peut être avantageux de préfabriquer certaines parties de la section, par exemple les nervures longitudinales dans lesquelles sont noyés les tubes d'ancrage des haubans.

Une question importante concerne la limitation des moments de flexion lors d'une construction en encorbellement. D'une part la suspension ne fournit pas un système d'appui très

rigide et d'autre part les équipages mobiles classiques nécessitent une avancée assez importante pour permettre la mise en tension d'un hauban supplémentaire. Ainsi, en l'absence de précautions spécifiques, des moments fléchissants parasites peuvent se développer sur une longueur de plusieurs voussoirs. Dans les tabliers en poutre-caisson, il est relativement facile de disposer une précontrainte appropriée, mais il est souvent préférable d'adopter des méthodes de construction de nature à limiter ces moments. On peut, bien évidemment, réduire la longueur des voussoirs en multipliant le nombre des haubans, mais la méthode la plus performante consiste à employer des équipages spécialement conçus pour pouvoir être maintenus par des haubans provisoires, voire par les haubans définitifs eux-mêmes associés au tronçon à exécuter.

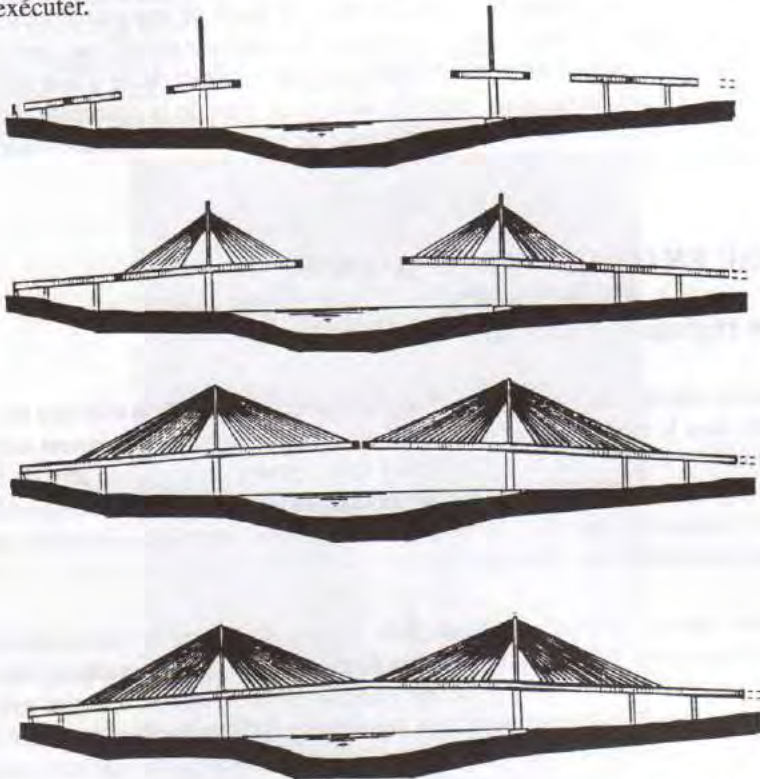


Fig. 8.22 - Exemple de cinématique de construction d'un pont à tablier en béton.

8.7.2 Ponts à tablier métallique

La construction de ponts à haubans à tablier métallique pose relativement peu de problèmes. La technique la plus courante consiste à construire le tablier par tronçons levés et maintenus ensuite par un dispositif approprié pendant la phase de soudage à la partie déjà construite. Après mise en tension des haubans correspondants, un nouveau tronçon est monté, et ainsi de suite.

8.7.3 Ponts à tablier en ossature mixte

Le montage des tabliers en ossature mixte est un peu plus délicat que celui des tabliers à dalle orthotrope. En fait, la méthode est sélectionnée en fonction du rôle que l'on veut faire jouer à la dalle en béton armé, c'est-à-dire selon que l'on souhaite associer la dalle à la résistance de la structure vis-à-vis de l'ensemble des charges qui lui sont appliquées ou seulement vis-à-vis des sollicitations induites par les superstructures et les charges d'exploitation.

Ce dernier cas est le plus courant, même si le premier point de vue permet des économies sur la quantité d'acier : on monte donc, en premier, la charpente métallique, puis on exécute la dalle en béton (l'emploi d'éléments préfabriqués est possible). Mais il faut ajuster la tension des câbles du fait du décalage entre les ateliers de pose de la charpente métallique et de confection de la dalle, et donc de la différence de poids entre l'ossature seule et l'ossature recouverte par la dalle.

8.8 - MISE EN ŒUVRE DES HAUBANS

8.8.1 Le réglage des haubans

L'opération de réglage des haubans consiste à leur donner une tension telle que les moments fléchissants dans le tablier en l'absence de toute charge d'exploitation soient aussi faibles que possible. Cet objectif est assez impératif dans les tabliers en béton afin de limiter au maximum les effets du fluage ; il l'est un peu moins dans les tabliers métalliques ou en ossature mixte : on peut accepter plus facilement quelques moments en milieu de travée centrale ou au voisinage des pylônes.

En fait, deux options sont possibles : ou bien la tension est ajustée après achèvement du tablier (avant ou après mise en œuvre des équipements), ou bien les haubans sont directement réglés, en phase de construction, de telle manière que leur tension définitive soit obtenue, en une seule fois, après mise en œuvre des équipements. Cette dernière méthode peut être envisagée pour les ponts en béton en poutre-caisson du fait du faible poids des superstructures comparé à celui du tablier, mais elle est mal adaptée dans le cas de tabliers minces ou dans celui des ponts dont les travées de rive reposent sur des piles intermédiaires car il n'est alors pas possible de tendre les câbles de retenue à leur longueur finale. Le réglage de la longueur et de la tension des haubans peut être effectué, selon la commodité d'accès, soit au niveau des ancrages sur le tablier soit au niveau des ancrages dans les pylônes.

8.8.2 L'ancrage des haubans

D'une façon générale, l'ancrage des haubans doit être conçu pour permettre d'une part le réglage de leur longueur et de leur tension comme expliqué précédemment et d'autre part le remplacement d'un câble endommagé en limitant au maximum la gêne apportée au trafic.

Par ailleurs, des dispositions appropriées doivent être prises pour limiter les moments de flexion dans les câbles au voisinage de leurs ancrages dus à leur vibration ou simplement aux variations de tension.

8.8.2.1 Ancrage des haubans sur les pylônes

Les haubans peuvent être tendus entre deux points du tablier situés de part et d'autre d'un pylône, ou entre un point appartenant au tablier et un point appartenant au pylône. Dans le premier cas, ils sont continus à la traversée du pylône en passant sur des selles d'appui ou à l'intérieur de tubes métalliques rigides noyés dans le béton. Avec une disposition en semi-éventail, les tubes sont répartis dans la zone supérieure des pylônes tandis qu'avec une disposition en éventail, les selles sont situées en tête des pylônes à la manière des selles d'appui des câbles porteurs dans les ponts suspendus (fig. 8.23). C'est grâce au frottement que le déplacement relatif des câbles par rapport aux pylônes est empêché.



Fig. 8.23 - Tête de pylône du pont sur l'Isère (photo JAC).

La pénétration du béton par un hauban continu peut sembler souhaitable du point de vue mécanique afin de charger le plus directement possible, notamment par effort normal, la pièce d'ancrage (le pylône dans le cas présent). Mais si le hauban est encastré, il ne peut plus être changé en cas de nécessité. Il est possible de pallier cet inconvénient en prévoyant,

par exemple, un double gainage avec jeu mutuel, mais alors l'interstice reste inaccessible à l'entretien et constitue un piège à eau susceptible de favoriser la corrosion du hauban. Une telle conception doit donc être évitée.

L'ancrage individuel des haubans au droit des pylônes peut être réalisé de diverses manières. La figure 8.24 montre la disposition des haubans en tête des pylônes métalliques du pont de Saint-Nazaire. Dans le cas de pylônes en béton, diverses solutions peuvent être adoptées selon leur forme et leurs dimensions. Dans les ouvrages de grande portée, leur section est souvent creuse (uni ou bi-cellulaire selon le cas) et, dans la mesure où l'installation et le fonctionnement de vérins est aisée, la meilleure solution consiste à ancrer individuellement les câbles en transférant la composante horizontale de leur tension à l'aide d'une précontrainte transversale située dans les parois longitudinales du caisson (fig. 8.25).

Dans les ouvrages de portée moyenne, la section des pylônes est pleine : on peut ancrer directement les câbles sur ces pylônes en entrecroisant les nappes correspondant aux deux travées adjacentes de façon à équilibrer les composantes horizontales de leurs tensions par compression du béton de la tête du pylône (mais en adoptant des dispositions appropriées pour éviter tout moment de torsion d'axe vertical). Il est clair que, dès que l'ouvrage devient tant soit peu important, la place manque pour permettre un tel "tricotage". On peut également les fixer à des tirants cintrés noyés dans le béton, comme dans le cas du pont de Seyssel.

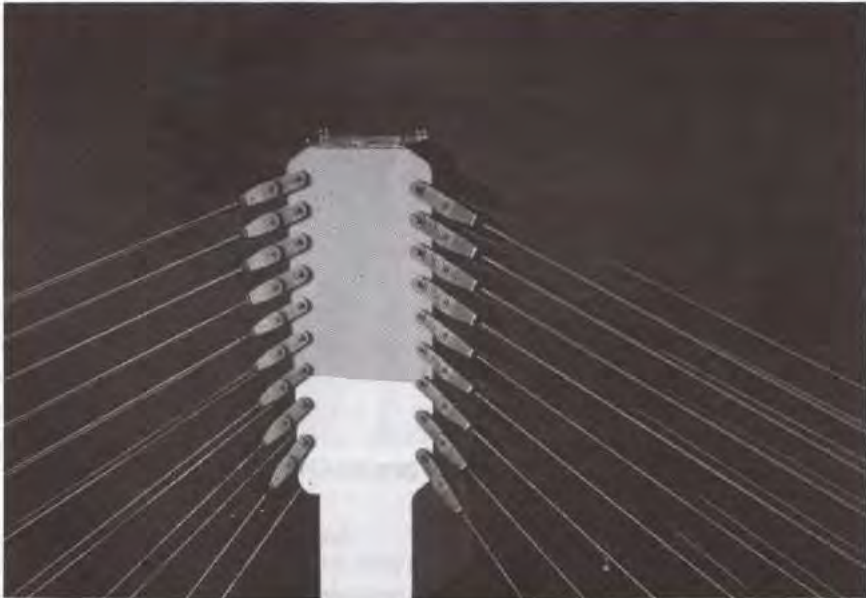


Fig. 8.24 - Tête des pylônes du pont de Saint-Nazaire (photo SETRA).

8.8.2.2 Ancrage des haubans sur le tablier

La figure 8.26 reproduit les schémas de principe les plus courants pour l'ancrage d'un hauban à travers une pièce en béton (nœud de triangulation, poutre longitudinale). Un tube en acier est noyé dans la dite pièce avec l'inclinaison voulue ; lorsqu'il y a lieu, ce tube doit être suffisamment long pour protéger le câble vis-à-vis d'un choc de véhicule sur une hauteur de l'ordre du mètre au dessus du niveau de la chaussée. En son extrémité, un bloc de néoprène permet de filtrer les mouvements de flexion du câble et participe à l'amortissement de ses vibrations.

Dans le cas des tabliers à ossature métallique, l'ancrage des haubans peut être réalisé d'une manière analogue à celle précédemment décrite, en fixant le tube d'acier à une pièce soudée aux éléments porteurs longitudinaux ou transversaux.

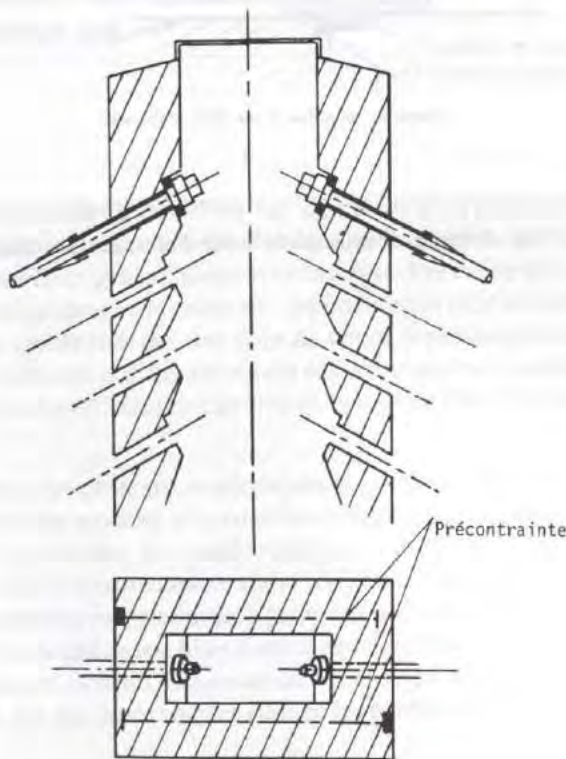


Fig. 8.25 - Principe d'ancrage individuel de haubans à l'intérieur d'un pylône.

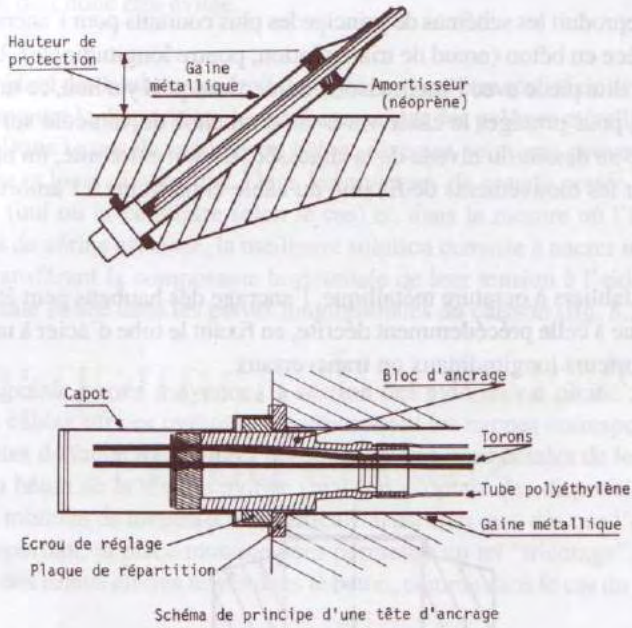


Fig. 8.26 - Schémas de principe de la tête d'ancrage de haubans.

CHAPITRE 9

Actions dynamiques sur les ponts

Certaines actions naturelles à considérer lors de l'étude d'un pont peuvent être physiquement caractérisées par un ensemble de paramètres ou de vecteurs qui sont des fonctions du temps, et sollicitent donc dynamiquement la structure. Par exemple, les charges routières ou ferroviaires entrent dans cette catégorie : les contraintes qu'elles induisent dans les sections droites d'un tablier sont des fonctions du temps dépendant, entre autres choses, des caractéristiques vibratoires et d'amortissement des véhicules lourds ou des trains et du tablier. Les actions dues au vent et aux séismes entrent également dans cette catégorie.

Dans les règlements, les phénomènes physiques qui sont à l'origine de ces actions sont pris en compte à travers des modèles plus ou moins simplifiés, applicables à la grande majorité des ponts. Ainsi, les modèles de charges routières ou ferroviaires sont calibrés de manière à envelopper les effets dynamiques du trafic réel. En ce qui concerne les effets du vent et des séismes, ils sont souvent déterminés à partir de forces dont les valeurs nominales constituent des «équivalents statiques». Mais si ces règles simplifiées peuvent être suffisantes dans le cas des ponts rigides, dont les fréquences de vibrations sont élevées, elles s'avèrent inadap- tées pour l'étude des structures souples comme les ponts à câbles.

Après quelques rappels sur l'analyse dynamique des structures, le présent chapitre se propose de donner un aperçu sur la façon de traiter les problèmes liés aux effets du vent et des séismes.

Première partie
RAPPELS SUR
L'ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES

9.1 - LA MODÉLISATION DES STRUCTURES

La première étape de l'analyse dynamique d'une structure consiste à en créer un modèle mécanique représentatif. Ce modèle est généralement élaboré à l'aide de programmes généraux de calcul basés sur la méthode des éléments finis.

Les tabliers en forme de poutres-caissons possédant une section transversale pouvant être considérée comme indéformable sont souvent modélisés à l'aide de barres : le recours à des éléments de type coque reste plutôt rare lorsqu'il s'agit d'une étude dynamique. Par contre, les tabliers à faible inertie de torsion (sections ouvertes à parois minces) doivent faire l'objet d'une modélisation traduisant aussi fidèlement que possible les particularités du fonctionnement mécanique de ce type de tablier (gauchissement gêné ou non uniforme, traînage de cisaillement).

