

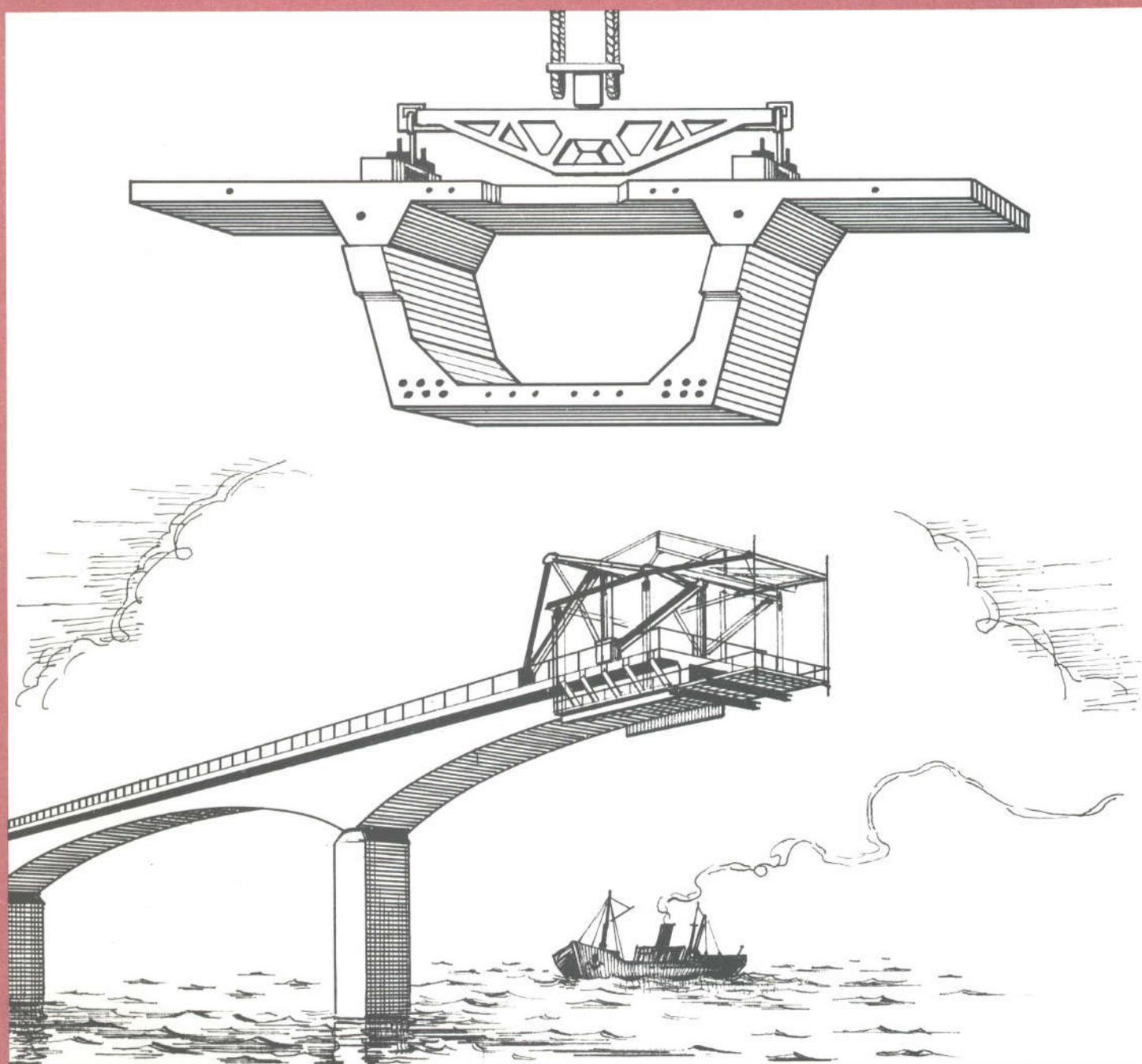
ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

SETRA

DIVISION
DES

OUVRAGES D'ART A

Bulletin technique n° 7



MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
Direction des routes et de la circulation routière

**MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
SERVICE D'ÉTUDE TECHNIQUE DES ROUTES ET AUTOROUTES**

46, AVENUE ARISTIDE-BRIAND - 92 BAGNEUX - TÉL. 655.42.42

**PONTS EN BÉTON
PRÉCONTRAIT CONSTRUITS
PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS**

Bulletin rédigé par M. DARPAS, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Chef du Département Béton à la Division des ouvrages d'art A du S. E. T. R. A. avec la collaboration de MM. CHAUSSIN et MARSAC, Ingénieurs des Ponts et Chaussées et de MM. GRÈZES et POINEAU, Ingénieurs des Travaux Publics de l'État.

Décembre 1972

PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

S O M M A I R E

AVANT-PROPOS

1. – GÉNÉRALITÉS	1
1,1. – Technique du procédé	1
1,2. – Historique	2
1,3. – Choix du système statique	3
1,4. – Avantages et domaine d'emploi de la construction par encorbellement	7
2. – CONCEPTION ET CALCUL	9
2,1. – Conception générale, principes du calcul	9
2,2. – Justification détaillée de l'ouvrage	16
2,3. – Dimensionnement de détail, dispositions constructives	23
3. – EXÉCUTION	31
3,1. – Généralités	31
3,2. – Problèmes d'exécution communs à toutes les consoles	31
3,3. – Construction par voussoirs coulés en place	39
3,4. – Construction par voussoirs préfabriqués	52

AVANT-PROPOS

Bien que d'apparition relativement récente, un peu plus de vingt ans, la technique des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, s'est largement développée, le matériau "béton précontraint" se prêtant bien à la réalisation de structures par éléments.

Ce type d'ouvrage, qui a donné lieu à des réalisations spectaculaires tant en France qu'à l'étranger, est maintenant devenu "classique". Il est économique dans une gamme de portées relativement étendue — de 60 m. à plus de 110 m —. A titre d'ordre de grandeur, le coût du tablier seul hors fondations, appuis et superstructures, est de 850 à 900 F par m² pour un ouvrage d'importance moyenne (montant des travaux de l'ordre de 5 à 10 millions de francs, et portées de 80 m environ).

Dans ces conditions, il nous a paru intéressant de rassembler dans un document d'ensemble les enseignements de l'expérience acquise dans ce domaine, tant sur le plan de la conception que de la réalisation.