La masse du tablier comprend évidemment la masse propre et la masse des superstructures. On peut l'appliquer aux noeuds du tablier (masses concentrées) ou, directement, aux barres qui le modélisent (masses réparties). Une attention particulière doit être portée au moment d'inertie massique (ou moment polaire) J des sections, intervenant lors des oscillations de torsion. On rappelle que, selon la définition,

$$J = \iint r^2 \cdot dm$$

où dm est un élément de masse situé à la distance r du centre d'inertie de la section. Pour calculer J , il faut, bien évidemment, tenir compte de la masse des éléments qui ne font pas partie de la section transversale (diaphragmes, pièces de pont, entretoises, bossages...) ainsi que de la masse des superstructures. La part correspondant aux seuls éléments de la section transversale se calcule aisément puisque :

$$J = \rho(I_y + I_z)$$

où ρ est la masse volumique du matériau, I_y et I_z sont les moments d'inertie de la section par rapport à ses axes principaux d'inertie.

En fait, l'emploi de la précédente formule suppose que la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion des sections soit faible de façon à pouvoir les confondre. C'est généralement le cas pour les sections pleines ou fermées. Par contre, lorsque la section du tablier est ouverte, le centre de torsion et le centre de gravité peuvent être assez éloignés. Il convient alors de calculer le moment d'inertie tangente polaire par rapport au centre de torsion.

Dans les ponts à haubans, les pylônes sont modélisés à l'aide de barres ; les voiles éventuels, reliant les fûts (lorsqu'il y en a plusieurs) peuvent être simulés à l'aide d'éléments de coques. Un nombre de noeuds suffisant doit être prévu sur la hauteur des pylônes avec un noeud par hauban dans le cas d'une suspension en harpe ou un noeud commun à plusieurs haubans (en introduisant des extensions rigides) dans le cas d'une suspension en éventail. Quant aux haubans, ils sont généralement représentés par des barres ; dans certains programmes, il existe des éléments de type «câble» à comportement non linéaire. Dans tous les cas, les points d'ancrage des haubans sur le tablier doivent correspondre à des noeuds de ce dernier (la connexion nécessitant généralement des extensions rigides). On ne prévoit des noeuds intermédiaires sur les haubans que lorsqu'ils sont reliés entre eux par des «câbles» (cf. chapitre 8). Par ailleurs, il convient d'attribuer aux haubans leur module d'élasticité apparent, ou, si l'on connaît l'intervalle de variation des contraintes, un module sécant. Enfin, la masse des haubans est généralement répartie pour moitié entre ses noeuds d'extrémité.

9.2 - PRINCIPES DE L'ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES

D'une façon générale, le mouvement d'une structure obéit à une équation différentielle de la forme :

$$[M] \{U''\} + [C] \{U'\} + [K]\{U\} = \{F(t)\} \quad (9.1)$$

dans laquelle :

- $\{F(t)\}$ est le vecteur colonne des forces nodales dynamiques appliquées à la structure ;
- $\{U\}$ est le vecteur colonne des déplacements nodaux, correspondant au nombre total N_d de degrés de liberté ;
- $[M]$ est la matrice des masses ;
- $[C]$ est la matrice d'amortissement ;
- $[K]$ est la matrice de rigidité.

Cette équation différentielle est établie en supposant que la structure a un comportement linéaire et élastique et le vecteur $\{U\}$ est exprimé dans un système d'axes lié aux appuis ; ses composantes sont donc des déplacements relatifs.

L'étude des *modes propres non amortis* permet de déterminer l'ensemble des pulsations propres de l'ouvrage : ce sont les valeurs de ω qui annulent le déterminant de la matrice $[K] - \omega^2[M]$. Les matrices $[K]$ et $[M]$ étant définies positives, les valeurs de ω^2 sont toutes positives. Supposons, pour simplifier, mais sans nuire à la généralité de la démarche, que toutes ces valeurs propres soient distinctes. Les N_d valeurs de ω_k ($k = 1, 2, \dots, N_d$) pour lesquelles le déterminant de $[K] - \omega^2[M]$ s'annule sont appelées *pulsations propres* de la structure. A partir des ω_k , on définit les *fréquences propres* :

$$f_k = \frac{\omega_k}{2\pi}$$

et les périodes propres $T_k = \frac{2\pi}{\omega_k} = \frac{1}{f_k}$.

A chaque ω_k est associé un vecteur propre $\{v_k\}$ déterminé, à une constante multiplicative près, par l'équation :

$$[K]\{v_k\} = \omega_k^2 [M]\{v_k\}$$

On démontre que l'ensemble des vecteurs propres vérifie les relations d'orthogonalité suivantes, pour tout couple (i, j) , i différent de j :

$$\{v_i\}^T [M] \{v_j\} = 0 \quad \text{et} \quad \{v_i\}^T [K] \{v_j\} = 0$$

Ils constituent donc une base de l'espace vectoriel des solutions de l'équation différentielle (9.1). On cherche alors une solution de cette équation sous la forme :

$$\{U\} = \sum \xi_k(t) \cdot \{v_k\}$$

les $\xi_k(t)$ étant des fonctions inconnues du temps.

L'équation (9.1) devient :

$$\sum \frac{d^2 \xi_k}{dt^2} [M] \{v_k\} + \sum \frac{d \xi_k}{dt} [C] \{v_k\} + \sum \xi_k [K] \{v_k\} = \{F(t)\}$$

ou encore :

$$\sum \left[\frac{d^2 \xi_k}{dt^2} [M] + \frac{d \xi_k}{dt} [C] + \omega_k^2 \xi_k [M] \right] \{v_k\} = \{F(t)\}$$

Si on multiplie les deux membres de cette équation à gauche par $\{v_j\}^T$, les termes de type $\{v_j\}^T [M] \{v_k\}$ sont nuls pour j différent de k . Posons, dans un premier temps, $F_k(t) = \{v_k\}^T \{F(t)\}$. On voit donc que pour obtenir des équations découplées pour les ξ_k , il est nécessaire que la matrice d'amortissement $[C]$ soit telle que pour i différent de j :

$$\{v_i\}^T [C] \{v_j\} = 0 \tag{9.2}$$

Cette condition est évidemment vérifiée si l'on suppose que $[C]$ est une combinaison linéaire de $[M]$ et $[K]$ (hypothèse dite de Rayleigh). Plus généralement (mais ceci ne constitue qu'une

curiosité mathématique), on démontre que la propriété en question est assurée si l'on suppose que [C] est de la forme :

$$[C] = [M] \sum_n \alpha_n ([M]^{-1} [K])^n$$

où les α_n sont des constantes et où la sommation sur n est étendue à un ensemble quelconque de valeurs entières, positives ou négatives.

En pratique, la matrice d'amortissement est en général très mal connue, et les seules informations dont on dispose sur l'amortissement sont d'origine expérimentale. De plus, dans le cas des actions sismiques par exemple, ces estimations peuvent dépendre non seulement du type de structure et des matériaux utilisés, mais aussi du niveau d'intensité du mouvement sismique (augmentation de l'amortissement avec le taux de fissuration dans les éléments en béton armé). Ainsi, compte tenu de cet état de connaissances sur l'amortissement, il est compréhensible que l'on se contente, en général, de supposer vérifiée la condition (9.2).

Le problème se ramène finalement à un ensemble d'équations linéaires du type :

$$\frac{d^2 \xi_k}{dt^2} \{v_k\}^T [M] \{v_k\} + \frac{d \xi_k}{dt} \{v_k\}^T [C] \{v_k\} + \omega_k^2 \xi_k \{v_k\}^T [M] \{v_k\} = \{v_k\}^T [F(t)] = F_k(t)$$

On pose :

$$2\eta_k \omega_k = \frac{\{v_k\}^T [C] \{v_k\}}{\{v_k\}^T [M] \{v_k\}} \quad \text{et} \quad f_k(t) = \frac{\{v_k\}^T [F(t)]}{\{v_k\}^T [M] \{v_k\}} = \frac{F_k(t)}{\{v_k\}^T [M] \{v_k\}}$$

Alors les équations différentielles auxquelles obéissent les fonctions $\xi_k(t)$ sont les suivantes :

$$\frac{d^2 \xi_k}{dt^2} + 2\eta_k \omega_k \frac{d \xi_k}{dt} + \omega_k^2 \xi_k = f_k(t) \tag{9.3}$$

η_k est appelé coefficient d'amortissement réduit.

Dans l'immense majorité des cas pratiques, les coefficients d'amortissement réduits sont faibles, donc inférieurs à l'unité. On peut donc poser $\omega_k^* = \omega_k \sqrt{1 - \eta_k^2}$. Alors, la solution particulière de l'équation (9.3) satisfaisant aux conditions initiales $\xi_k(0) = \xi_k'(0) = 0$ a pour expression :

$$\xi_k(t) = \frac{1}{\omega_k^*} \int_0^t f_k(\tau) \cdot \exp[-\eta_k \omega_k (t - \tau)] \cdot \sin \omega_k^* (t - \tau) d\tau \tag{9.4}$$

Lorsque la réponse relative à chaque mode a été déterminée, en tenant compte des conditions initiales particulières du mouvement, les déplacements sont obtenus par superposition des diverses contributions modales.

9.3 - RÉPONSE D'UNE STRUCTURE A UNE SOLLICITATION ALÉATOIRE

Dans ce qui suit, nous rappelons quelques notions de base concernant la réponse d'une structure à une sollicitation aléatoire en s'appuyant sur l'exemple simple d'un système à un degré de liberté. *A priori*, cette force n'étant jamais strictement connue, le calcul de la réponse du système ne peut être effectué. En fait, si une approche déterministe du problème est impossible, une approche probabiliste fournit des informations très utiles. Considérons donc un système dont le mouvement obéit à une équation différentielle de la forme :

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\eta \cdot \omega_0 \cdot \frac{dx}{dt} + \omega_0^2 \cdot x = F(t) \tag{9.5}$$

La réponse déterministe de cette équation, correspondant aux conditions initiales $x(0) = x'(0) = 0$, est, d'après (9.4), de la forme :

$$x(t) = \frac{1}{\omega_0^*} \int_0^t F(\tau) \cdot e^{-\eta \cdot \omega_0(t-\tau)} \cdot \sin \omega_0^*(t-\tau) d\tau$$

avec

$$\omega_0^* = \omega_0 \sqrt{1 - \eta^2}$$

Supposons que la fonction $F(t)$ soit périodique, de très grande période τ . Elle peut alors être décomposée en série de Fourier sous la forme :

$$F(t) = \sum_{-\infty}^{+\infty} \alpha_n e^{in\Omega t}$$

avec

$$\Omega = \frac{2\pi}{\tau} \quad \text{et} \quad \alpha_n = \frac{1}{\tau} \int_{-\tau/2}^{\tau/2} F(t) \cdot e^{-in\Omega t} dt$$

Or, la solution stationnaire de l'équation différentielle :

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\eta \cdot \omega_0 \cdot \frac{dx}{dt} + \omega_0^2 \cdot x = e^{i\Omega t}$$

s'écrit :

$$x(t) = H(\Omega) \cdot e^{i\Omega t} \quad \text{avec} \quad H(\Omega) = \frac{1}{\omega_0^2 - \Omega^2 + 2i\eta\omega_0\Omega}$$

La solution de l'équation différentielle (9.5) est donc donnée par :

$$x(t) = \sum_{-\infty}^{+\infty} H(n\Omega) \alpha_n e^{in\Omega t}$$

Faisons tendre τ vers l'infini. Les coefficients α_n tendent vers 0 si l'intégrale :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |F(t)| dt$$

est définie. On démontre alors que la fonction $F(t)$ est telle que :

$$F(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F^*(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad \text{avec} \quad F^*(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(t) e^{-i\omega t} dt$$

$F^*(\omega)$ représente la transformée de Fourier de la fonction $F(t)$.

La réponse dans le domaine fréquentiel du système est alors donnée par :

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega) F^*(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

Considérons maintenant la fonction $F(t)$ comme la fonction représentative d'un processus aléatoire stationnaire, c'est-à-dire dont la loi de probabilité est indépendante d'un décalage de l'origine des temps. D'un point de vue statistique, on peut caractériser $F(t)$ par sa valeur moyenne \underline{F} et l'écart-type σ_F de ses fluctuations autour de la moyenne. Posons $F(t) = \underline{F} + f(t)$; par définition :

$$\underline{F} = \lim_{(\tau \rightarrow \infty)} \frac{1}{\tau} \int_{-\tau/2}^{\tau/2} F(t) dt \quad \sigma_F^2 = \lim_{(\tau \rightarrow \infty)} \frac{1}{\tau} \int_{-\tau/2}^{\tau/2} f^2(t) dt$$

Dans l'équation (9.5), on peut écrire $x = \underline{x} + y$ où \underline{x} représente la réponse moyenne du système ($\underline{x} = \underline{F}/\omega_0^2$). La fonction $y(t)$ satisfait alors à l'équation différentielle :

$$\frac{d^2y}{dt^2} + 2\eta_0 \omega_0 \frac{dy}{dt} + \omega_0^2 y = f(t) \tag{9.6}$$

On peut décomposer $f(t)$ en série de Fourier sur la période τ puis faire tendre τ vers l'infini afin de prolonger l'analyse en série de Fourier par la transformation de Fourier. Ainsi :

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} f^*(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad \text{avec} \quad f^*(\omega) = \lim_{(\tau \rightarrow \infty)} \int_{-\tau/2}^{\tau/2} f(t) e^{-i\omega t} dt$$

On démontre alors que :

$$\sigma_F^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_F(\omega) d\omega \quad \text{avec} \quad S_F(\omega) = \lim_{(\tau \rightarrow \infty)} \frac{1}{2\pi\tau} \left| \int_{-\tau/2}^{\tau/2} f(t) e^{-i\omega t} dt \right|^2$$

La fonction $S_F(\omega)$ est appelée densité de puissance spectrale de la fonction $f(t)$ (ou $F(t)$). La réponse du système mécanique, à travers l'équation (9.6), est également un processus aléatoire stationnaire dont la densité spectrale $S_y(\omega)$ est donnée par :

$$S_y(\omega) = |H(\omega)|^2 S_F(\omega)$$

Sa variance vaut :

$$\sigma_y^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_y(\omega) d\omega$$

Les développements qui précèdent montrent que l'on peut calculer la variance (σ_y^2) de la réponse du système dès lors que l'on est en mesure d'évaluer celle (σ_P^2) de l'action excitatrice. Lorsque la structure étudiée comporte plusieurs degrés de liberté, le principe d'analyse reste le même ; toutefois, la résolution, faisant appel à la notion de densité interspectrale issue de la corrélation entre le mouvement des divers degrés de liberté, est nettement plus compliquée.

Deuxième partie

L'ACTION DU VENT SUR LES PONTS

9.4- GÉNÉRALITES. CARACTÉRISATION DU VENT

9.4.1 Origine du vent

Le vent est principalement provoqué par les différences de température à la surface de la Terre du fait des variations du rayonnement solaire entre les différentes latitudes et par le fait que les terres se réchauffent ou se refroidissent plus vite que les mers. Les courants marins affectent également la répartition des températures en déplaçant des réservoirs de chaleur. Les différences de température, induisant des différences de densité, créent des gradients de pression qui mettent l'air en mouvement. Au voisinage du sol, les forces de frottement réduisent, en moyenne, la vitesse du vent et créent la *turbulence*, c'est-à-dire les fluctuations spatiales et temporelles de celle-ci. Les effets du frottement sur le sol sont d'autant plus importants que la rugosité du site est grande et que le point considéré est plus proche du sol. A une altitude élevée, le mouvement du vent est libre, mais ne se développe pas directement des zones de hautes pressions vers celles de basse pression à cause des forces d'inertie de Coriolis dues à la rotation de la Terre.

Les normes relatives au calcul des actions du vent sur les constructions excluent généralement les effets des *tornades* ou des *cyclones*. Les tornades correspondent à un mouvement circulaire très violent de l'atmosphère. Elles intéressent des zones très localisées (de l'ordre de 200 m de largeur et de 15 km de longueur) et leur probabilité d'occurrence en un point donné de l'Europe est d'environ 10^{-5} par an. C'est pourquoi, pour d'évidentes raisons économiques, les constructions courantes ne sont généralement pas dimensionnées pour leur résister. Cependant, dans certains cas particuliers, il peut être nécessaire de considérer l'action d'une tornade dans le cadre de situations accidentelles d'une construction. La pression dynamique correspondant à la vitesse de pointe est alors fixée par les normes (Eurocode 1)

6 kPa (= 6 000 N/m²). Les cyclones sont des phénomènes analogues aux tornades, mais intéressent plutôt les régions tropicales.