Destiné aux maîtres d'œuvre, mais également aux projeteurs, ce document a pour but :

- 1^o) de leur permettre d'avoir une bonne connaissance des ouvrages de ce type ;
- 2^o) de leur fournir tous renseignements utiles pour l'établissement d'un projet et la réalisation d'un ouvrage, en attirant notamment leur attention sur les dispositions constructives et les problèmes particuliers liés à la conception et à l'exécution.

Etant donné le caractère relativement vaste du sujet traité, certains problèmes spécifiques et difficiles, tels que le réglage des fléaux et le contrôle de la géométrie des ouvrages n'ont pas, dans le bulletin proprement dit, le développement qu'ils méritent. Par ailleurs, en dehors des renseignements assez complets donnés en annexe II sur les ouvrages réalisés, des indications plus détaillées sur le coût des ouvrages sont certainement utiles. Le document actuel sera donc complété ultérieurement par d'autres annexes traitant de ces différents points.

L'Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées,
Chef de la Division des Ouvrages d'art A,

M. LE FRANC

PONTS EN BÉTON PRÉCONTRAIT CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

1. – GÉNÉRALITÉS

Il est traditionnel de désigner les principaux types de pont par le ou les éléments essentiels de leur structure porteuse ; c'est ainsi que l'on parle de ponts-dalles, de ponts à poutres sous-chaussée ou latérales, de ponts en arcs ou à béquilles, etc...

Ce point de vue ne peut plus être conservé dans le domaine des grands ouvrages en béton précontraint pour lesquels les grandes familles s'appellent maintenant, ponts à poutres préfabriquées, ponts construits sur cintre auto-porteur et auto-lanceur, ponts poussés, et enfin, ponts construits par encorbellement. C'est dire que la méthode de construction est devenue suffisamment prépondérante pour conditionner la conception et le calcul de nombre d'ouvrages.

La présente publication est consacrée aux ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, mode de construction qui a connu ces dernières années un développement particulièrement important.

1.1. – Technique du procédé.

Rappelons tout d'abord que ce mode de construction consiste à exécuter le tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages continus au sol, en opérant par tronçons successifs, dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à ceux qui le précèdent. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à son extrémité sont mis en tension, ce qui permet de le plaquer contre les voussoirs précédents et de continuer ainsi une console auto-porteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

La construction d'une console peut s'effectuer :

- soit symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau (fig. 1) ;

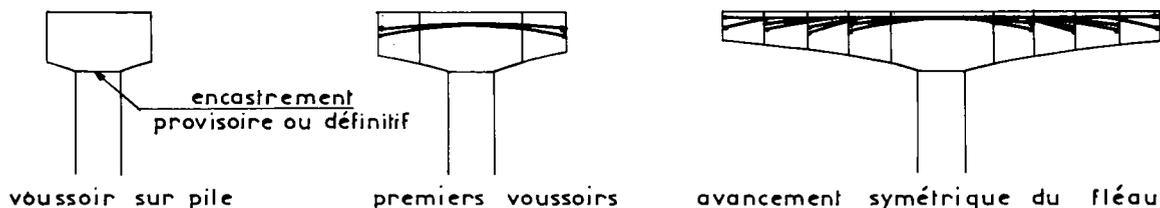


Fig. 1. Construction d'un fléau

- soit dissymétriquement, d'un seul côté d'un appui qui peut être une pile ou une culée ; le moment de renversement apporté par la console sera alors équilibré, par la travée adjacente supposée déjà construite (sur cintre) s'il s'agit d'une pile, par un contre-poids dimensionné en conséquence et faisant partie de l'appui même, s'il s'agit d'une culée (fig. 2).

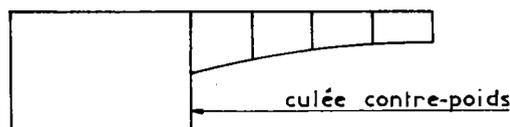


Fig. 2. Encorbellement à partir d'une culée.

Il est possible de construire entièrement un pont par la technique de l'encorbellement ; dans les ouvrages les plus récents cependant, subsistent en général des portions construites sur cintre (il s'agit le plus souvent des extrémités des travées de rive). Sur le plan théorique, rien n'empêche d'ailleurs d'associer la construction sur cintre et celle par encorbellement, quelles que soient les longueurs respectives de tablier mises en œuvre par l'une ou l'autre de ces deux méthodes.

1.2. – Historique.

1.21. – Précédents en béton armé.

L'idée de construire un pont par encorbellement est déjà assez ancienne, puisqu'il s'agit de l'une des méthodes pratiquées par la construction métallique. Cette idée fut également utilisée dans le domaine du béton armé, et l'on peut citer en particulier, l'exécution en 1928, sous la direction d'E. FREYSSINET, des amorces des arcs de 185 m de portée du pont de PLOUGASTEL ; ces amorces devaient supporter le poids du cintre au cours du montage, ce qui entraînait un moment élevé (4 700 tm) sur la console constituée par chaque amorce ; pour équilibrer un tel moment, E. FREYSSINET eut recours à des tirants réunissant les deux consoles, ce qui constituait en fait, une précontrainte provisoire.

Par la suite, on peut noter quelques réalisations de travées en béton armé construites par encorbellement, parmi lesquelles, le pont de HERVAL, sur le rio PEIXE (construit au Brésil en 1930), le pont sur l'oued SEBOU, au Maroc, le pont de BEZONS et le pont de DONZERE, sur le canal de fuite de l'usine A. BLONDEL, la conception de ces deux derniers ouvrages étant due à M. CAQUOT. Cependant, cette méthode ne se généralisa pas, car elle ne s'adapte pas très bien aux procédés et à la conception même du béton armé ; notons en particulier, les servitudes d'exécution liées à la nécessité d'assurer la continuité du ferrailage, le nombre élevé, d'où le fort encombrement des armatures assurant la stabilité des consoles, enfin, la fissuration abondante et inévitable de l'extrados de ces consoles. Les quelques réalisations signalées concernent des franchissements de cours d'eau soumis à des crues soudaines et fréquentes, d'où la nécessité d'éviter des appuis de cintre en rivière.

1.22. – Premiers ouvrages en béton précontraint.

Le développement de la construction par encorbellement dut attendre la mise au point et l'extension du béton précontraint, qui se prête particulièrement bien à ce mode de construction. Lors de la réalisation des premiers grands ponts français en béton précontraint, le montage des premiers voussoirs composant les poutres fut réalisé en encorbellement à partir des culées, avec ancrage des câbles de précontrainte dans celles-ci ; il s'agit du pont de LUZANCY (1945), de 55 m de portée, et des cinq ponts de 75 m de portée sur la Marne (1948-1950).

Une étape importante fut marquée par les ouvrages réalisés en Allemagne à partir de 1952 ; cette fois, ce sont les travées entières qui sont réalisées par tronçons successifs bétonnés en place à l'aide d'équipages mobiles fixés à l'extrémité des parties achevées des consoles. Les premiers grands ponts furent celui sur le Rhin, à WORMS, avec ses trois travées de 101, 114 et 104 m de portée, et le pont sur la Moselle, à COBLANCE, avec ses trois travées de 102, 114 et 123 m ; dans ces ouvrages (qui furent suivis d'autres réalisations intéressantes), la précontrainte est réalisée par barres, et les travées comportent en leur milieu des articulations assurant la transmission des efforts tranchants, mais ne gênant ni les rotations (pas de moment fléchissant transmis), ni les déformations longitudinales (pas d'effort normal transmis). Parmi les ouvrages de cette famille, nous citerons le pont de BENDORF, sur le Rhin, achevé en 1966, et dont la travée centrale (précontrainte par barres ϕ 32 mm et comportant une articulation centrale) constitua jusqu'en 1972, avec ses 208 m de portée, un record pour une poutre en béton précontraint.

Entre-temps, le procédé s'était répandu dans plusieurs pays, et les ouvrages construits se diversifièrent très rapidement : utilisation des divers procédés de précontrainte (câbles ou barres), et surtout, recours à des systèmes statiques variés (voir plus bas en 1.3.), parmi lesquels les travées continues finirent par prendre la prépondérance (suppression des articulations en milieu de travée). Le record actuel est cependant détenu par le pont sur la baie URATO, à KOCHI (Japon), avec sa travée centrale de 230 m de portée, articulée en son milieu.

1.23. – Réalisations françaises.

En France, le premier pont réalisé en encorbellement fut, en 1956, celui de CHAZEY, sur l'Ain (trois travées de portées respectives : 41,20 m, 57,60 m et 41,20 m), construit par la Société des Grands Travaux de

Marseille ; la travée centrale comportait une articulation en son centre, et il en est de même des ouvrages suivants construits par la même entreprise, parmi lesquels nous citerons les ponts de BEUCAIRE (cinq travées de 81,20 m) et de SAVINES (sept travées de 77 m et deux travées de rive de 38,50 m.). Dans d'autres ouvrages, dus toujours à la même entreprise, l'articulation centrale a été conçue pour transmettre des efforts normaux, d'où un fonctionnement en arc ; il en est ainsi des ponts de la GRANDE COTE (arc à trois articulations de 101,30 m de portée) et d'AVIGNON (deux voûtes de 74,30 m d'ouverture articulée à la clé), tous deux construits en 1959.

Par la suite, et compte-tenu des considérations sur le choix du système statique qui sont développées plus loin, on abandonna le système des articulations centrales pour adopter la continuité de l'ensemble des travées ; les premiers ouvrages continus furent étudiés par la S.T.U.P. ; il s'agit des ponts de LACROIX-FALGARDE, sur l'Ariège (trois travées continues de 30,25 m, 60,65 m et 30,25 m), et de GONCELIN, sur l'Isère (trois travées continues de 29,35 m, 59,10 m et 29,35 m), tous deux achevés en 1962. Parmi les nombreux ouvrages continus réalisés dans les années suivantes avec le procédé de l'équipage mobile, nous citerons, en nous bornant aux ouvrages les plus importants par leur portée unitaire ou leur longueur totale :

- en 1963, le pont du VALLON DU MOULIN À POUDRE, à BREST, trois travées continues de 44,74 m, 81,84 m et 44,74 m, encastrées sur les piles ;
- en 1964, le pont de CHARMES, sur le canal d'aménée de la Chute de Beauchastel, trois travées continues de 57,30 m, 85,40 m et 57,30 m) ;
- en 1967, le pont de la PYLE, sur la retenue du barrage de Vouglans, quatre travées continues de 65, 110, 110 et 65 m de portée, encastrées sur leurs trois piles intermédiaires ;
- en 1968, le pont de GIVORS, sur le Rhône, cinq travées continues de 30, 110, 20, 110 et 30 m de portée ;
- en 1969, le pont d'OISSEL, sur la Seine, neuf travées continues totalisant 750 m de longueur, dont cinq travées centrales de 100 m de portée.

Cependant, un nouveau procédé d'exécution ayant recours à des voussoirs préfabriqués, fut mis au point par l'entreprise Campenon-Bernard, à l'occasion de la construction, en 1963, du pont sur la Seine, à CHOISY-LE-ROI (trois travées continues de 37,50 m, 55 m et 37,50 m de portée). Il s'agit de la technique dite "à joints conjugués", que la même entreprise utilisera aux ponts de PIERRE BÉNITE, sur le Rhône (en 1965), aux ponts AMONT et AVAL du périphérique parisien sur la Seine (en 1967 et 1968), et surtout, en 1966, au viaduc Ile d'OLÉRON-CONTINENT, long de 2 862 m, répartis en quarante-six travées, dont vingt-six mesurent 79 m de portée.

1,24. – Domaine actuel du procédé.

Répandu dans la plupart des pays constructeurs, le procédé de la construction par encorbellement est actuellement utilisé dans une très large gamme de portées, dont les plus utilisées vont (pour les poutres) de 55 m à environ 160 m ; quant aux records des ponts de BENDORF et de la baie URATO, il semble qu'ils ne resteront pas isolés, puisque le projet du pont des TROIS SŒURS, sur le POTOMAC (USA), envisage une travée centrale de 228,60 m.

Ces grandes travées ne sont pas encore répandues en France, essentiellement par manque de grandes brèches à franchir ; signalons cependant, parmi les ouvrages dont la construction va commencer :

- le viaduc de CALIX, à Caen, qui totalise 1 185 m de long avec une portée centrale de 156 m ;
- le viaduc de SAINT-ANDRÉ-DE-CUBZAC, totalisant une longueur de 1 174 m ;
- le pont du BONHOMME, sur le BLAVET, ouvrage à béquilles, dont les portées sont d'environ 186 m entre pieds des béquilles, et 146 m entre têtes de celles-ci, cette dernière portée constituant la partie construite en encorbellement.