9.4.2 Caractérisation de la vitesse du vent

Dans les basses couches de l'atmosphère, la vitesse du vent varie d'un point à l'autre de l'espace et fluctue dans le temps. Ce champ de vitesse applique, sur les parois des constructions, des pressions aérodynamiques et donc des forces aérodynamiques. On peut décomposer la vitesse du vent en deux termes :

$$\mathbf{V}(M,t) = \underline{\mathbf{V}}(M) + \mathbf{V}'(M,t)$$

où $\underline{\mathbf{V}}(M)$ et $\mathbf{V}'(M,t)$ représentent respectivement la vitesse moyenne, intégrée sur une période τ donnée, et la vitesse turbulente :

$$\underline{\mathbf{V}}(M) = \frac{1}{\tau} \int_0^{\tau} \mathbf{V}(M,t) dt$$

Dans leur grande majorité, les ponts sont suffisamment rigides pour que les actions que leur applique le vent puissent être traitées à l'aide de modèles statiques. Leur intensité est alors essentiellement liée à la vitesse moyenne $\underline{\mathbf{V}}(M)$. Pour un projet particulier, il convient donc de définir une valeur de cette vitesse à partir de laquelle puissent être calculées les actions avec un niveau d'intensité en harmonie avec les principes modernes de sécurité des constructions. Le problème n'est évidemment pas simple car la vitesse du vent, en sus de son caractère variable, dépend de nombreux paramètres. Deux d'entre eux sont particulièrement importants : la hauteur z au dessus du sol et la rugosité du terrain naturel.

Pour analyser la vitesse du vent dans le temps, on se réfère à la méthode générale d'analyse des actions variables. On mesure, dans un site donné, la vitesse du vent pendant un certain intervalle de temps τ (intervalle de base) et on en calcule la valeur moyenne. Ayant ainsi caractérisé cette grandeur par un nombre au cours de chaque intervalle de base, on étudie ensuite la distribution statistique de ces valeurs en la ramenant à un type de loi de distribution, une valeur moyenne et un coefficient de variation. On peut alors calculer la valeur ayant une probabilité p donnée d'être dépassée pendant une durée de référence R . Les grandeurs p et R sont liées à un paramètre unique qui est la période moyenne de retour :

$$T = - \frac{R}{\ln(1-p)} \cong \frac{R}{p} \quad \text{si } p \text{ est faible.}$$

Le choix d'une vitesse de projet s'appuie sur la définition d'une *vitesse de référence*, notée V_{ref} , à caractère partiellement conventionnel. Selon l'Eurocode 1, on distingue quatre classes de rugosité pour le terrain naturel :

- classe I : mer et rase campagne sans obstacles ;
- classe II : rase campagne avec quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) ;
- classe III : zone urbanisée, industrielle ou forestière ;

— classe IV : zone urbaine dont plus de 15% de la surface est recouverte de bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.

La vitesse de référence, en un site donné, est définie comme étant la vitesse moyenne calculée sur un intervalle de base de 10 mn, à une hauteur de 10 m au dessus d'un sol de catégorie II, et correspondant à une période moyenne de retour de 50 ans. Dans les cas usuels, elle est obtenue par simple lecture sur une carte (par exemple, en région parisienne, $V_{ref} = 26 \text{ m.s}^{-1}$) mais, pour un projet tant soit peu exceptionnel, elle peut être calculée à partir de mesures directes.

9.4.3 Pression dynamique du vent

D'une manière générale, le vent induit sur les constructions une pression dynamique liée à sa vitesse par la formule :

$$q = \frac{\rho}{2} V^2$$

où ρ est la masse volumique de l'air ($1,25 \text{ kg.m}^{-3}$).

De la même manière que l'on définit une vitesse de référence, on définit une *pression moyenne de référence* du vent telle que :

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} V_{ref}^2$$

9.4.4 Généralités concernant l'action du vent sur les structures

La pression dynamique produite par le vent en un point de la surface d'un corps solide agit normalement à cette surface et se définit comme la différence de pression entre la pression totale au point considéré et une pression de référence. Cette dernière est généralement égale à la pression statique de l'écoulement fluide incident.

La distribution de la pression sur le corps solide donne naissance à un torseur dont les éléments de réduction sont une force dirigée dans le sens de l'écoulement fluide (traînée), une force perpendiculaire au sens de cet écoulement (portance) et, éventuellement, un moment selon le système d'axes du référentiel choisi. L'existence de ce moment est liée au fait que le point d'application de la résultante des pressions, appelé foyer, n'est généralement pas confondu avec le centre de rotation (ou de torsion dans le cas d'un tablier de pont) du corps solide. Par exemple, dans le cas d'une section rectangulaire, il est bien connu que le foyer se trouve au quart de la profondeur de la section à partir du bord d'attaque.

Les actions dues au vent ont un caractère essentiellement aléatoire. Dans le cas des structures rigides, il est généralement suffisant de les considérer comme des actions statiques liées à la valeur moyenne des pressions et des forces engendrées. Par contre, dans le cas des

structures souples, les actions dues au vent sont susceptibles de mettre à contribution leur comportement dynamique.

Les phénomènes dynamiques ainsi engendrés peuvent être classés en deux familles :

- a) l'excitation directe de la structure par des vents extrêmes et aléatoires ;
- b) l'excitation de la structure par des vents de vitesse plus ou moins modérée et sensiblement constante, qui peut prendre diverses formes :
 - une excitation verticale d'un tablier par l'échappement tourbillonnaire alterné ;
 - des oscillations auto-entretenues à un (galop) ou plusieurs (flottement classique) degrés de liberté.

La célèbre catastrophe du pont de Tacoma en 1940 fut le point de départ d'une grande activité de recherche dans le domaine de la stabilité aéroélastique des ponts même si les questions relatives aux effets du vent préoccupaient les ingénieurs depuis fort longtemps. Les premiers travaux de recherche portèrent essentiellement sur les charges statiques dues au vent et ces questions étaient à peu près résolues avant l'accident de Tacoma. Les problèmes de stabilité aéroélastique posés et résolus dans les années 30 dans le domaine de l'aéronautique ont fait prendre conscience de l'existence de phénomènes analogues sur les tabliers des grands ponts. Evidemment, la différence fondamentale entre le comportement des corps profilés, telles les ailes d'avion, et des corps non profilés a toujours été bien marquée.

La conception et le dimensionnement des ponts souples doivent répondre à de multiples critères de résistance et d'économie ; pour cette raison, tous les grands projets sont systématiquement étudiés en soufflerie. Des méthodes et des principes d'études ont été mis au point dans différents laboratoires, notamment aux États-Unis et en France (ONERA), mais aussi dans de nombreux autres pays. Dans la suite de cette partie, nous examinons les principaux aspects des actions dues au vent sur les ponts.

9.5- ACTION DU VENT SUR LES PONTS RIGIDES

Comme nous l'avons dit précédemment, les actions du vent sur les ponts rigides ne mettent pas leur comportement dynamique à contribution. On se contente donc de les prendre en compte par l'intermédiaire de règles plus ou moins simplifiées qui en donnent des modèles sous la forme de forces statiques équivalentes.

Les règles de la CECM (*Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions, version révisée de 1987, publiée en français en 1989 dans la revue Construction Métallique*) donnent un critère de «rigidité» sous la forme d'une fréquence propre limite :

$$f_{lim} = \alpha \cdot L^{-1,2}$$

α est un coefficient dépendant du décrétement logarithmique δ lié à l'amortissement structural et de la hauteur de l'ouvrage au dessus du sol. L est la distance entre appuis. On

rappelle que le décrement logarithmique est le logarithme népérien du rapport entre deux maxima successifs de la réponse relative à un degré de liberté donné ; son expression est donc :

$$\delta = \frac{2\pi\eta}{\sqrt{1-\eta^2}}$$

Pour les ponts métalliques, δ varie de 0,02 à 0,05 selon que l'ossature est soudée ou simplement boulonnée. Pour les ponts en béton, δ varie de 0,04 à 0,10 selon qu'il s'agit de béton précontraint sans fissures ou de béton armé fissuré. Enfin, pour les câbles, δ varie de 0,006 lorsqu'ils sont à fils parallèles à 0,02 lorsqu'ils sont spiralés. Par exemple, pour un pont en béton précontraint ($\delta = 0,06$) de 40 m de portée entre appuis et situé à 10 m au dessus du sol, $f_{lim} = 3,11$ Hz.

Au dessus de cette valeur, la construction est réputée «rigide» et les calculs sont conduits avec les équivalents statiques des actions du vent. Il convient donc de calculer la fréquence fondamentale de flexion d'un tablier de pont pour apprécier sa rigidité au sens des règles CECM, en notant toutefois que la valeur de f_{lim} est plutôt conservatrice.

Examinons maintenant de quelle façon est traité le problème, dans ses grandes lignes, au niveau des textes réglementaires ou normatifs actuels.

9.5.1 Les actions du vent sur les ponts selon la réglementation française

Le Fascicule 61 Titre II du C.P.C. fournit, pour les cas usuels, des règles simplifiées et plutôt pessimistes pour évaluer les effets du vent sur les ponts. Ces effets se résument à l'application d'une pression normale aux surfaces frappées dont l'intensité (en France métropolitaine) est égale à :

- 2 kN/m² en situation de service ;
- 1,0 ou 1,25 kN/m² en situation de construction, selon que la phase de chantier considérée est inférieure ou supérieure à un mois.

L'intensité de cette pression est très élevée : lorsqu'elle est prise en compte dans les calculs, on admet que l'ouvrage ne supporte aucune charge de chaussée ou de trottoir (on ne cumule donc pas les effets du vent et des charges d'exploitation dans une même combinaison).

Mis à part quelques commentaires et quelques règles complémentaires, le texte en question conseille au projeteur de procéder, dans les circonstances non courantes, à des études spécifiques.

9.5.2 Les actions dues au vent selon l'Eurocode 1

L'Eurocode 1 prévoit la possibilité d'employer :

- une méthode simplifiée, applicable aux structures peu sensibles à une excitation dynamique par le vent,

— une méthode détaillée, applicable aux autres structures ;

Dans ce qui suit, nous n'évoquerons que la première méthode, prévue pour les ouvrages rigides, c'est-à-dire les ouvrages dont le comportement dynamique n'est pas mis à contribution par le vent de manière significative. Selon cette méthode, la force globale due au vent est calculée à l'aide d'une formule de la forme :

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

$c_e(z)$ est un coefficient d'exposition dont l'expression est :

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot [1 + 2gI_v(z)]$$

où z est la cote moyenne du tablier au dessus du point le plus bas du terrain naturel. $c_t(z)$ est le coefficient de topographie, égal à 1 lorsque le terrain naturel est sensiblement plat et $c_r(z)$ est le coefficient de rugosité donné par la formule :

$$c_r(z) = k_r \cdot \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{si } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$
$$= c_r(z_{min}) \quad \text{si } z < z_{min}$$

Dans cette formule :

- z_0 est un paramètre de rugosité, homogène à une longueur ;
- k_r est un paramètre fonction de la rugosité du site ;
- z_{min} est une hauteur conventionnelle allant de 2m pour les sites de classe I à 16m pour les sites de classe IV ;
- g est un facteur de pic ;
- $I_v(z)$ est l'intensité de turbulence à la cote z , donnée par la formule :

$$I_v(z) = \frac{k_r}{c_t(z) \cdot c_r(z)}$$

Lorsque $c_t = 1$, et en l'absence de données spécifiques pour un projet particulier, on adopte la formule simplifiée suivante :

$$c_e(z) = c_r(z)[c_r(z) + 7k_r]$$

correspondant à un facteur de pic $g = 3,5$.

c_d est un coefficient dynamique qui tient compte d'une part de la non simultanée des rafales de vent sur l'ensemble d'une construction, et d'autre part des effets des oscillations des constructions souples selon leurs modes propres excités par les rafales de vent. Dans le cas des ponts rigides, ce coefficient a une valeur comprise entre 0,8 et 1 selon la portée de l'ouvrage considéré et sa cote au dessus du terrain naturel.

c_f est un *coefficient de force* permettant de calculer la composante considérée de l'action du vent ($c_{f,y}$ pour la composante horizontale transversale, $c_{f,z}$ pour la composante verticale). A ce coefficient est associée une aire de référence A_{ref} égale à la surface du «maître-couple» offert au vent par le tablier relativement à chacune des composantes considérées. Ainsi, l'aire de référence associée à $c_{f,y}$ est égale à l'aire de la surface frappée par le vent supposé horizontal : par conséquent, si l'on prend $A_{ref} = h$ (épaisseur du tablier), la force F_w est la force de traînée par unité de longueur du tablier. Le graphique de la figure 9.1 fournit la valeur de $c_{f,y}$.

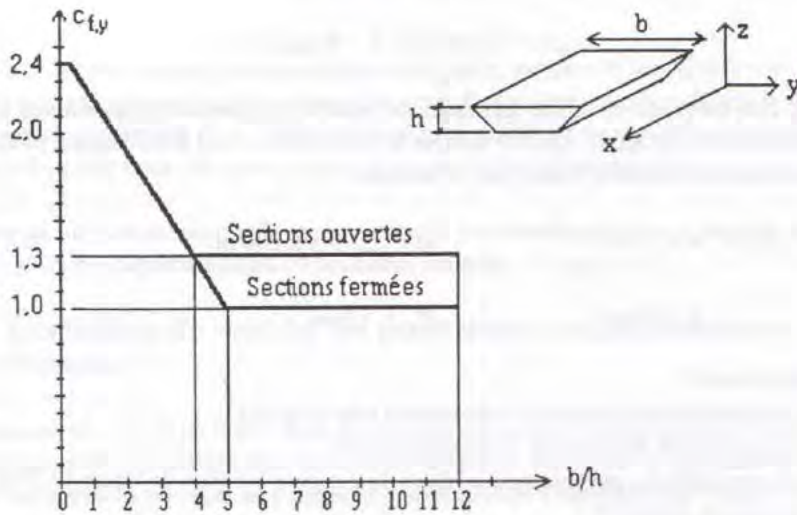


Fig. 9.1 - Valeurs du coefficient $c_{f,y}$.

La valeur de ce coefficient peut être réduite dans le cas de tabliers en forme de caisson à âmes inclinées, à raison de 0,5% par degré d'inclinaison de ces âmes par rapport à la verticale, sans toutefois dépasser 30% de réduction.

9.6- EFFETS DU VENT TURBULENT SUR LES PONTS SOUPLES

9.6.1 Efforts stationnaires s'exerçant sur un tablier de pont

Comme nous l'avons dit en 9.4.4, si l'on place un corps cylindrique immobile (par exemple, une maquette de tablier de pont de section constante) dans un écoulement fluide transversal permanent de vitesse V , il subit des actions formant un torseur dont les éléments de réduction sont représentés sur la figure 9.2.

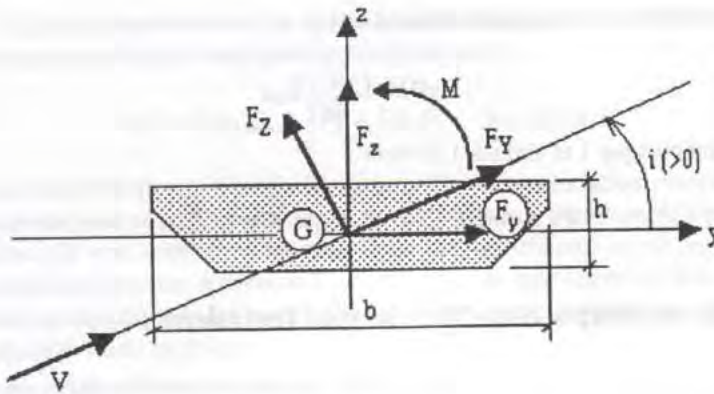


Fig. 9.2

Ces éléments de réduction peuvent être rapportés au système d'axes lié au vent (F_Y, F_Z, M) ou au système d'axes lié à la section (F_X, F_Y et M). Dans le système d'axes lié au vent, leur intensité **par unité de longueur** est donnée par les expressions suivantes :

— Portance : $F_Z = q.b.C_Z(i)$

— Traînée : $F_Y = q.b.C_Y(i)$

— Moment : $M_X = q.b^2.C_M(i)$

où q est la pression dynamique du vent, C_Z le coefficient de portance, C_Y le coefficient de traînée et C_M le coefficient de moment. Dans le système d'axes lié à la section, on introduit des coefficients homologues notés C_L (coefficient de portance), C_D (coefficient de traînée) et C_M .