1,3. – Choix du système statique.

Il est possible de construire par encorbellement successifs, des ouvrages dont les schémas statiques en service sont très divers. Le classement qui figure ci-après, a retenu trois critères, tracé de la fibre moyenne, continuité des travées, liaisons avec les appuis.

1,31. — Vis-à-vis du tracé de la fibre moyenne, nous distinguerons les arcs, les poutres à béquilles et les poutres droites.

1,311. — Parmi les arcs réalisés en France, nous trouvons le pont de PONTE NUOVO, sur le Golo, et le pont de la GRANDE COTE, tous deux des arcs à trois articulations construits en encorbellement à partir de culées équilibrées ; celles-ci sont fondées sur le rocher qui peut facilement encaisser une poussée, dont il a paru avantageux de ne pas perdre le bénéfice. La structure en arc peut donc présenter un intérêt dans le cas de brèche aux parois rocheuses à franchir d'une seule portée. Quant aux deux voûtes d'AVIGNON citées plus haut, elles constituent un cas particulier, puisque l'ouvrage réalisé n'est, en fait, qu'une variante sur le plan de l'exécution, d'un projet conçu en béton armé.

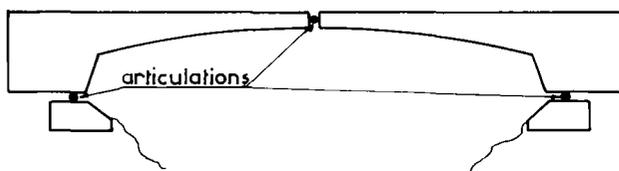


Fig. 3. Arc à trois articulations.

La figure 3 constitue le schéma d'un arc à trois articulations construit à partir de culées équilibrées (noter que dans le cas figuré, les poussées sont relativement faibles).

1,312. — Les poutres à béquilles (fig. 4), qui peuvent être considérées comme une variante d'arc, sont plutôt rares ; observons d'ailleurs, que la structure même de la béquille nécessite un encastrement provisoire pour pouvoir poursuivre la construction en encorbellement au-delà de la béquille. Nous

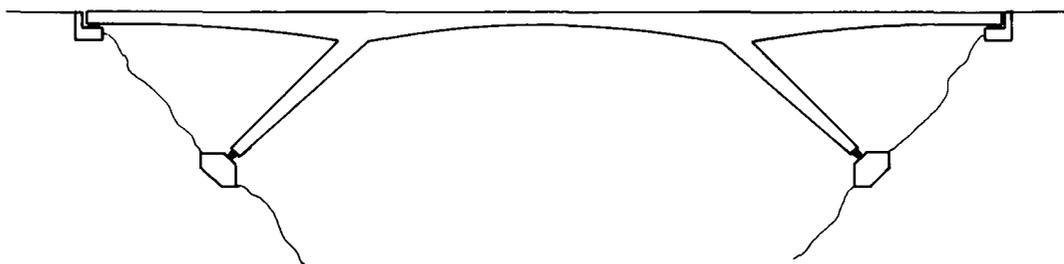


Fig. 4. Pont à béquilles

citerons le pont de BASSE-COMBELLE, sur l'Allagnon (poutre à béquilles articulées de 54 m de portée), et le pont ferroviaire de la VOULTE, sur le Rhône, qui comporte cinq travées de 60 m, chaque travée étant constituée par une poutre à béquilles inclinées de 56 m de portée entre articulations ; la continuité du tablier au droit des piles est assurée par des travées indépendantes de 8 m de portée.

1,313. — Mais la technique de l'encorbellement a surtout été appliquée aux poutres droites, nous entendons par là, des poutres dont la fibre moyenne peut être considérée comme rectiligne pour les besoins du calcul (en négligeant l'effet de courbure éventuel du profil en long et de la hauteur variable de la poutre). Sans donc négliger l'intérêt que peut présenter une structure en arc lorsque le site s'y prête, nous consacrerons la suite de cette publication aux poutres.

1,32. — En ce qui concerne la continuité des travées, nous avons déjà indiqué que, sur le plan historique, les premiers ouvrages étaient articulés en milieu de travée (transmission des efforts tranchants, mais non des moments fléchissants ou des efforts normaux), tandis que les plus récents étaient rendus continus.

Dans tous les cas, le fléau est isostatique au cours de la construction, et ne devient hyperstatique que vis-à-vis des charges s'exerçant après établissement de l'articulation ou de la continuité à la clé.

1,321. — En cas d'articulation à la clé, le calcul est simplifié, car il n'existe pas de réactions hyperstatiques dues à la précontrainte, l'installation de l'articulation n'intervenant qu'après mise en tension de tous les câbles. En outre, la non transmission d'efforts normaux ou moments fléchissants à la clé, c'est-à-dire le fait que les déformations longitudinales et rotations ne sont pas gênées, permet d'éliminer les effets mécaniques du retrait, du fluage et des variations de température, ainsi que ceux dus aux variations dans le temps des efforts de précontrainte ; bien entendu, cette affirmation suppose la symétrie des deux consoles articulées, sinon, il

pourrait y avoir création d'un effort tranchant hyperstatique. La principale conséquence de ce mode de fonctionnement, est qu'il est possible (sans augmenter les sollicitations apportées aux appuis par les phénomènes précédents) d'encastrer les travées sur les piles et les culées, en économisant les appareils d'appui. Observons d'ailleurs, que si l'ouvrage comporte plus de trois travées, il est indispensable (pour éviter une structure hypostatique) d'avoir sur les piles, soit un encastrement complet, soit du moins une double ligne d'appareils d'appui. La figure 5 schématise un tel type d'ouvrage avec encastrement sur piles.

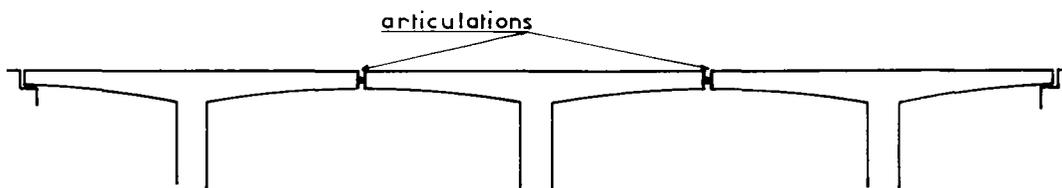


Fig. 5. Poutre avec articulations de clé.