Tous ces coefficients sont sans dimension : ils dépendent de l'angle d'incidence i du vent, compté positivement à partir de Gy dans le sens positif du repère Gyz , et sont rapportés à la surface «portante» du tablier par unité de longueur. Ils portent également le nom de *coefficients stationnaires* et sont déterminés expérimentalement à l'aide d'essais en soufflerie sur des maquettes dont l'échelle est comprise en 1/50 et 1/100. La considération de ces coefficients donne une bonne idée de la sensibilité d'un tablier de pont aux effets du vent.

Les relations entre (F_Y, F_Z) et (F_X, F_Z) sont les suivantes :

$$F_Y = F_Y \cos i - F_Z \sin i$$

$$F_Z = F_Y \sin i + F_Z \cos i$$

Pour des sections bien profilées, la portance sous incidence nulle est faible ; si l'on suppose que l'angle d'incidence i reste également faible, on peut alors assimiler le coefficient C_Z au

premier terme de son développement limité en i :

$$C_Z(i) \equiv i \cdot \frac{\partial C_Z}{\partial i} \Big|_{i=0}$$

En remplaçant $\cos i$ par 1 et $\sin i$ par i , il vient :

$$F_y \equiv qbC_Y \quad F_z \equiv qbi \left(C_Y + \frac{\partial C_Z}{\partial i} \right)$$

9.6.2 Prise en compte des effets du vent turbulent

Comme nous l'avons vu en 9.4.2, le vent turbulent en un point peut être décrit par une vitesse moyenne (associée à une direction «moyenne») et une vitesse turbulente selon la décomposition suivante :

$$\mathbf{V}(M,t) = \underline{\mathbf{V}}(M) + \mathbf{V}'(M,t)$$

Dans un système d'axes Oxyz tel que Ox soit porté par le vecteur vitesse moyenne $\underline{\mathbf{V}}(M)$, les composantes de $\mathbf{V}'(M,t)$ sont notées $u(M,t)$, $v(M,t)$ et $w(M,t)$, que nous noterons plus simplement $u(t)$, $v(t)$ et $w(t)$, comme indiqué sur la figure 9.3.

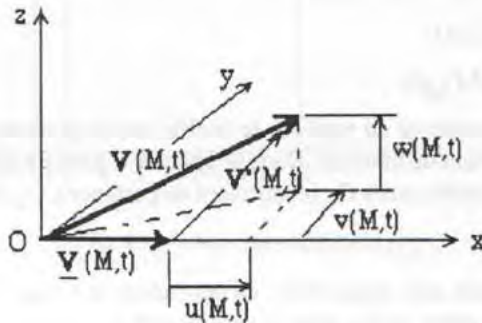


Fig. 9.3

Lors de l'étude du comportement dynamique d'un pont, on suppose, à titre de simplification, que le vecteur $\underline{\mathbf{V}}(M)$ est horizontal et perpendiculaire à l'axe longitudinal du tablier. Les deux composantes les plus importantes sont la composante longitudinale $u(t)$ et la composante verticale $w(t)$: on admet généralement de négliger l'influence de la composante $v(t)$ sur les tabliers de ponts.

On définit l'intensité de la turbulence par les coefficients de variation :

$$I_u = \frac{\sigma_u}{\underline{V}} \quad I_v = \frac{\sigma_v}{\underline{V}} \quad I_w = \frac{\sigma_w}{\underline{V}}$$

où σ_u , σ_v et σ_w sont respectivement les écarts-types des fluctuations de la vitesse autour de sa valeur moyenne, définis, d'une manière théorique, par :

$$\sigma_k^2 = \text{Lim}_{(\tau \rightarrow \infty)} \frac{1}{\tau} \int_0^\tau u_k^2(t) dt, \quad k = (u, v, w)$$

Des formules ont été proposées pour évaluer ces coefficients de variation, mais ils sont généralement mesurés pour un projet particulier. Leur connaissance n'est toutefois pas suffisante car les vitesses du vent sont corrélées entre deux points différents et, en un même point, entre deux instants de mesure différents. Il est nécessaire de faire intervenir trois coefficients de covariance géométrique et six coefficients de covariance temporelle, ce qui donne une idée de la complexité du problème.

Quoi qu'il en soit, pour la simplicité de l'exposé, considérons, par exemple, la force par unité de longueur correspondant à la traînée. Son expression est, comme nous l'avons vu :

$$F_Y = qbC_Y = \frac{1}{2} \rho V^2 C_Y$$

Or, $V^2 = (\underline{V} + \underline{u} + \underline{w})^2 = \underline{V}^2 + 2\underline{V}\underline{u}$ en se limitant à un développement au premier ordre (les couples de vecteur $(\underline{V}, \underline{w})$ et $(\underline{u}, \underline{w})$ étant perpendiculaires). En supposant que C_Y soit indépendant de l'angle d'incidence du vent (ici $\mathbf{i} \equiv \frac{\underline{w}}{\underline{V}}$), on voit que F_Y peut être

décomposé en un terme constant correspondant à la vitesse moyenne :

$$\underline{F}_Y = \frac{1}{2} \rho \underline{V}^2 C_Y$$

et un terme variable :

$$f_Y(t) = \rho \underline{V} u(t) C_Y$$

On en déduit : $f_Y^2(t) = \rho^2 \underline{V}^2 C_Y^2 u^2(t) = 4 \frac{\underline{F}_Y^2}{\underline{V}^2} u^2(t)$. En admettant que les données

expérimentales permettent l'analyse de la vitesse du vent dans le domaine fréquentiel, la densité spectrale $S_F(\omega)$ de la force de traînée est liée à celle $S_u(\omega)$ de la composante $u(t)$ par la relation :

$$S_F(\omega) = 4 \frac{\underline{F}_Y^2}{\underline{V}^2} S_u(\omega)$$

Dans la pratique, cette expression n'est valable qu'en un point où l'échelle des turbulences est essentiellement plus grande que la dimension du corps frappé par le vent. En réalité, l'échelle des turbulences est du même ordre de grandeur que celle des constructions réelles étudiées, et on introduit alors une autre fonction $|X(\omega)|^2$, appelée admittance aérodynamique,

telle que :

$$S_F(\omega) = |X(\omega)|^2 \cdot 4 \frac{E_Y^2}{V^2} S_u(\omega)$$

Supposons que le vent agisse sur un système à un degré de liberté du type de celui étudié en 9.3. On voit aisément que l'écart-type de sa réponse peut être calculé à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_y^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} S_y(\omega) d\omega \quad \text{avec} \quad S_y(\omega) = 4 |H(\omega)|^2 |X(\omega)|^2 \frac{E_Y^2}{V^2} S_u(\omega)$$

Ce type de développement peut être fait, d'une manière analogue, pour la composante perpendiculaire $w(t)$ et donne une idée du principe d'étude des structures à n degrés de liberté. Mais il convient de noter que l'admittance aérodynamique est plutôt un «facteur d'ignorance» qui regroupe toutes les inconnues du problème de correspondance entre les spectres des vitesses et des pressions, et ses valeurs, pour un projet particulier, doivent être déterminées expérimentalement en soufflerie.

9.7 - EFFETS DYNAMIQUES PARTICULIERS DU VENT SUR LES PONTS SOUPLES

9.7.1 Excitation par l'échappement tourbillonnaire

Comme tout corps cylindrique non profilé plongé dans un écoulement fluide, les différentes parties d'un pont souple (tablier, pylônes, câbles) provoquent des échappements tourbillonnaires (tourbillons de Bénard-Karman) qui se détachent alternativement d'un côté puis de l'autre du corps considéré (figure 9.4). En effet, l'air n'est pas assez fluide pour simplement glisser sur la structure. A son contact se forme une «couche limite» qui s'en détache périodiquement pour s'enrouler dans un sillage turbulent en aval de l'obstacle. Ce phénomène périodique a pour conséquence la création d'une force, également périodique, et perpendiculaire à la direction du vent.

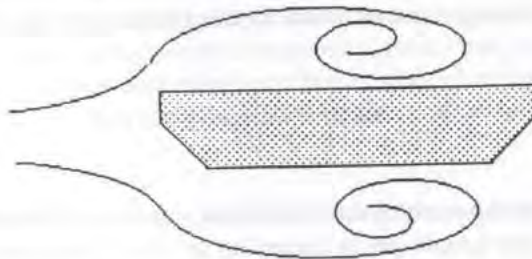


Fig. 9.4 - Echappement tourbillonnaire.

A titre d'exemple, les études théoriques menées sur le comportement des corps cylindriques de section circulaire ont conduit à proposer la formule suivante pour le calcul de la fréquence des tourbillons :

$$f_{\text{vor}} = 0,198 \frac{V}{D} \left(1 - \frac{19,7}{\mathcal{R}} \right)$$

où V est la vitesse du vent, D le diamètre du cylindre et \mathcal{R} le nombre de Reynolds de l'écoulement, défini par :

$$\mathcal{R} = \frac{\rho V D}{\mu}$$

où ρ est la masse volumique de l'air et μ sa viscosité dynamique. Avec les valeurs usuelles ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$; $\mu = 1,86 \cdot 10^{-6} \text{ kg.s/m}^2$), et pour des nombres de Reynolds suffisamment grands, $f_{\text{vor}} \cong 0,2V/D$.

Dans le cas des ponts, on a pu vérifier que la fréquence des tourbillons se formant dans leur sillage était également proportionnelle à la vitesse du vent. D'autre part, l'intensité de l'échappement tourbillonnaire dépend de plusieurs paramètres, dont le plus important est le rapport h/b de la hauteur à la largeur totale du tablier. Plus h/b est faible, plus l'échappement perd de sa force et de sa périodicité pour devenir relativement aléatoire. Cette fréquence est caractérisée par le nombre de Strouhal :

$$S_t = \frac{f_{\text{vor}} h}{V}$$

où h est l'épaisseur de la section et V la vitesse du vent. Ce nombre peut aller (en unités homogènes) de 0,05 pour une section très bien profilée (cas du pont suspendu sur la Severn) à 0,25 pour une section ouverte très anguleuse, mais se situe généralement au voisinage de 0,12.

La force de portance perpendiculaire au vent peut provoquer des oscillations de la structure et ces oscillations peuvent devenir dangereuses si la fréquence f_{vor} se rapproche de la fréquence propre f_0 du mode fondamental (perpendiculaire au vent) de la structure ou de l'une de ses parties. De plus, le mouvement ainsi provoqué peut réagir sur l'échappement tourbillonnaire, la fréquence des tourbillons s'accrochant sur celle du pont. L'intensité de l'échappement croît de façon non linéaire avec l'amplitude du mouvement qui finit par se stabiliser à une certaine valeur (cycle limite). La vitesse du vent susceptible de provoquer les phénomènes en question, dite vitesse critique V_{cr} , a pour expression :

$$V_{\text{cr}} = \frac{f_0 h}{S_t}$$

De nombreuses études en soufflerie, portant sur des sections en caisson en l'absence de dispositif de retenue, ont abouti aux formules suivantes :

$$V_{cr} = 6,5 f_0 h \quad \text{si} \quad b^*/h \leq 5,75$$

$$V_{cr} = 2f_0 h((b^*/h) - 2,5) \quad \text{si} \quad b^*/h > 5,75$$

b^* est la largeur du caisson mesurée à mi-hauteur de ses âmes.

Lorsque cette vitesse est faible, la force excitatrice est également de faible intensité et le phénomène est sans conséquence. Il convient donc de s'en inquiéter lorsque la valeur de V_{cr} est élevée. *A priori*, les intensités de l'écoulement tourbillonnaire entre deux points distincts du tablier ne sont bien corrélées que si ces points sont relativement proches. Mais, en réalité, dès qu'un mouvement vibratoire est engendré à une fréquence proche de celle de l'échappement alterné, ce dernier se synchronise avec le mouvement, de sorte qu'une bonne corrélation s'établit sur une longueur de tablier beaucoup plus grande.

Il faut noter que l'excitation d'un pont souple par échappement tourbillonnaire peut se produire pour des vitesses de vent courantes. Par exemple, dans le cas du pont de Saint-Nazaire,

pour une vitesse critique réduite, définie par $V_{red} = \frac{V_{cr}}{f_0 h} = \frac{1}{S_t}$, égale à 9,09 (valeur

vérifiée sur l'ouvrage), $h = 3,4$ m et $f_0 = 0,31$ Hz, on trouve $V_{cr} = 9,58$ m/s soit 34,5 km/h.

Il en résulte que tous les ponts à câbles sont exposés aux instabilités provoquées par les échappements tourbillonnaires puisque les valeurs les plus basses de la vitesse du vent les provoquant ne sont que de quelques dizaines de km/h, et peuvent donc apparaître en tout site extérieur. Heureusement, l'amplitude de vibration à la résonance est limitée par l'amortissement interne de la structure.

Au niveau des calculs, on procède à une détermination numérique de l'amplitude de vibration «cycle limite» en égalant la force d'excitation généralisée du tablier à la force généralisée dissipée par l'amortissement interne. En dehors des risques de ruine précédemment évoqués, les échappements tourbillonnaires peuvent faire travailler la structure à la fatigue et rendre inconfortable le pont pour les usagers. C'est pourquoi, au niveau de la conception, il convient de dessiner des tabliers profilés ou de prévoir des déflecteurs, et d'augmenter la capacité d'amortissement des éléments exposés à l'échappement tourbillonnaire.

9.7.2 Le phénomène de galop

Le phénomène de galop («galloping» en anglais) est lié à une instabilité aérodynamique du profil de la structure. Il s'agit principalement d'un *flottement à un degré de liberté en flexion ou en torsion*. L'incidence apparente variable du vent induite par le mouvement vibratoire du tablier peut engendrer des forces de portance ou des moments de tangage qui agissent dans le sens du mouvement et qui, par conséquent, l'entretiennent en l'amplifiant.

Considérons, par exemple, un tablier de pont animé d'un mouvement de flexion sans torsion (perpendiculaire au vent) avec une vitesse $\frac{dz}{dt}$.

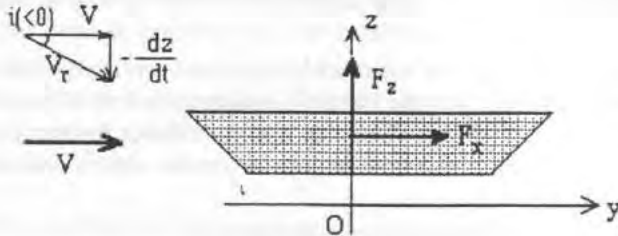


Fig. 9.5

La vitesse relative V_r du vent par rapport à la section résulte de la composition vectorielle de sa vitesse absolue V et de la vitesse $-\frac{dz}{dt}$: elle fait donc un angle i par rapport à l'horizontale tel que $i = -\frac{1}{V} \frac{dz}{dt}$. La force aérodynamique verticale que subit le tablier par unité de longueur est donc égale (d'après 9.6.1) à :

$$F_z \equiv -qb \left(C_Y + \frac{\partial C_Z}{\partial i} \right) \frac{1}{V} \frac{dz}{dt}$$

On constate que cette force ne s'oppose au mouvement, en agissant comme un amortissement, que si :

$$C_Y + \frac{\partial C_Z}{\partial i} > 0$$

Cette condition porte le nom de critère de Den Hartog (1930). Pour un tablier en mouvement de torsion pure, on démontre d'une façon analogue que les actions aérodynamiques ont un caractère d'amortissement si :

$$\frac{\partial C_M}{\partial i} > 0$$

L'expérience montre qu'il n'y a aucun risque en flexion lorsque $b/h > 5$. Par contre, la bibliographie rapporte que pour une section rectangulaire telle que $b/h = 5$, $\frac{\partial C_M}{\partial i} = -26$.

En fait, ceci n'est pas très grave si l'amortissement structural reste supérieur à l'amortissement aérodynamique « négatif » (en valeur absolue).

Un autre aspect du phénomène de galop peut être lié à l'apparition de perturbations dans l'écoulement fluide créées par le mouvement vibratoire en torsion du tablier. Ces perturbations se propagent dans les régions décollées de l'écoulement, créant des noyaux de pres-

sion qui se déplacent avec le vent sur la largeur de la section. Les rapports entre la fréquence d'oscillation et la vitesse de déplacement de ces noyaux peuvent être tels que les pressions viennent agir dans le même sens que le mouvement vibratoire, et le pont ainsi croître. Certains spécialistes mettent la catastrophe du pont de Tacoma à l'actif de ce phénomène.

De nombreuses expérimentations sur modèle réduit ont confirmé l'existence de ce type d'instabilité, particulièrement lorsque l'angle d'incidence du vent est grand (du moins, suffisant pour qu'il y ait décollement). Mais les vitesses réduites limites se situent généralement au delà de 30, ce qui correspond à de grandes vitesses réelles du vent.

9.7.3 Le flottement à deux degrés de liberté

Le flottement à deux (ou plusieurs) degrés de liberté (*flutter* en anglais) résulte d'un couplage aéroélastique entre plusieurs modes de la structure, par exemple entre la flexion et la torsion. Ce couplage peut être à l'origine d'une instabilité capable de provoquer rapidement la ruine de l'élément considéré. Pour que ce couplage puisse se produire, il faut que les fréquences propres des modes soient suffisamment voisines. Dans ces conditions, il est possible que les efforts aéroélastiques arrivent à faire coïncider les fréquences (masse ou raideur aéroélastique «ajoutée») et que l'amortissement de l'un des modes devienne négatif.

D'une façon générale, les ponts à haubans présentent, à portée égale, des fréquences fondamentales de 1,5 à 2 fois supérieures à celles des ponts suspendus. C'est pourquoi, ils sont moins sensibles, a priori, vis-à-vis du flottement à deux degrés de liberté. Il faut cependant veiller à ce que les fréquences naturelles soient suffisamment éloignées les unes des autres. L'expérience montre que si le rapport f_t/f_b des fréquences en torsion et en flexion verticale est supérieur à 2,5 environ, le rapprochement des fréquences de ces deux modes n'est pas à craindre pour des vitesses de vent allant jusqu'à 300 km/h. Le calcul de ce rapport peut être fait, dans un premier temps, de manière relativement sommaire (cf. § 9.8).

En cas de suspension latérale, la grande rigidité conférée par les haubans à l'ensemble de la structure permet de concevoir des tabliers très élancés. Dans ce cas, selon Leonhardt et Zellner, il semble que les risques soient très limités lorsque :

$$— \frac{h}{b} \leq 0,1 \text{ ou } \frac{L}{b} \leq 30, \text{ pour des tabliers en béton ;}$$

$$— \frac{L}{b} \leq 25, \text{ pour les ponts à tablier métallique de portée supérieure à 400 m ;}$$

h , b et L désignant respectivement la hauteur, la largeur et la portée principale du tablier.

On notera toutefois que, contrairement aux oscillations provoquées par l'échappement tourbillonnaire, la tendance au flottement, et donc la portance, augmente lorsque l'on améliore le profilage du tablier. Par contre, cette tendance diminue si l'on augmente la masse du tablier et/ou sa largeur.

L'étude dynamique du tablier d'un pont souple est conduite de la manière suivante. Appelons $z(x,t)$ l'amplitude du mouvement vertical du tablier et $\theta(x,t)$ son angle de rotation en torsion autour de l'axe longitudinal. Si l'on s'intéresse au couplage flexion verticale-torsion dans le cadre d'un mouvement harmonique de pulsation ω , la force verticale et le moment aérodynamique *par unité de longueur* ont pour expressions :

$$F = -2\pi q b \left(k'_a \cdot \frac{z}{b} + \frac{k''_a}{b\omega} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + k'_b \cdot \theta + \frac{k''_b}{\omega} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) + Q_F(t)$$
$$M = -\pi q b^2 \left(m'_a \cdot \frac{z}{b} + \frac{m''_a}{b\omega} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + m'_b \cdot \theta + \frac{m''_b}{\omega} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) + Q_M(t)$$

$Q_F(t)$ et $Q_M(t)$ sont les éléments de réduction des actions aérodynamiques instationnaires, indépendantes des mouvements de vibration (par exemple, excitation forcée due à la turbulence du vent).

Les coefficients k'_a , k''_a , k'_b , k''_b , m'_a , m''_a , m'_b et m''_b sont appelés coefficients de Küssner. Leur signification physique est la suivante.

k'_a et m'_b définissent un effort en phase avec la vitesse de translation ou de rotation. Lorsque ces coefficients sont positifs, les forces aéroélastiques s'opposent à la vitesse d'oscillation et amortissent le mouvement. Lorsqu'ils sont négatifs, au contraire, l'écoulement apporte de l'énergie à la structure et tend à faire croître l'amplitude d'oscillation (amortissement négatif).

Si k'_a et m'_b ont des valeurs négatives, les forces aéroélastiques agissent comme des raideurs. Dans le cas contraire, elles agissent comme des inerties.

Les autres coefficients (c'est-à-dire m''_a , m''_a , k''_b et k''_b) sont des termes de couplage qui n'interviennent que dans le cas de mouvements à plusieurs degrés de liberté en introduisant un couplage entre la flexion et la torsion.

Les huit coefficients aéroélastiques sont caractéristiques de la section du tablier ; pour étudier la sensibilité au flottement du tablier, on les détermine au moyen d'essais en soufflerie.

9.7.4 Cas particulier de l'action du vent sur les haubans

Les haubans peuvent également être mis en mouvement sous l'effet des actions du vent. Ces mouvements peuvent entraîner la fatigue de l'acier s'ils ne sont pas maîtrisés. Leur vibration peut être produite de plusieurs façons.

9.7.4.1 Excitation par le tablier

Les amortissements internes des haubans sont souvent si faibles qu'il suffit d'un très petit mouvement du tablier ou des pylônes, synchrone avec une fréquence propre d'un hauban, pour que son amplitude de vibration soit très grande.

La fréquence naturelle de vibration d'ordre n d'un hauban (issue de la théorie des cordes vibrantes) est donnée par la formule :

$$f_n = \frac{n}{2L} \cdot \sqrt{\frac{gF}{\gamma}}$$

où L est sa longueur, F sa tension et γ son poids volumique (câble + gaine).

A titre d'exemple, on peut citer un résultat provenant d'une étude effectuée sur le pont de Brotonne. Un coefficient d'amortissement d'environ 10^{-4} a été mesuré. Les fréquences propres du tablier et des haubans étaient telles qu'un couplage s'avérait possible. Le calcul montra qu'un mouvement périodique vertical d'un millimètre du tablier (dû, par exemple, à l'effet d'un échappement tourbillonnaire) pouvait produire une amplitude de vibration des haubans pouvant dépasser un mètre si aucune précaution n'était prise et si le couplage s'effectuait parfaitement.

Il semble que les amplitudes restent limitées lorsque la fréquence fondamentale d'un hauban est voisine de celle du tablier ; par contre, les risques deviennent très sérieux lorsque la première est voisine du double de la seconde : des phénomènes d'auto-oscillation avec croissance constante de l'amplitude de vibration des haubans peuvent se produire.

9.7.4.2 *Excitation directe par l'échappement tourbillonnaire*

Les haubans sont généralement de section circulaire et il est donc tout-à-fait normal qu'ils engendrent et subissent un échappement tourbillonnaire. Pour que l'échappement tourbillonnaire puisse exciter un hauban, il faut que sa fréquence coïncide à peu près avec l'une des fréquences propres du hauban. Ceci est fort possible, mais comme la fréquence fondamentale typique d'un hauban est inférieure à 1 Hz, la coïncidence aura toujours lieu sur un harmonique élevé. Par ailleurs, plusieurs études donnent une limite chiffrée de l'amplitude de vibration qui peut atteindre un cylindre circulaire soumis à un échappement tourbillonnaire. Selon Blévin, celle-ci est de l'ordre de 40% du diamètre du cylindre.

On peut donc conclure que l'échappement tourbillonnaire peut exciter les haubans à des fréquences relativement élevées, mais avec de faibles amplitudes. Ces vibrations sont susceptibles d'engendrer de la fatigue près des zones d'ancrage des câbles, mais ne sont que peu appréciables à l'œil nu. Les remèdes possibles sont ceux normalement employés contre les échappements tourbillonnaires comme, par exemple, un revêtement en spirale sur les haubans.

9.7.4.3 *Galop*

Sur certains ouvrages, des vibrations de grande amplitude correspondant aux premiers modes des haubans ont été constatées dans des conditions qui excluaient une excitation par le tablier ou les pylônes. La cause de ce phénomène n'a pas encore été parfaitement élucidée. Il semble,

toutefois, que ces vibrations se produisent sous des vents en biais relativement à l'axe du pont. Dans ces conditions, le vent «voit» la section des haubans comme une ellipse qu'il attaque sous un grand angle d'incidence par rapport à l'axe principal. On peut très bien imaginer, dans ces conditions, la présence du phénomène de galop.

En outre, il semble que ces vibrations aient été constatées par temps de pluie : le ruissellement le long des câbles modifie leur section vue par le vent et crée des conditions qui, là encore, sont propices au galop.

9.8 - ESTIMATION DES PÉRIODES D'OSCILLATION DES PONTS A HAUBANS

Nous venons de voir que les actions dues au vent sur une structure souple sont très complexes et nécessitent des études expérimentales très poussées. Au niveau d'un avant-projet, et avant d'engager des études aérodynamiques élaborées, il convient de s'assurer que les fréquences propres d'oscillation en flexion et en torsion sont suffisamment différentes l'une de l'autre pour éviter le couplage de ces deux modes, conduisant à une instabilité dangereuse.

Les modes propres étant classés par ordre de fréquence croissante, le vent excite principalement les premiers, c'est-à-dire les modes de fréquence faible (périodes supérieures à 1 s). En règle générale, il convient de calculer la fréquence correspondant à une vingtaine de modes propres. Par comparaison, il faut déterminer un plus grand nombre de modes pour l'étude des effets d'un séisme car ce type de sollicitation excite plutôt les modes de fréquences plus élevées (périodes comprises entre 0,1 et 0,6 s) : ainsi, pour l'étude sismique du pont de Coatzacoalcos II, il a fallu déterminer les 97 premiers modes. La détermination des modes propres par un programme de calcul approprié résultant d'un calcul itératif, il est préférable de demander m modes pour accéder à la convergence des n premiers, avec $m > \text{Min}\{2n, n+8\}$.

Il est possible de tenir compte de la non linéarité lors d'un calcul dynamique de pont à haubans, en utilisant la matrice de rigidité sécante au lieu de la matrice de rigidité tangente habituellement employée. Il est alors nécessaire de commencer par exécuter un calcul statique avec les charges permanentes, à partir duquel le programme pourra déterminer la matrice de rigidité sécante. En général, la rigidité sécante est inférieure à la rigidité tangente : la prise en compte de la non linéarité conduit à des périodes de vibrations plus grandes.

9.8.1 Oscillations de flexion verticale

Du point de vue des mouvements verticaux, un tablier haubané peut être assimilé à une poutre sur appuis élastiques répartis. Au chapitre 8, nous avons établi la formule quantifiant l'efficacité d'un hauban. Si on répartit l'action d'un hauban sur la longueur d séparant deux haubans consécutifs, à l'abscisse x comptée à partir d'un pylône, la raideur du «milieu élastique» équivalent au hauban s'écrit :

$$k = \frac{EA}{d.x} \cdot \sin^2\alpha \cdot \cos\alpha$$

en appelant respectivement E et A le module d'élasticité et la section du hauban, et α son angle d'inclinaison sur l'horizontale. Cette formule suppose que le pylône est fixe. En réalité, le point d'ancrage du hauban sur le pylône subit un déplacement, ce qui nous amène à poser :

$$k = \frac{EA}{\mu.d.x} \cdot \sin^2\alpha \cdot \cos\alpha$$

où μ est un «coefficient de réponse» du pylône, variant de 1 (lorsqu'il est très rigide) à 2 (lorsqu'il est infiniment souple en flexion, l'allongement du hauban symétrique s'ajoutant entièrement à celui du hauban concerné).

Or, si l'on se réfère à la théorie des vibrations de flexion des poutres droites sur «sol» élastique (de raideur uniforme k), la suite des pulsations propres est telle que :

$$\omega_n^2 = \omega_n^{*2} + \frac{k}{m}$$

où m représente la masse de la poutre par unité de longueur et ω_n^* la fréquence propre de la même poutre en l'absence du sol élastique.

Pour une poutre de longueur L et de rigidité de flexion R :

$$\omega_n^{*2} = \frac{Rn^4\pi^4}{mL^4} \text{ si ses extrémités sont simplement appuyées,}$$

$$\omega_n^{*2} = \frac{R\phi_n^4}{mL^4} \text{ si ses extrémités sont encastées,}$$

avec $\phi_1 = 4,730$, $\phi_2 = 7,853$ $\phi_n \cong \frac{(2n+1)\pi}{2}$ pour $n > 2$.

On voit donc que, dans tous les cas, pour des ponts de grande portée, la pulsation des premiers modes d'oscillation est voisine de $\omega = \sqrt{k/m}$.

Supposons que la section des haubans soit dimensionnée pour reprendre une charge q par unité de longueur (q = mg + charges d'exploitation). Il est clair que :

$$A = \frac{qd}{\sigma \cdot \sin\alpha}$$

en notant σ une certaine contrainte limite. On peut donc écrire :

$$k = \frac{Eq}{\mu\sigma x} \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$$

Cette expression montre que k est variable le long du tablier. Si l'on se place à la clé ($x = L/2$) et si on introduit le rapport $\lambda = mg/q$, une estimation de la période fondamentale est donnée par la formule :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\mu\sigma\lambda L}{2gE \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha}}$$

En adoptant les valeurs courantes : $E = 190\,000$ MPa, $\sigma = 800$ MPa et $\text{Arctg}\alpha = 0,4$, on aboutit à la formule numérique suivante :

$$T_1 = 0,157 \sqrt{\mu\lambda L}$$

En fait, la présence de l'ensemble des haubans rigidifie la structure et les valeurs réelles de la première période propre sont un peu plus faibles. Au stade des études préliminaires, on peut employer la formule semi-empirique suivante :

$$T_1 = 0,14 \sqrt{\mu\lambda L}$$

Par exemple, dans le cas du pont de Normandie, en prenant $L = 856$ m, $\lambda = 1$ (oscillations sous poids propre seul), on trouve $T_1 = 4,1$ s, soit $f_1 = 0,24$ Hz, pour $\mu = 1$ et $T_1 = 5,8$ s, soit $f_1 = 0,17$ Hz pour $\mu = 2$, alors que la fréquence exacte des oscillations, déterminée à l'aide du programme SYSTUS, donne $f_1 = 0,222$ Hz. La formule proposée conduit donc à des résultats assez représentatifs.

9.8.2 Oscillations latérales

Les oscillations latérales, encore appelées oscillations de «balancement», sont des oscillations du tablier en dehors du plan vertical qu'il forme avec les pylônes. Ceux-ci, comme les piles et les culées, constituent des appuis plus ou moins élastiques pour le tablier vis-à-vis de sa flexion hors du dit plan ; les haubans n'interviennent qu'au second ordre. Les périodes d'oscillation sont nettement plus longues en construction (surtout avant le clavage de la travée centrale) qu'en service.

Si les pylônes peuvent être considérés comme rigides horizontalement, par rapport aux piles d'extrémité ou culées, la période des vibrations horizontales est celle d'une poutre continue (à trois travées si le pont est ainsi conçu, ou plus si le tablier est appuyé horizontalement sur des pilettes dans les travées latérales).

Les formules rappelées en 9.8.1 sont toujours valables en remplaçant R par R_h , rigidité du tablier vis-à-vis de la flexion horizontale. Elles permettent d'obtenir assez rapidement des ordres de grandeur corrects. Par exemple, dans le cas du pont de Normandie, la période

fondamentale de balancement du tablier calculée par un modèle aux éléments finis vaut 6,63 s. En se référant à un modèle de poutre encastrée en ses extrémités, et en adoptant les valeurs suivantes :

— $L = 856$ m (travée centrale) ;

— $R_h = 10^{13}$ N.m² («interpolation» entre les valeurs $8,6 \cdot 10^{12}$ de la partie métallique et $18 \cdot 10^{12}$ de la partie en béton) ;

— $m = 13\,000$ kg/m («interpolation» entre les valeurs 7500 de la partie métallique et 32500 de la partie en béton) ;

on trouve une pulsation fondamentale de 0,847, soit une période fondamentale de 7,42 secondes.

9.8.3 Oscillations de torsion

L'estimation de la période fondamentale des oscillations de torsion est plus délicate. Il convient, en premier lieu, de distinguer le cas des ponts à suspension axiale de celui des ponts à suspension latérale.

Pour un pont à suspension axiale, le tablier est en forme de poutre-caisson. La théorie des vibrations de torsion des poutres droites de section constante encastrées en leurs extrémités conduit à la période fondamentale suivante :

$$T_1 = 2L \sqrt{\frac{J}{GK}}$$

où L est la longueur de la travée, G est le module d'élasticité transversale du tablier, K est le moment d'inertie de torsion et J est le moment d'inertie massique (ou polaire).