Le système avec articulation s'est cependant avéré présenter les inconvénients suivants :

Tout d'abord, les flèches prises par les consoles au cours de la construction ne peuvent être estimées que de façon approximative, d'où une assez large incertitude sur les contre-flèches à donner, et un risque non négligeable d'avoir des différences de niveau importantes entre extrémités des consoles en regard en fin de construction ; il est certes facile d'égaliser ces niveaux en exerçant un effort vertical au moment de la solidarisation des deux consoles ; cependant, l'égalisation des niveaux ne permet généralement pas le raccordement continu des pentes, et il apparaît alors à cet endroit un point anguleux. En outre, même si la continuité des pentes est réalisée lors du réglage initial du joint, le fluage ultérieur du système ne peut que conduire à une cassure du profil en long, cassure dont il est superflu de souligner les inconvénients, tant du point de vue de l'esthétique que de celui du passage des véhicules. Les variations de flèches mesurées à la clé, peuvent atteindre et même dépasser la dizaine de centimètres ; de tels mouvements ne mettent pas en jeu la stabilité de l'ouvrage, mais leur importance montre l'impossibilité de respecter un profil en long régulier. Un autre inconvénient présenté par ces ouvrages, a pour origine la tenue dans le temps des articulations ; il s'agit, en effet, d'organes délicats puisqu'ils doivent permettre des mouvements (rotations et dilatations) assez complexes tout en transmettant des efforts (tranchants) d'une certaine importance ; l'expérience a prouvé que des articulations trop rustiques sur le plan de la conception ou de l'usinage pouvaient, soit prendre du jeu en provoquant des chocs fâcheux et une détérioration accélérée, soit se bloquer en provoquant des efforts pour lesquels la structure n'était pas faite, d'où, là encore, des détériorations. Remarquons enfin qu'une articulation comporte obligatoirement la présence d'un joint, dont le coût (à la construction et à l'entretien) n'est pas négligeable.

1,332. — C'est en raison de ces inconvénients que les systèmes à articulation de clé ont fini par être abandonnés, au profit des **systèmes continus**. L'expérience de très nombreux ouvrages a permis de confirmer les avantages de ce système statique, actuellement le plus répandu. La continuité est réalisée par précontrainte, c'est-à-dire grâce à des câbles enfilés après bétonnage du voussoir de clé, et tendus après durcissement de celui-ci.

Signalons, pour mémoire, le cas particulier des viaducs de CHILLON (au bord du lac Léman) qui comportent à la clé un mécanisme assurant la continuité des flèches et des rotations, mais libérant les déformations longitudinales. Le fonctionnement d'un tel système (complexe et délicat) a besoin d'être confirmé avant de pouvoir être pris en considération.

1,323. — Il est également possible de construire en encorbellement des **ponts cantilevers** (fig. 6), dont

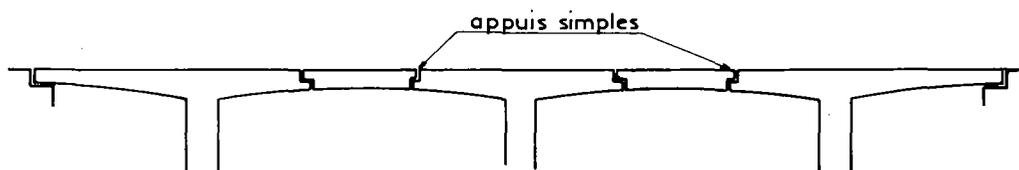


Fig. 6. Pont cantilever.

les articulations, situées environ au quart de la portée, sont toujours sollicitées dans le même sens, et ne présentent pas les inconvénients des articulations centrales. La crainte de dénivellations d'appuis provoquées par des tassements de terrain peut en effet, dans certains cas, faire préférer un schéma isostatique comportant des travées indépendantes appuyées sur les abouts des consoles. Moins parfaite que la continuité, cette solution est cependant préférable à l'articulation de clé car, les cassures du profil en long (inévitables) sont d'amplitude plus faible (moindre portée des consoles, effet de palier que présente la travée indépendante centrale) ; signalons aussi la servitude pour le constructeur de prévoir, en plus du matériel pour la construction en encorbellement, celui qui est nécessaire pour le lancement des poutres indépendantes.

Parmi les ponts de ce type, nous citerons le pont sur le rio ULUA, à Omonita dans le Honduras (trois travées de 60, 120 et 60 m de portée, avec en partie centrale, une travée suspendue de 36 m de portée), et sur le pont sur le rio PARANA, au Brésil, dont l'ouvrage principal comprend huit travées de 109,50 m du type cantilever ; chacune de ces travées se compose de deux consoles de 30 m sur les extrémités desquelles repose une travée indépendante de 45 m de portée.

Enfin, le même type d'articulation utilisé pour les ouvrages cantilevers peut permettre d'interrompre la continuité d'un ouvrage dont la longueur totale serait trop importante vis-à-vis des phénomènes provoquant les variations de longueur (retrait, fluage, température). Cette articulation, qui permet de ménager un joint de dilatation, est généralement disposée au point de moment nul d'une travée. C'est ce qui a été fait au viaduc Ile d'OLÉRON-CONTINENT, dont les 2 862 m de longueur totale sont découpés en neuf tronçons continus, dont les longueurs sont : 394,05 m, 230,40 m, cinq fois 316 m, 342,01 m et 315,05 m. Chaque extrémité de l'un de ces tronçons vient s'appuyer sur l'extrémité de la console qui constitue le début du tronçon suivant.

1,33. — En ce qui concerne les liaisons avec les appuis, le problème principal est celui des sollicitations provoquées par les variations linéaires du tablier (retrait, fluage et température) et le freinage ; ces sollicitations dépendent évidemment de la plus ou moins grande souplesse des appareils d'appui (et aussi des appuis eux-mêmes) assurant la liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) proprement dits.

1,331. — La solution la plus répandue (fig. 7), et la plus classique, car elle s'applique à presque tous les types d'ouvrage, consiste à appuyer le tablier sur chaque pile ou culée par l'intermédiaire d'une ligne d'appareils d'appui en élastomère frettés, ces derniers constituant la solution la plus simple et la moins onéreuse.

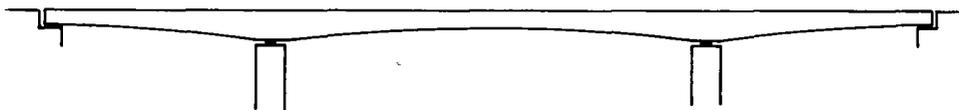


Fig. 7. Pont continu sur simples lignes d'appareils d'appui.

L'élasticité de l'élastomère autorise la liberté des mouvements horizontaux du tablier, tout en transmettant à l'appui des efforts horizontaux relativement modérés ; la présence d'une seule ligne d'appui équivaut sensiblement à un axe d'articulation, et rend donc négligeable les moments exercés en tête des appuis ; quant à l'effort de freinage, il se répartit entre les divers appuis en fonction des souplesses relatives des ensembles constitués par un appui et les appareils d'appui qui le surmontent. Il est cependant nécessaire, pour assurer la stabilité du tablier en cours de construction, d'encastrement provisoirement le tablier sur ses appuis, conformément à la manière indiquée plus loin en 3,21.

L'épaisseur de l'élastomère croissant avec la longueur de tablier continu, il arrive un moment où l'épaisseur de l'appareil d'appui devient prohibitive ; il est alors nécessaire d'avoir recours à des appareils glissants (généralement à base de téflon) qui autorisent de larges mouvements horizontaux tout en transmettant des efforts d'intensité limitée par le coefficient de frottement de l'appareil. En ordre de grandeur, les appareils d'appui glissants sont à prévoir à partir de longueurs dilatables excédant 300 m.

Signalons que dans certains cas, peu nombreux, on trouve des appareils d'appui avec articulation béton (du type Freyssinet) au lieu des élastomères désormais classiques ; on peut citer à cet égard, le pont sur le rio CUIABA, au Brésil, qui s'appuie sur des piles (très flexibles) par l'intermédiaire d'articulations en béton à section rétrécie, et le pont de la PYLE, déjà nommé, dont les appareils d'appui mobiles sur culées sont constitués par des bielles de béton articulées à leurs extrémités au moyen de sections de béton rétrécies.

1,332. — Dans quelques ouvrages (fig. 8), et notamment le pont AMONT du périphérique à Paris, et le pont de BLOIS, sur la Loire, on trouve sur chaque pile, une double ligne d'appareils d'appui en élastomère ; il



Fig. 8. Travées sur doubles lignes d'appareils d'appui.

s'agit là de ce que l'on peut appeler un **encastrement élastique**. Celui-ci permet d'éviter un encastrement provisoire de la construction, et il autorise les variations linéaires longitudinales aussi bien que la ligne d'appui unique ; par contre, ce système est plus encombrant (sommier plus large), et transmet aux piles des moments non négligeables qu'il faut pouvoir transmettre aux fondations.

1,333. — Nous signalerons, enfin, que lorsque les piles sont suffisamment hautes et flexibles, il est possible (fig. 9) d'**encastrier** un tablier continu sur celles-ci. Cette solution, qui ne comporte pas d'interruption du béton entre l'appui et le tablier, permet de simplifier la construction et doit être utilisée chaque fois que

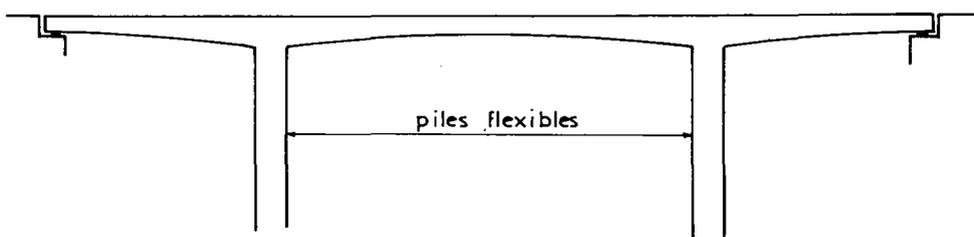


Fig. 9. Pont encasté sur ses piles.

l'occasion s'en présente ; elle suppose seulement que les piles soient suffisamment flexibles pour transmettre les variations linéaires des travées sans provoquer des efforts prohibitifs dans les fûts de piles et sur leurs fondations. Sans pouvoir donner de règles générales, nous donnerons comme exemple le pont du VALLON DU MOULIN À POUDRE, à Brest, avec sa travée centrale de 81,84 m encastree sur des piles d'environ 30 m de hauteur, et le pont de la PYLE, avec ses deux travées centrales de 110 m chacune, encastrees sur trois piles dont les hauteurs s'échelonnent entre 50 et 60 m. Finalement, il semblerait que l'encastrement puisse être envisagé sur deux ou trois piles consécutives, dès que la hauteur de celles-ci dépasse environ 20 m.

Lorsque les hauteurs de piles sont relativement faibles, une solution, peu utilisée jusqu'à présent, consiste (fig. 10) à obtenir l'encastrement du tablier sur la pile en constituant celle-ci avec deux voiles souples dont la

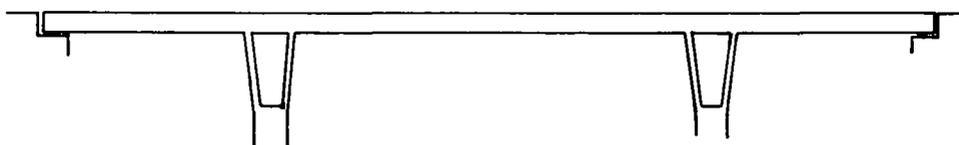


Fig. 10. Encastrement sur double paroi.

faible épaisseur compense (du point de vue de la flexibilité), la hauteur insuffisante ; c'est ce qui a été fait au pont de CHOISY-LE-ROI, sur la Seine, où la travée centrale de 55 m est encastree sur deux piles constituées chacune par deux voiles légèrement inclinés de 40 cm d'épaisseur et de 7 m de hauteur.

1,4. — Avantages et domaine d'emploi de la construction par encorbellement.

La construction par encorbellement permet de supprimer cintre et échafaudages continus au sol ; c'est d'ailleurs la possibilité de suppression du cintre qui a mis fin à la construction des grands arcs en béton armé, auxquels on retirait ainsi toute compétitivité.