Dans le cas d'un tablier à suspension latérale, sa rigidité de torsion propre est souvent faible car sa résistance vis-à-vis de ce mode de sollicitation est assurée par une différence de tension entre les deux nappes de haubans. Si le tablier est constitué de deux poutres latérales, les oscillations de torsion résultent de la superposition d'oscillations verticales antisymétriques de ces poutres. À noter que lorsque le profil en long de l'ouvrage est courbe, les oscillations de torsion peuvent se combiner avec des oscillations latérales.

Au stade du dégrossissage, on peut négliger l'inertie de torsion propre d'un tablier à suspension bilatérale si sa section n'est pas en forme de caisson, et ne tenir compte que de celle de la suspension. Si les nappes latérales sont accrochées à des fûts indépendants, la période de torsion T_t se déduit de la période de flexion verticale T_v des poutres par la formule :

$$T_t = T_v \cdot \frac{2r}{d}$$

où d est la distance transversale des haubans et r est le rayon de giration massique de la section (on rappelle que le rayon de giration d'une section est la racine carrée du rapport de son moment d'inertie de flexion à son aire). On remarquera que lorsque les haubans sont fixés à des pylônes en forme de Λ ou de Y renversé, la suspension est nettement plus rigide et la période des oscillations de torsion est plus faible.

Troisième partie

LES ACTIONS D'ORIGINE SISMIQUE

Le 1^{er} novembre 1755, un terrible séisme ravagea la ville de Lisbonne et fit environ 60 000 victimes. Dans son *Candide*, Voltaire évoque les suites de cette catastrophe.

«Après le tremblement de terre qui avait détruit les trois quarts de Lisbonne, les sages du pays n'avaient pas trouvé de moyen plus efficace pour prévenir une ruine totale que de donner au peuple un bel autodafé ; il était décidé par l'université de Coïmbre que le spectacle de quelques personnes brûlées à petit feu, en grande cérémonie, est un secret infailible pour empêcher la terre de trembler».

L'autodafé eut lieu le 27 juin 1756...! Heureusement, de nos jours, les ingénieurs tentent de relever plus scientifiquement le défi que leur lance la Terre lorsqu'elle tremble. Mais le problème reste très complexe et fait appel à l'ensemble des techniques relevant de l'art de l'ingénieur. Durant un séisme, le sol est l'acteur principal, mais la structure ne se comporte pas comme un simple résonateur passif : elle réagit à son tour sur le mouvement.

9.9- GÉNÉRALITÉS SUR LES ACTIONS D'ORIGINE SISMIQUE

Une action sismique est une action dynamique dont les composantes sont caractérisées par un *accélérogramme* $\gamma(t)$, c'est-à-dire la courbe de variation de l'accélération en fonction du temps t . Les accélérogrammes de mouvement sismique sont des courbes qui fluctuent rapidement et irrégulièrement autour de la valeur nulle ; leur durée est variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes (figure 9.6).

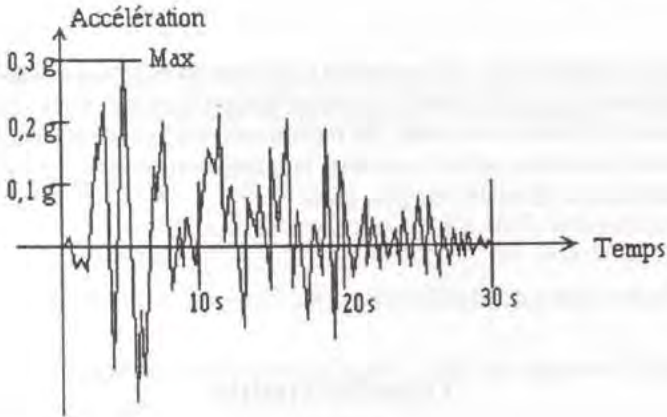


Fig. 9.6

Les données disponibles sur les mouvements sismiques sont de deux ordres : les données directes et les données indirectes.

Les données directes sont essentiellement des enregistrements issus de certains matériels (sismoscopes, sismographes fournissant généralement la fonction représentative de l'accélération, plus rarement de la vitesse etc.). Le traitement des signaux enregistrés par ces appareils permet d'obtenir, sous forme graphique ou numérique, des accélérographes, c'est-à-dire des courbes donnant la variation de l'accélération en fonction du temps.

Les données indirectes résultent de l'observation des effets des séismes ; l'appréciation de ces effets suivant une échelle d'intensité (à 12 degrés dans la plupart des pays, 8 degrés sur l'échelle japonaise) permet de se faire une idée, assez subjective, de la force des secousses et, par comparaison avec des séismes enregistrés ayant produit des effets comparables, d'estimer certains paramètres du mouvement (accélération et vitesse maximales).

On rappelle que l'épicentre d'un séisme est le point de concours du rayon terrestre affecté par un séisme avec la surface de la Terre. En ce point, les secousses sismiques sont les plus fortes (figure 9.7).

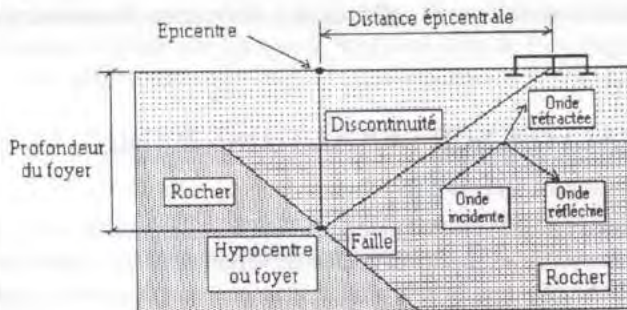


Fig. 9.7

Lorsque l'on examine un accélérogramme, on peut souvent distinguer une partie forte pendant laquelle l'amplitude des accélérations est notablement plus élevée que pendant le reste du temps. L'enregistrement d'un séisme fournit trois accélérogrammes, deux horizontaux et un vertical (rares sont les appareils qui enregistrent, en plus, les composantes de rotation).

Outre la durée totale T , on obtient facilement à partir d'un accélérogramme :

- la valeur A_m du maximum du module de l'accélération (souvent exprimée sous forme d'une fraction de l'accélération de la pesanteur) ;
- une estimation approximative de la fréquence dominante f_d du signal, en comptant dans la partie forte le nombre de passages par zéro de $\gamma(t)$ par unité de temps. Cette fréquence est généralement de l'ordre de quelques Herz (de 1 à 10) et un pas de temps de l'ordre du centième de seconde est suffisamment fin pour la discrétisation.

Si l'on dispose d'un accélérogramme numérisé, il est possible d'estimer la vitesse $v(t)$ par une première intégration de l'accélération et même le déplacement $d(t)$ grâce à une seconde intégration. Mais les résultats de ces intégrations sont très sensibles à une erreur, même minime, de numérisation.

La connaissance de $v(t)$ et $d(t)$ permet de déterminer les maxima V_m et D_m des modules de la vitesse et du déplacement. A partir des valeurs de A_m , V_m et D_m , on peut former le nombre sans dimension :

$$N = \frac{A_m D_m}{V_m^2}$$

Pour un mouvement harmonique de pulsation ω , $N = 1$; pour les signaux sismiques réels, N varie de 3 à 12 environ (avec une valeur moyenne de l'ordre de 6), ce qui montre que les accélérogrammes des séismes sont sensiblement différents de ceux d'un signal sinusoïdal. Une assez bonne approximation de la fréquence dominante f_d de l'accélérogramme est donnée par la formule:

$$f_d \cong \frac{A_m}{3V_m}$$

Les mouvements sismiques sont généralement tridimensionnels, avec une faible corrélation entre les différentes composantes : il est rarement possible de mettre en évidence une direction prépondérante de vibration.

Dans la zone épiscopentrale de séismes superficiels, il peut arriver que la corrélation entre composantes soit plus forte, la direction du mouvement le long du plan de faille influençant les mouvements en surface alors qu'à plus grande distance, cette influence est masquée par la complexité du mouvement résultant des multiples réflexions et réfractions des ondes sismiques sur les interfaces entre couches de terrain.

Le mouvement vertical est souvent plus faible que le mouvement horizontal (de l'ordre de la moitié ou des deux-tiers), mais on connaît quelques cas où il est, au contraire, plus fort, par exemple dans la zone épiscopale d'un séisme dont le mouvement de la faille est à prépondérance verticale, ou pour de forts séismes superficiels agissant sur des sols médiocres et saturés d'eau. Dans ce dernier cas, les composantes horizontales du mouvement, dues essentiellement à des ondes de cisaillement, sont écartées par suite de l'incapacité du sol à transmettre des accélérations horizontales importantes, alors que la composante verticale, due essentiellement à des ondes de compression, se transmet très bien par l'intermédiaire de l'eau contenue dans le sol.

La gamme des fréquences de vibration est généralement comprise entre 0 et 30 Hz ; la fréquence prépondérante est de l'ordre de quelques Hz (1 à 10) pour les accélérations. Elle est beaucoup plus basse (0,1 à 0,5 Hz) pour les déplacements. On constate, au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la source, une prépondérance des basses fréquences (de même qu'en acoustique, le son des contrebasses se propage plus loin que celui des violons).

La durée du signal augmente avec la magnitude et avec la distance à la source ; elle peut être très courte (2 à 3 s) pour de petits séismes superficiels. Pour des séismes moyens, de magnitude 6 à 6,5, elle est typiquement de l'ordre d'une vingtaine de secondes, avec une partie forte qui ne dépasse que rarement la dizaine de secondes ; elle peut dépasser la minute pour de très forts séismes (magnitude supérieure à 8) enregistrés à des distances de l'ordre de 100 km.

Sur les sites comportant une couche d'alluvions surmontant un substratum rocheux sensiblement horizontal, les mouvements en surface peuvent être fortement influencés par la mise en résonance de la couche d'alluvions (particulièrement si la source est lointaine). La fréquence dominante du mouvement de surface est alors voisine de la fréquence fondamentale de vibration de cette couche, qui dépend de l'épaisseur et des caractéristiques mécaniques des alluvions. Cette fréquence fondamentale est donnée par la formule :

$$f_0 = \frac{c}{4H}$$

où H est l'épaisseur de la couche et c la vitesse de propagation des ondes sismiques (de cisaillement pour les mouvements horizontaux, de compression pour les mouvements verticaux). Mais on ne peut rien dire de général sur l'influence des effets du site dans les cas plus compliqués du point de vue stratigraphique et topographique.

9.10 - SPECTRE DE REPONSE ET SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT

Ces deux notions sont fondamentales. Nous les décrivons à partir de considérations relatives au calcul dynamique des structures. L'équation (9.1) s'écrit, dans le cas présent :

$$[M] \{U''\} + [C] \{U'\} + [K]\{U\} = -\gamma(t)[M]\{\Delta\}$$

où $\gamma(t)$ est la fonction représentative de l'accélération (accélérogramme dans une direction donnée). $\{\Delta\}$ est le vecteur colonne unité relatif à la direction de l'accélérogramme : les composantes Δ_i de ce vecteur sont égales à 1 pour les degrés de liberté i qui correspondent à des déplacements dans cette direction, à 0 pour les degrés de liberté i qui correspondent à des déplacements perpendiculaires à cette direction ou à des rotations. Plus généralement, si au degré de liberté i correspond un déplacement qui fait un angle α avec la direction donnée, la composante Δ_i associée est égale à $\cos\alpha$.

L'hypothèse de comportement élastique linéaire de la structure permet d'étudier séparément les effets des trois composantes du mouvement sismique. La précédente équation suppose, d'autre part, que le mouvement sismique est le même pour tous les appuis de la structure et ne comporte que des composantes de translation sans composante de rotation. La matrice d'amortissement est en général très mal connue, comme nous l'avons déjà dit en 9.2 : il est donc loisible de supposer qu'elle satisfait à la condition (9.2). Les équations relatives aux grandeurs ξ_k sont alors découplées et les équations (9.3) se mettent maintenant sous la forme :

$$\frac{d^2\xi_k}{dt^2} + 2\eta_k \cdot \omega_k \cdot \frac{d\xi_k}{dt} + \omega_k^2 \cdot \xi_k = -p_k\gamma(t)$$

η_k est, rappelons-le, le coefficient d'amortissement réduit et p_k est appelé facteur de participation du mode k pour la direction $\{\Delta\}$ considérée :

$$p_k = \frac{\{v_k\}^T[M]\{\Delta\}}{\{v_k\}^T[M]\{v_k\}}$$

Considérons alors la solution de l'équation différentielle :

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2\eta\omega \frac{dx}{dt} + \omega^2x = -\gamma(t)$$

satisfaisant aux conditions initiales $x(0) = 0$ et $\frac{dx}{dt}(0) = 0$. On note $S_\gamma(\omega, \eta, t)$ cette solution :

$$S_\gamma(\omega, \eta, t) = -\frac{1}{\omega^*} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot e^{-\eta\omega(t-\tau)} \cdot \sin\omega^*(t-\tau) d\tau$$

avec :

$$\omega^* = \omega \sqrt{1 - \eta^2}$$

On peut donc écrire :

$$\xi_k(t) = p_k \cdot S_\gamma(\omega_k, \eta_k, t)$$

et on connaît ainsi toutes les composantes du vecteur $\{U\}$:

$$\{U\} = \sum p_k \cdot S_{\gamma}(\omega_k, \eta_k, t) \cdot \{v_k\}$$

Le problème est, en principe, résolu, mais, dans la pratique, on procède différemment. On notera, tout d'abord, que la détermination des valeurs maximales de la réponse $\{U\}$ est suffisante pour le dimensionnement.

Pour un accélérogramme donné, on appelle *spectre de réponse* le graphe des valeurs maximales atteintes au cours du temps par le module de la fonction $S_{\gamma}(\omega, \eta, t)$. On note $S_m(\omega, \eta)$ la fonction représentant ces valeurs maximales :

$$S_m(\omega, \eta) = \text{Max}_t |S_{\gamma}(\omega, \eta, t)|$$

Pour un accélérogramme donné, on peut tracer les courbes représentatives de S_m en fonction de ω pour différentes valeurs de η ; en général, ces courbes sont très irrégulières et leur irrégularité est d'autant plus prononcée que η est petit. A partir de S_m , on définit la pseudo-vitesse V et la pseudo-accelération A par :

$$V = \omega \cdot S_m(\omega, \eta) \quad \text{et} \quad A = \omega^2 \cdot S_m(\omega, \eta)$$

La pseudo-vitesse est la valeur de la vitesse qui donnerait une énergie cinétique de la masse de l'oscillateur équivalente égale à son énergie potentielle maximale. V peut être sensiblement différente du maximum du module de la vitesse relative $\frac{dx}{dt}$. La pseudo-

accélération est la valeur du module de l'accélération absolue au moment où le module de $x(t)$ atteint son maximum. L'intérêt de ces notions est qu'elles fournissent des approximations des maxima de vitesse relative et d'accélération absolue et qui ont l'avantage d'être reliées de manière très simple au maximum S_m du déplacement relatif.

On ne peut baser l'étude sismique élastique d'une structure sur un spectre de réponse « brut », c'est-à-dire directement déduit de l'enregistrement d'un séisme particulier, même si le site envisagé pour la construction est précisément le lieu où cet enregistrement a été effectué, ou présente des caractéristiques géotechniques analogues.

Au même endroit, on peut en effet subir, au sol, divers séismes donnant des spectres de réponse bruts différents, car ils peuvent être émis de foyers différents et développer des énergies variées. Un spectre brut présente de nombreuses pointes et creux locaux peu significatifs en réalité, car ils correspondent à des résonances liées au séisme, ou aux couches de sol traversées ou encore au matériel d'enregistrement. L'emploi d'un spectre de réponse basé sur un enregistrement particulier peut même être dangereux s'il comporte un « creux » très

marqué pour certaines valeurs de la fréquence. La superposition de divers spectres de réponse enregistrés au même endroit, sous l'effet de séismes de même magnitude et issus de foyers voisins ou confondus donneraient une enveloppe nettement plus «lissée».

Dans de nombreux cas, on ne dispose même pas, sur le site de la construction projetée, du moindre accélérogramme. Force est donc de définir ce site par ses caractères géotechniques propres et sa position par rapport aux failles pouvant avoir une activité sismique, puis de faire la synthèse des accélérogrammes recueillis dans des conditions aussi analogues que possible, et de tenter d'obtenir ainsi un spectre de réponse synthétique lissé.

Ainsi, en calcul sismique, on emploie des *spectres de dimensionnement* qui sont des spectres *lissés* obtenus par analyse statistique d'un ensemble de spectres de réponse d'accélérogrammes réels. Pour chaque point (fréquence, amortissement), on détermine les éléments statistiques (valeur moyenne et écart-type) de cet ensemble, puis on trace la courbe, pour un amortissement donné, qui passe par les valeurs moyennes, ou par les valeurs moyennes augmentées d'un écart-type. Cette courbe est ensuite schématisée par une ligne polygonale pour faciliter les calculs numériques et éviter les erreurs d'interpolation.