D'autre part, il existe des méthodes différentes permettant d'éviter la construction d'un cintre : poutres préfabriquées, ponts poussés, ponts construits sur cintre auto-porteur et auto-lanceur ; mais ces procédés s'essouffent au-delà de portées comprises entre 50 et 55 m, alors que la construction en encorbellement a déjà permis d'atteindre (pour une poutre) la portée record de 230 m ; il est même vraisemblable que l'on pourra aller plus loin, grâce à l'utilisation de granulats légers ; ce type d'ouvrage paraît donc avoir de l'avenir dans un domaine de portées qui appartenait jusqu'à présent à la construction métallique.

En ce qui concerne les hauteurs de poutre sur appuis intermédiaires (piles), indiquons tout de suite que les valeurs les plus courantes sont comprises entre le quinzième et le vingtième de la portée.

Dans la gamme des chiffres cités, la construction par encorbellement est à envisager dans les cas suivants :

- lorsque le gabarit à dégager interdit l'emploi d'un cintre sur une longueur correspondant aux possibilités du procédé (voies navigables, ferrées, zones urbaines) ;
- lorsque la construction d'un cintre est dangereuse (rivières à courant rapide, à crues soudaines et violentes) ;
- lorsque la construction d'un cintre serait onéreuse (piles de grande hauteur, vallées ou rivières profondes).

Dans les cas où les portées ne sont pas imposées (gabarits à respecter ou zones que l'on préfère éviter pour les fondations), une étude de prix comparative sera souvent nécessaire ; sans pouvoir donner de règles générales, nous nous bornerons à donner les indications suivantes :

- la portée économique et courante des poutres construites par encorbellement se situe entre 70 et 80 m ;
- le procédé s'impose en principe, en cas de piles de grande hauteur (au-delà de 25 m) ou de fondations relativement onéreuses ; des comparaisons précises nous ont cependant montré que dans des cas douteux (piles de moyenne hauteur et fondations faciles), l'encorbellement pouvait concurrencer une autre méthode, telle que celle ayant recours à des poutres préfabriquées ;
- au-delà de 80 m et jusqu'à environ 110 m de portée, le prix du tablier au mètre carré augmente sensiblement, mais le procédé conserve tout son intérêt ;
- au-delà de 110 m, nous manquons d'autant plus de statistiques que les ponts de très grande portée sont très rares en France ; il semble cependant que le procédé puisse être économiquement intéressant jusqu'aux alentours de 150 m, portée qui ne pose aucun problème technique insurmontable, puisque couramment réalisée dans d'autres pays.

Un autre avantage de la construction par encorbellement réside dans ses délais d'exécution, la méthode s'accommodant d'une certaine souplesse. On peut, si on le désire, accélérer la construction en multipliant le nombre des équipages mobiles (en cas d'un grand nombre de travées) ; on peut surtout préfabriquer des voussoirs, et la vitesse de construction du tablier peut atteindre alors 8 m par jour, comme au viaduc de l'île d'Oléron.

2. – CONCEPTION ET CALCUL

Cette deuxième partie traite de la conception et du calcul des ouvrages construits par encorbellement, en exposant les règles essentielles à appliquer ; elle est complétée par l'Annexe I, qui traite un exemple de détermination d'ouvrage et donne quelques précisions sur certains points particuliers du calcul.

2,1. – Conception générale, principes du calcul.

2,11. – Domaine envisagé (portée, schéma statique).

Nous avons vu dans la première partie combien vaste était le domaine de la construction par encorbellements successifs ; sans prétendre traiter de façon détaillée tous les cas de figure cités, nous nous en tiendrons au cas le plus courant, que nous rappelons succinctement ci-après.

Nous nous plaçons dans une gamme de portées variant entre 60 et 110 m, gamme pour laquelle nous disposons de statistiques ; parmi les nombreux schémas statiques théoriquement possibles, nous retenons la poutre continue sur appuis simples qui est la plus fréquemment rencontrée. Observons d'ailleurs que le schéma ainsi retenu n'est pas tellement restrictif, étant donné que la majeure partie des efforts exercés provient de la phase de construction en console, totalement indépendante du système ultérieurement réalisé en service.

2,12. – Description sommaire de la structure.

2,121. – Phases successives de la construction.

Dans les cas les plus courants, la construction par encorbellement s'effectue uniquement à partir des piles ; en effet, la construction d'une console encadrée sur une culée nécessite de prévoir un contre-poids important pour constituer ce que l'on appelle une culée équilibrée. Un tel dispositif augmente sensiblement le prix du mètre linéaire de tablier par rapport à ce que l'on obtient avec des fléaux dont les deux consoles se font équilibrer. La culée équilibrée doit donc être réservée à des cas particuliers, tels que impossibilité de construire une pile.

La première phase de la construction va donc comporter un certain nombre de fléaux construits à partir de chaque pile et fonctionnant en console sous l'action de leur poids propre. A ce stade, les fléaux sont encadrés (au moins provisoirement) sur les piles, de façon à éviter tout basculement sous les charges diverses provenant du chantier.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage, ainsi que (s'il y a lieu) la mise en place des appareils d'appui définitifs ; la continuité de l'ouvrage s'obtient par coulage (ou pose, puis coulage du joint dans le cas de la fabrication), entre les extrémités de deux fléaux adjacents, de voussoirs dits de clavage, puis mise en tension de câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Dans la plupart des cas, enfin, les consoles de rive sont prolongées par des parties exécutées sur cintre (soit coulées en place, soit préfabriquées et posées sur le cintre), puis assemblées au reste de la structure par mise en tension de câbles de continuité.

La succession dans le temps de ces diverses opérations dépend des possibilités du chantier (implantation des matériels, possibilités d'accès et puissance des moyens, etc...). Nous donnons, à titre indicatif (fig. 11), l'ordre le plus couramment adopté pour un ouvrage à trois travées ; il consiste à exécuter dans l'ordre :

- l'un des fléaux (désigné ici par F_1), la partie exécutée sur cintre adjacente (P_1) et son clavage (schématisé par C_1) avec l'extrémité de ce même fléau ;
- l'opération symétrique portant sur le deuxième fléau (F_2), la partie exécutée sur cintre (P_2) et le clavage (C_2) ;
- On termine enfin par le clavage (C_3) assurant la continuité entre les extrémités des deux fléaux.