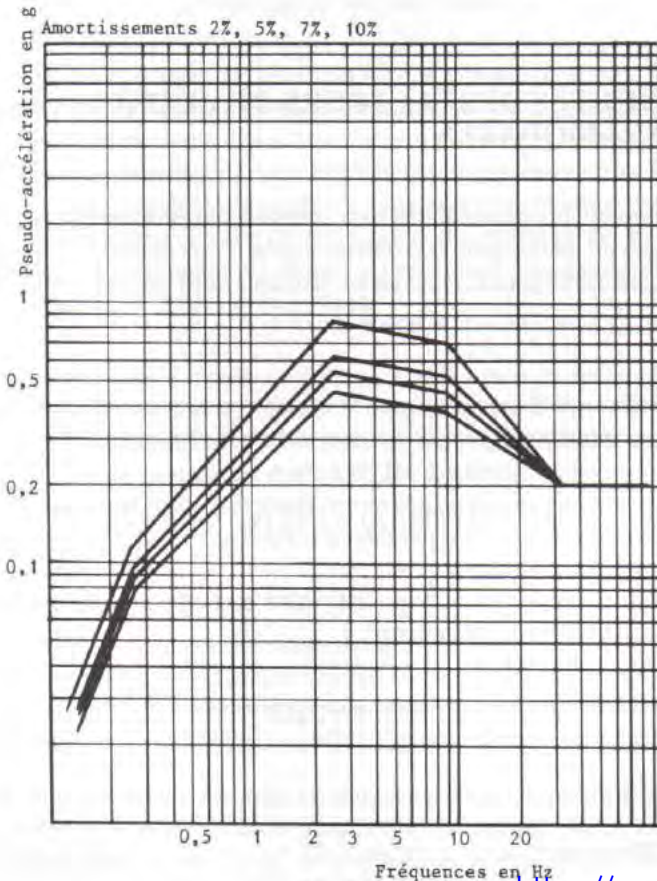


Fig. 9.8

La figure 9.8 montre, à titre d'exemple et d'illustration, le spectre de dimensionnement établi pour l'USNRC (Commission de Réglementation Nucléaire Américaine), tracé avec la pseudo-accelération en ordonnée et pour une accélération à période nulle de 0,2g. Ce spectre sert de référence pour toutes les études sismiques, même s'il est complété par quelques spectres effectivement enregistrés dans la zone de construction de l'ouvrage.

Une autre raison qui oblige à adopter un spectre de dimensionnement par rapport aux spectres réels bruts d'enregistrement résulte de l'hypothèse de comportement élastique linéaire des structures projetées. En réalité, lorsqu'elles sont soumises aux séismes les plus intenses, l'expérience prouve qu'elles dépassent leur état élastique ou, en termes de calcul, l'état-limite de service. Or, une structure sollicitée au delà de sa limite de comportement élastique se comporte autrement qu'en deçà. Grâce à sa plastification (épuisement mécanique limité), la structure peut être moins sollicitée que ne le laisse prévoir la pure analyse élastique, mais à condition d'être suffisamment ductile (c'est-à-dire suffisamment déformable) pour ne pas se rompre prématurément. En revanche, les déplacements réels dépassent souvent (en dynamique comme d'ailleurs en statique) ceux que donne l'analyse purement élastique.

9.11 - PROPRIÉTÉS DES FACTEURS DE PARTICIPATION - MASSES MODALES

Les modes propres $\{v_k\}$ constituant une base complète, on peut développer n'importe quel vecteur présentant un intérêt pour le problème étudié. C'est le cas du vecteur unitaire $\{\Delta\}$ de la direction considérée pour le mouvement sismique que l'on peut mettre sous la forme :

$$\{\Delta\} = \sum q_k \cdot \{v_k\}$$

les q_k étant les indices du développement. On démontre que ces coefficients sont identiques aux facteurs de participation p_k précédemment introduits. La quantité :

$$M_t = \{\Delta\}^T [M] \{\Delta\} = \sum p_k^2 \cdot \{v_k\}^T [M] \{v_k\}$$

est égale à la masse totale de la structure. Cette relation montre qu'à chaque mode k on peut associer une masse modale m_k définie par :

$$m_k = p_k^2 \cdot \{v_k\}^T [M] \{v_k\}$$

et que la somme de toutes ces masses modales est égale à la masse totale de la structure. La considération des masses modales est importante pour apprécier la contribution des différents modes à la réponse globale de la structure, les modes de masse modale importante étant, a priori, les plus significatifs.

Les quelques développements qui viennent d'être faits n'ont d'autre ambition que de donner une idée des calculs sismiques effectués sur les structures implantées dans des régions où de tels phénomènes doivent être pris en compte.

Ces calculs sont conduits en considérant les spectres de dimensionnement. En adoptant les notations précédemment introduites, le spectre de dimensionnement est défini par ses valeurs de pseudo-accélération $A(\omega, \eta) = \omega^2 \cdot S_m(\omega, \eta)$.

La valeur maximale d'une composante U_i du vecteur $\{U\}$ est évaluée à l'aide de la règle de combinaison quadratique :

$$|U_i|_{\max} = \sqrt{\sum p_k^2 \cdot v_{k,i}^2 \cdot \frac{A^2(\omega_k, \eta_k)}{\omega_k^4}}$$

En d'autres termes, on convient de calculer la valeur maximale de la réponse en l'assimilant à la racine carrée de la somme des carrés des maxima des réponses de différents modes.

Jusqu'à présent, nous avons supposé implicitement que l'on déterminait la totalité des modes propres de la structure en fonction de sa « discrétisation » et que les sommations portaient sur la série complète de ces modes. Dans la pratique, il est rare qu'il en soit ainsi. On constate souvent qu'un nombre réduit de modes est suffisant pour représenter correctement la réponse de la structure. De plus, le calcul des modes de fréquences très élevées, pour des structures complexes, est généralement illusoire car la finesse de discrétisation des modèles ne permet guère de représenter correctement ces modes qui présentent souvent des formes très compliquées avec beaucoup de nœuds et de ventres.

C'est pour cette raison que l'on parle de *fréquence de coupure* du spectre de dimensionnement : c'est la fréquence au delà de laquelle la réponse en pseudo-accélération des oscillateurs ne présente plus d'amplification par rapport au mouvement du support. Pour le spectre USNRC, la fréquence de coupure est égale à 33 Hz. La bonne pratique du calcul sismique demande que la fréquence du dernier mode retenu soit au moins égale à la fréquence de coupure : ce critère donne l'assurance que les modes négligés subissent l'excitation sismique sans amplification dynamique.

Un autre critère résulte de la considération des masses modales. Ce critère impose que la somme des masses modales des n modes retenus soit au moins égale à un certain pourcentage (on donne souvent le chiffre de 90%) de la masse totale ; on a ainsi l'assurance que la masse associée aux modes négligés ne représente qu'une faible part de la masse de la structure.

D'autres critères existent, mais nous ne les décrivons pas. Le lecteur concerné se reportera aux ouvrages spécialisés en Génie Parasismique.

A titre indicatif, dans le cas des ponts à haubans, le choix des coefficients d'amortissement réduit est important : les valeurs couramment adoptées sont de l'ordre de 2% pour les haubans, 5% pour le tablier et 7% pour les pylônes.

9.12 - LE PROBLÈME DE LA COMBINAISON DES DIRECTIONS

Le calcul sismique d'une construction s'effectue le plus souvent en séparant les effets des trois composantes de l'excitation, ce que permet la linéarité des équations du mouvement. Mais cette méthode ne constitue qu'une approximation de la réalité.

Le déplacement d'un point dans une direction donnée comportera donc, en général, trois termes U_x , U_y et U_z qui sont les valeurs maximales du déplacement relatives aux excitations suivant les directions x , y et z respectivement. Le problème de la combinaison des directions consiste à rechercher le maximum U_{\max} de U lorsque les trois excitations sismiques son appliquées simultanément. La règle la plus communément admise consiste à écrire :

$$U_{\max} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2 + U_z^2}$$

La justification de cette règle repose sur la quasi-indépendance, au sens statistique du terme, des composantes du séisme prises deux à deux. Cependant, il convient de conserver à l'esprit que les mouvements sismiques au voisinage du foyer peuvent être fortement influencés par la nature et la direction du mouvement de la faille et que, dans ce cas, les corrélations entre composantes peuvent être significatives. Toutefois, les données disponibles au stade d'un projet particulier ne sauraient être suffisantes pour décider si un tel effet doit être pris en compte, ni comment il pourrait l'être. D'autre part, U_x , U_y et U_z ne sont pas les composantes du déplacement vectoriel U suivant les trois axes : ces grandeurs se rapportent à une seule composante de réponse, considérée successivement du point de vue de l'excitation en x , en y et en z . La précédente formule ne peut donc être employée que lorsque la réponse cherchée s'exprime sous la forme d'une somme des effets des trois composantes. Si tel n'est pas le cas, d'autres règles, d'origine semi-empirique, doivent être préférées, que le lecteur pourra trouver dans la bibliographie spécialisée.

9.13 - CONSIDERATIONS SUR L'INFLUENCE DE LA NATURE DU SOL DE FONDATION

Jusqu'à présent, nous avons supposé implicitement que la construction étudiée reposait sur un socle rocheux qui, indifférent à sa présence, lui transmet directement son accélération $\gamma(t)$, d'où résulte le spectre de réponse $S_m(\omega, \eta)$. Mais si le substratum rocheux est recouvert par une couche de sol déformable, l'accélération transmise, à travers celle-ci, à sa surface supérieure va être modifiée. D'où, en surface, un nouveau spectre différant du précédent notamment par le déplacement de son maximum vers de plus grandes périodes. La

couche de sol «mou» assouplit en effet l'ensemble sol + structure. Pour mieux comprendre ceci, considérons le cas simple d'une couche de sol horizontale d'épaisseur h constante (masse volumique ρ et module de glissement G) surmontant un substratum rocheux animé d'un mouvement horizontal unidirectionnel d'accélération $\gamma_0(t)$. A la cote z mesurée à partir du substratum, on note $u(z,t)$ la fonction représentative du mouvement horizontal dans un repère fixe.

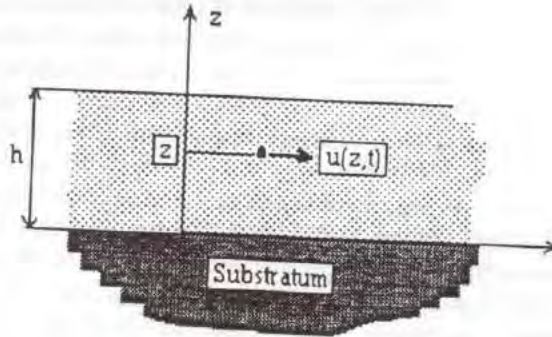


Fig. 9.9

Le sol étant supposé élastique, on peut écrire :

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\tau}{G}$$

Le principe fondamental de la dynamique appliqué à un élément de sol de volume unité dans la direction de l'accélération sismique se traduit par :

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho (\gamma_0 + \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}) = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Les vibrations *libres* du sol obéissent à l'équation des cordes vibrantes et leur forme peut être recherchée en posant :

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin\left(\frac{\omega_n z}{c}\right) \sin \omega_n (t-t_n)$$

où c représente la célérité des ondes dans le sol ($c = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$). En exprimant qu'à tout instant la contrainte de cisaillement est nulle pour $z = h$, on voit que nécessairement :

$$\omega_n = \frac{2n-1}{2} \cdot \frac{\pi c}{h}$$

En particulier, pour $n = 1$, la période fondamentale de la couche vaut :

$$T_1 = \frac{4h}{c} = 4h \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

Elle est d'autant plus grande, et assouplit d'autant plus l'ensemble sol-structure, que le sol est plus médiocre (G faible) et de forte épaisseur (h). On conçoit dès lors que par combinaison des périodes propres du sol, d'une part, et de la structure, d'autre part, les périodes propres globales de celle-ci soient plus élevées que si elle avait reposé sur un substratum rigide. Cependant, un autre phénomène intervient en sens inverse : les déplacements du sol en surface sont limités grâce à son amortissement qui croît avec sa médiocrité.

Un autre problème réside dans la concomitance de l'excitation des divers appuis (fondations) de la structure. Théoriquement, l'effet «multi-support» peut être étudié à l'aide d'une analyse historique par intégration des accélérogrammes enregistrés. Mais la précision d'une telle étude est difficile à apprécier. De façon à envelopper la réalité, on procède généralement à un double calcul : un premier calcul en supposant les fondations indéformables et un deuxième calcul en tenant compte d'une interaction élastique sol-structure par l'intermédiaire d'un module dynamique.

Table des matières

	Page
CHAPITRE 1 : UNE BRÈVE HISTOIRE DES PONTS	9
1.1 - Les ponts primitifs	9
1.2 - Les ponts en bois	11
1.3 - Les ponts en maçonnerie	12
1.4 - Naissance des ponts métalliques	21
1.5 - Naissance et développement du béton armé	23
1.6 - Naissance et développement du béton précontraint	26
1.7 - Les ponts modernes en acier	28
1.8 - Les ponts suspendus	29
1.9 - Les ponts à haubans	30
CHAPITRE 2 : LA DÉMARCHE DE CONCEPTION D'UN PONT	35
2.1 - La reconnaissance du site	35
2.1.1 Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage	-
2.1.2 Le recueil des données naturelles	
2.1.2.1 <i>La topographie</i>	
2.1.2.2 <i>L'hydrologie</i>	
2.1.2.3 <i>La reconnaissance géotechnique</i>	
2.1.2.4 <i>Les actions naturelles susceptibles de solliciter un pont</i>	
2.1.3 Les données fonctionnelles	
2.2 - Choix du type d'ouvrage	39
2.2.1 La problématique du choix	
2.2.2 Un bref panorama des principaux types d'ouvrages	
2.2.3 Le processus de choix	
CHAPITRE 3 : L'ESTHÉTIQUE DES PONTS	49
3.1 - Ouvrages d'art et environnement	50
3.2 - Ingénieurs et architectes	51
3.3 - Quelques règles élémentaires d'esthétique	53
3.3.1 La première règle, fondamentale, concerne le rapport des dimensions	
3.3.2 La seconde règle pose en principe qu'un ouvrage ne doit pas fermer l'espace	

3.3.3 La troisième règle qui paraît s'imposer est une bonne ordonnance de la structure	
3.3.4 La quatrième règle concerne la mise en valeur de l'intention structurale	
3.3.5 La cinquième règle concerne l'intégration de la structure dans son environnement, qu'il s'agisse d'un site de campagne ou d'un site urbain	
3.3.6 La dernière règle concerne l'aspect final des divers parements de l'ouvrage	
3.3.7 Aspects techniques particuliers des parements en béton	
3.3.7.1 La qualité des parements	
3.3.7.2 L'animation des parements	
3.3.7.3 La couleur des parements	
3.4 - La préoccupation esthétique dans la démarche du projeteur	76

CHAPITRE 4 : LES PONTS A POUTRES PREFABRIQUÉES EN BÉTON PRÉCONTRAIT	81
---	----

Première partie : LES PONTS A POUTRES PRÉCONTRAINTEES PAR POST-TENSION

4.1 - Conception générale d'un tablier à poutres précontraintes par post-tension	82
4.1.1 Morphologie usuelle	
4.1.2 Principes de conception de la section transversale	
4.1.3 Principes de conception de la section des poutres	
4.1.4 Nombre de poutres en section transversale	
4.2 - Le dimensionnement des poutres	86
4.2.1 Hauteur des poutres	
4.2.2 Principales caractéristiques des sections	
4.2.2.1 La membrure supérieure	
4.2.2.2 Les talons	
4.2.2.3 Epaisseur des âmes	
4.2.3 La détermination de l'effort de précontrainte et les différentes étapes de calcul	
4.3 - Dispositions constructives particulières	92
4.3.1 Adaptation au tracé de la voie portée	
4.3.2 Les zones d'about	
4.4 - La réalisation des tabliers	96
4.4.1 La préfabrication des poutres	
4.4.2 Mise en place et solidarisation des poutres	
4.4.3 Mise en tension de deuxième phase	
4.4.4 Mise en place des superstructures	
4.4.5 Mise en service de l'ouvrage	
4.5 - Avantages et inconvénients des ponts à poutres préfabriquées post-contraintes	101

Deuxième partie : LES TABLIERS A POUTRES PRÉCONTRAINTE PAR PRÉ-TENSION

4.6 - Conception du tablier	105
4.6.1 Schéma mécaniques	
4.6.2 Coupe transversale	
4.6.3 Prédimensionnement des poutres	
4.7 - Particularités du projet	108
4.7.1 Sollicitations aux abouts des poutres	
4.7.2 Flexion longitudinale	

CHAPITRE 5 : LES PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAINTE CONSTRUITS EN ENCORBELLEMENT

111

5.1 - Conception d'un tablier construit en encorbellement	113
5.1.1 Morphologie générale	
5.1.1.1 <i>La cinématique de construction et la distribution des portées</i>	
5.1.1.2 <i>Forme du tablier, schéma statique et gamme des portées usuelles</i>	
5.1.2 Principes de conception de la section transversale	
5.1.3 Principes de conception du câblage	
5.1.3.1 <i>Les câblages traditionnels</i>	
5.1.3.2 <i>Les câblages mixtes</i>	
5.1.3.3 <i>Éléments de comparaison</i>	
5.2 - Le dimensionnement du tablier	130
5.2.1 Géométrie des sections et élancements usuels	
5.2.2 Choix des unités de précontrainte	
5.2.3 Principales caractéristiques des sections	
5.2.3.1 <i>Le hourdis supérieur</i>	
5.2.3.2 <i>Épaisseur des âmes</i>	
5.2.3.3 <i>Épaisseur du hourdis inférieur</i>	
5.2.4 Conception des voussoirs sur pile	
5.3 - Quelques aspects techniques particuliers	137
5.3.1 Justification des ouvrages en service	
5.3.2 Les voussoirs d'articulation	
5.3.3 La déviation des câbles extérieurs	
5.3.4 Stabilité des fléaux en cours de construction	
5.3.5 Adaptation au tracé de la voie portée	
5.4 - Réalisation des tabliers construits en encorbellement	144
5.4.1 Tabliers à voussoirs coulés en place	
5.4.2 Tabliers à voussoirs préfabriqués	
5.4.2.1 <i>Longueur des voussoirs</i>	

- 5.4.2.2 *Assemblage des voussoirs*
- 5.4.2.3 *Préfabrication des voussoirs*
- 5.4.2.4 *Méthode de pose des voussoirs*
- 5.4.2.5 *Qualité du contact entre deux voussoirs*
- 5.4.3 *Mise en oeuvre de la précontrainte*
 - 5.4.3.1 *Les conduits*
 - 5.4.3.2 *La protection des câbles*
- 5.5 - Applications de la construction en encorbellement aux arcs et aux ponts à béquilles 154
 - 5.5.1 Les arcs
 - 5.5.1.1 *Morphologie générale*
 - 5.5.1.2 *Les méthodes de construction*
 - 5.5.2 Les ponts à béquilles
 - 5.5.2.1 *Morphologie générale*
 - 5.5.2.2 *Méthodes de construction*

CHAPITRE 6 : LES PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT CONSTRUITS PAR
POUSSAGE 165

- 6.1 - Généralités 165
 - 6.1.1 *Contraintes liées à l'emploi du procédé*
 - 6.1.2 *Choix du type de tablier*
- 6.2 - Conception des ponts à trois travées poussés bilatéralement 169
 - 6.2.1 *Domaine d'emploi et distribution des portées*
 - 6.2.2 *Conception du tablier*
- 6.3 - Conception des ponts mis en place par poussage unilatéral 173
 - 6.3.1 *Domaine d'emploi et distribution des portées*
 - 6.3.2 *Conception du câblage de précontrainte*
 - 6.3.2.1 *Conception traditionnelle du câblage des ponts poussés*
 - 6.3.2.2 *Conception moderne du câblage des ponts poussés*
 - 6.3.2.3 *Considérations pratiques au stade de l'avant-projet*
 - 6.3.2.4 *Le raboutage des câbles de poussage*
 - 6.3.3 *Conception de la section transversale*
 - 6.3.4 *Particularités du calcul des ponts poussés*
 - 6.3.4.1 *Justifications en phase de poussage*
 - 6.3.4.2 *Justifications en service*
- 6.4 - Influence du mode de construction sur la conception des ouvrages 185
 - 6.4.1 *Les principales méthodes de réduction des sollicitations dans la première travée*
 - 6.4.1.1 *Le poussage avec palées provisoires*
 - 6.4.1.2 *Le poussage avec avant-bec*
 - 6.4.1.3 *Le poussage avec mât de haubanage*
 - 6.4.1.4 *Le poussage avec dispositifs combinés*
 - 6.4.1.5 *Estimation des sollicitations dans la première travée*

6.4.2 Aménagement des tronçons	
6.4.3 Cas des ouvrages de grande longueur	
6.5 - Problèmes d'exécution particuliers	189
6.5.1 Qualité du béton	
6.5.2 L'aire de fabrication des tronçons	
6.5.3 Les méthodes de déplacement du tablier	
6.5.3.1 Equipement du banc de poussage	
6.5.3.2 Equipement des appuis	
6.5.3.3 Les méthodes de poussage	
6.5.4 L'effort de poussage	
6.5.5 Réalisation du poussage - Cas des ouvrages en pente	
6.6 - Conclusion	197
CHAPITRE 7 : CONCEPTION ET CONSTRUCTION DES PONTS MÉTALLIQUES	199
7.1 - Introduction	199
7.2 - Les composants des ponts métalliques	200
7.2.1 Définitions	
7.2.2 Les différents types de couvertures	
7.2.2.1 Les couvertures anciennes	
7.2.2.2 Les dalles en béton armé "non participantes"	
7.2.2.3 Les couvertures modernes	
7.2.3 L'ossature métallique	
7.2.4 Le système porteur	
7.2.4.1 Les ponts à poutres	
7.2.4.2 Les ponts en arc et à béquilles	
7.2.4.3 Les ponts à câbles porteurs	
7.2.5 Les éléments transversaux	
7.2.5.1 Généralités	
7.2.5.2 Fonctions des éléments transversaux	
7.2.5.3 Dispositions constructives	
7.3 - Les ponts à poutrelles enrobées	216
7.3.1 Morphologie et bases de dimensionnement des ponts à poutrelles enrobées	
7.3.2 Quelques aspects de l'exécution des ponts à poutrelles enrobées	
7.4 Les ponts mixtes acier-béton	219
7.4.1 Choix d'une section transversale	
7.4.1.1 Bipoutres mixtes	
7.4.1.2 Tabliers multipoutres	
7.4.1.3 Caissons avec dalle en béton	
7.4.1.4 Caissons avec dalle mixte	
7.4.1.5 Distribution des portées et élancements usuels	
7.4.2 Eléments de dimensionnement des poutres	
7.4.3 Evaluation du poids de la charpente	

6.4.2 Aménagement des tronçons	
6.4.3 Cas des ouvrages de grande longueur	
6.5 - Problèmes d'exécution particuliers	189
6.5.1 Qualité du béton	
6.5.2 L'aire de fabrication des tronçons	
6.5.3 Les méthodes de déplacement du tablier	
6.5.3.1 Equipement du banc de poussage	
6.5.3.2 Equipement des appuis	
6.5.3.3 Les méthodes de poussage	
6.5.4 L'effort de poussage	
6.5.5 Réalisation du poussage - Cas des ouvrages en pente	
6.6 - Conclusion	197

CHAPITRE 7 : CONCEPTION ET CONSTRUCTION DES PONTS

MÉTALLIQUES	199
7.1 - Introduction	199
7.2 - Les composants des ponts métalliques	200
7.2.1 Définitions	
7.2.2 Les différents types de couvertures	
7.2.2.1 Les couvertures anciennes	
7.2.2.2 Les dalles en béton armé "non participantes"	
7.2.2.3 Les couvertures modernes	
7.2.3 L'ossature métallique	
7.2.4 Le système porteur	
7.2.4.1 Les ponts à poutres	
7.2.4.2 Les ponts en arc et à béquilles	
7.2.4.3 Les ponts à câbles porteurs	
7.2.5 Les éléments transversaux	
7.2.5.1 Généralités	
7.2.5.2 Fonctions des éléments transversaux	
7.2.5.3 Dispositions constructives	
7.3 - Les ponts à poutrelles enrobées	216
7.3.1 Morphologie et bases de dimensionnement des ponts à poutrelles enrobées	
7.3.2 Quelques aspects de l'exécution des ponts à poutrelles enrobées	
7.4 Les ponts mixtes acier-béton	219
7.4.1 Choix d'une section transversale	
7.4.1.1 Bipoutres mixtes	
7.4.1.2 Tabliers multipoutres	
7.4.1.3 Caissons avec dalle en béton	
7.4.1.4 Caissons avec dalle mixte	
7.4.1.5 Distribution des portées et élancements usuels	
7.4.2 Eléments de dimensionnement des poutres	
7.4.3 Evaluation du poids de la charpente	

7.4.3.1 Cas des tabliers bipoutres	
7.4.3.2 Cas des caissons mixtes	
7.4.4 Aspects techniques particuliers	
7.4.4.1 Adaptation au tracé en plan d'une ossature mixte	
7.4.4.2 Mise en œuvre des dalles des ossatures mixtes	
7.5 - Les ponts à poutres latérales	232
7.5.1 Tabliers à poutres latérales en treillis	
7.5.2 Les ponts à poutres latérales à âme pleine	
7.6 Généralités sur les ponts à platelage orthotrope	235
7.6.1 Distribution des portées et élancements moyens	
7.6.2 Dimensionnement du système porteur	
7.6.3 Estimation des quantités d'acier	
7.6.4 Le revêtement des platelages	
7.7 - Aspects particuliers du fonctionnement et du calcul des ouvrages métalliques	239
7.7.1 Le phénomène de fatigue	
7.7.1.1 Endommagement en fatigue et courbes de Wöhler	
7.7.1.2 Les histogrammes de contraintes	
7.7.1.3 Notion de durée de vie en fatigue	
7.7.1.4 Les effets de la fatigue dans les ponts routiers	
7.7.1.5 Vérification pratique des ponts métalliques à la fatigue	
7.7.2 Les phénomènes d'instabilité	
7.7.3 Les contraintes dans les caissons	
7.8 - La fabrication des ponts métalliques	248
7.8.1 Les aciers utilisables	
7.8.2 La fabrication des produits en acier	
7.8.3 Le transport des produits sidérurgiques	
7.8.4 La fabrication des structures en atelier	
7.8.5 Le transport des tronçons sur le site	
7.8.5.1 Transport routier	
7.8.5.2 Transport ferroviaire	
7.8.5.3 Transport fluvial ou maritime	
7.8.6 Le montage des ponts sur chantier	
7.8.6.1 La mise en place par levage	
7.8.6.2 Le lançage des structures métalliques	
7.8.6.3 Les autres méthodes de montage	
7.9 Protection contre la corrosion	257
CHAPITRE 8 : CONCEPTION ET CONSTRUCTION DES PONTS A HAUBANS	261
8.1 - Généralités sur les ponts à câbles	261
8.2 - Classification sommaire des ponts haubanés	266
8.2.1 Les ponts symétriques à trois travées	

8.2.2 Les ponts à pylône unique	
8.2.3 Les structures haubanées à travées multiples	
8.3 - Technologie et comportement des haubans	268
8.3.1 Technologie et protection des haubans	
8.3.2 Approche du fonctionnement mécanique des haubans	
8.4 - Conception des pylônes	275
8.4.1 Forme des pylônes	
8.4.1.1 Cas d'une suspension latérale	
8.4.1.2 Cas d'une suspension axiale	
8.4.2 Hauteur des pylônes	
8.5 - Conception de la suspension	278
8.5.1 Conception de la suspension en élévation	
8.5.1.1 Critères d'appréciation d'ordre esthétique	
8.5.1.2 Critères d'appréciation d'ordre technique	
8.5.1.3 Conclusions	
8.5.2 Conception de la suspension dans le sens transversal	
8.6 - Conception des tabliers	286
8.6.1 Généralités	
8.6.2 La liaison tablier - pylônes	
8.6.3 Flexion transversale des tabliers	
8.6.3.1 Flexion de la dalle supérieure	
8.6.3.2 Flexion transversale de l'ensemble de la section	
8.6.4 Les tabliers en béton	
8.6.4.1 Cas des tabliers à suspension latérale	
8.6.4.2 Cas des tabliers à suspension axiale	
8.6.4.3 Considérations sur le prédimensionnement des tabliers	
8.6.5 Les tabliers métalliques	
8.6.6 Les tabliers en ossature mixte	
8.7 - Construction des ponts à haubans	294
8.7.1 Ponts à tablier en béton	
8.7.2 Ponts à tablier métallique	
8.7.3 Ponts à tablier en ossature mixte	
8.8 - Mise en oeuvre des haubans	296
8.8.1 Le réglage des haubans	
8.8.2 L'ancrage des haubans	
8.8.2.1 Ancrage des haubans sur les pylônes	
8.8.2.2 Ancrage des haubans sur le tablier	
CHAPITRE 9 : ACTIONS DYNAMIQUES SUR LES PONTS	301

Première partie : RAPPELS SUR L'ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES

9.1 - La modélisation des structures	302
9.2 - Principes de l'analyse dynamique des structures	303

9.3 - Réponse d'une structure à une sollicitation aléatoire 306

Deuxième partie : L'ACTION DU VENT SUR LES PONTS

9.4 - Généralités. Caractérisation du vent 308

- 9.4.1 Origine du vent
- 9.4.2 Caractérisation de la vitesse du vent
- 9.4.3 Pression dynamique du vent
- 9.4.4 Généralités concernant l'action du vent sur les structures

9.5 - Action du vent sur les ponts rigides 311

- 9.5.1 Les actions du vent sur les ponts selon la réglementation française
- 9.5.2 Les actions dues au vent selon l'Eurocode 1

9.6 - Effets du vent turbulent sur les ponts souples 314

- 9.6.1 Efforts stationnaires s'exerçant sur un tablier de pont
- 9.6.2 Prise en compte des effets du vent turbulent

9.7 - Effets dynamiques particuliers du vent sur les ponts souples 318

- 9.7.1 Excitation par l'échappement tourbillonnaire
- 9.7.2 Le phénomène de galop
- 9.7.3 Le flottement à deux degrés de liberté
- 9.7.4 Cas particulier de l'action du vent sur les haubans
 - 9.7.4.1 Excitation par le tablier
 - 9.7.4.2 Excitation directe par l'échappement tourbillonnaire
 - 9.7.4.3 Galop

9.8 - Estimation des périodes d'oscillation des ponts à haubans 325

- 9.8.1 Oscillations de flexion verticale
- 9.8.2 Oscillations latérales
- 9.8.3 Oscillations de torsion

Troisième partie : LES ACTIONS D'ORIGINE SISMIQUE

9.9 - Généralités sur les actions d'origine sismique 329

9.10 - Spectre de réponse et spectre de dimensionnement 332

9.11 - Propriétés des facteurs de participation - Masses modales 336

9.12 - Le problème de la combinaison des directions 338

9.13 - Considérations sur l'influence de la nature du sol de fondation 338

BIBLIOGRAPHIE SOMMAIRE 341

LEXIQUE FRANCAIS-ANGLAIS 345

CONCEPTION DES PONTS

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux présentant une qualité de fabrication et des performances croissantes, au développement de méthodes de construction à la fois plus précises et plus sophistiquées, et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement des obstacles les plus divers. Le but visé par cet ouvrage est d'offrir un panorama, à la fois synthétique et aussi complet que possible, des principaux types de ponts et de leur conception.

Ce livre, destiné aux élèves de Grandes Écoles formant des ingénieurs qui se destinent au secteur professionnel du Génie Civil et aux ingénieurs débutants, tente de rassembler les connaissances de base concernant la conception des ponts non courants les plus fréquemment projetés, à savoir les ponts à poutres, les ponts poussés et les ponts construits en encorbellement, pour ce qui concerne le domaine du béton précontraint, les ponts métalliques et les ponts à haubans. Un chapitre spécial est consacré aux actions dynamiques : il n'a d'autre ambition que de sensibiliser les lecteurs aux problèmes les plus ardues qui se posent lors de la conception des ouvrages les plus importants.



Anne BERNARD-GÉLY
Ingénieur des Ponts et Chaussées, ancien élève de l'École Polytechnique et de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Après différents postes opérationnels dans le domaine des infrastructures, elle est actuellement Directeur de l'Exploitation au Syndicat des Transports Parisiens.



Jean-Armand CALGARO
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, ancien élève de l'École Polytechnique et de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, chef de la Mission Recherche et Réglementation du SETRA, président du Collège de Génie Civil et Bâtiment de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction.



9 782859 782153

Couverture : A. OLIVEIRA

ISBN 2-85978-215-X