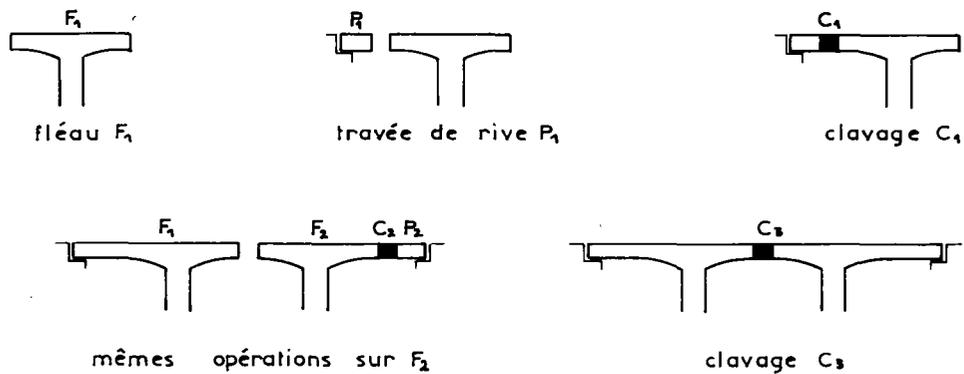


Fig. 11. Phases de chantier pour un ouvrage à trois travées.

Pour un grand nombre de travées, les solutions possibles sont évidemment très nombreuses ; signalons cependant, la solution logique qui consiste, après avoir achevé une travée de rive, à claver l'une après l'autre les travées successives jusqu'à l'autre travée de rive dont l'exécution précède normalement le clavage de la travée adjacente ; on peut aussi, bien entendu, effectuer les opérations à partir des deux travées de rive, et terminer par le clavage de l'une des travées centrales.

2,122. – Principe du câblage.

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées ; les câbles peuvent se regrouper en deux familles.

La première famille est constituée par les câbles de fléau, nécessaires à la construction pour assembler les voussoirs successifs ; ils sont arrêtés à l'extrémité de chaque voussoir, en général dans les âmes des poutres, parfois dans le hourdis supérieur.

La deuxième famille est constituée par les câbles de continuité, qui sont pour la plupart situés au voisinage de la fibre inférieure de la poutre ; ils sont alors, soit relevés dans les âmes et ancrés dans des encoches ménagées dans l'extrados de l'ouvrage, soit filants dans le hourdis inférieur et ancrés dans des bossages faisant saillie au-dessus de celui-ci. On trouve aussi assez fréquemment des câbles de continuité disposés le long de la fibre supérieure de la poutre ; on évite généralement de les ancrer dans des bossages qui ne pourraient qu'être situés au-dessous du hourdis supérieur, ce qui compliquerait à la fois coffrage, bétonnage et mise en tension ; on s'efforce plutôt de les arrêter au droit des entretoises sur appui, suivant schéma de la figure 13. La section de l'ensemble du câblage pour un ouvrage à trois travées est donné par la figure 12.

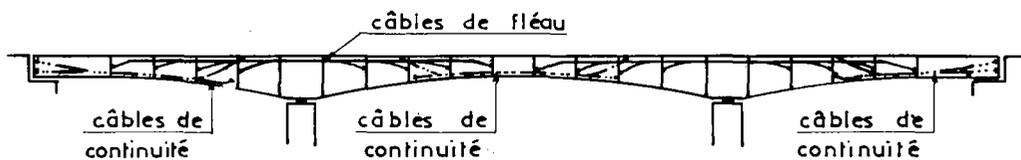


Fig. 12. Schéma de câblage d'un ouvrage à trois travées.

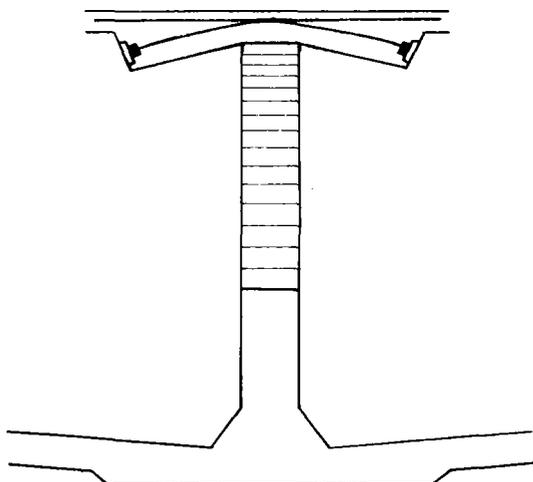


Fig. 13. Ancrages des câbles de continuité supérieurs au voisinage de l'entretoise.

2,13. – Elévation de l'ouvrage.

2,131. – Distribution des travées.

Dans la mesure du possible (respect des gabarits, emplacements autorisés pour les piles), on s'efforce de concevoir identiques les travées autres que celles de rive, ce qui ne peut que présenter des avantages, notamment lorsqu'on se propose d'avoir recours à la préfabrication.

En ce qui concerne les travées de rive, il est bon de leur donner une portée suffisante (par rapport à celle de la travée suivante) pour éviter sur culée des réactions négatives, c'est-à-dire tendant à soulever les poutres au-dessus de leurs appareils d'appui. On est ainsi amené à donner aux travées de rive une portée supérieure à la moitié des portées adjacentes, donc à prolonger la console de rive par une partie exécutée sur cintre (voir ci-dessus, en 2,121) ; la distribution optimale des travées correspond le plus souvent à une travée de rive dont la portée mesure environ les six dixièmes (0,6) de la portée suivante.

Lorsque, par suite des contingences locales (telles que respect de gabarits), le rapport précédent se rapproche de 0,5, il y a lieu de contrebalancer les réactions négatives éventuelles (en général dues aux charges d'exploitation disposées sur la travée au-delà de la première pile), soit par un contrepoids (moyen peu élégant mais sûr), soit par un système d'accrochage du tablier sur la culée, moyen délicat à concevoir et à mettre en œuvre.

Signalons enfin, que le choix exact des portées au stade du projet d'exécution, peut dépendre d'un certain nombre de détails constructifs, parmi lesquels nous citons :

- la longueur des voussoirs que l'on s'efforce de normaliser en cas de préfabrication ; d'où un module commun aux travées intermédiaires et à celles de la rive ;
- le décalage (dans le sens longitudinal) de deux poutres par suite d'un biais, ce qui peut poser quelques problèmes pour l'emplacement des câbles transversaux (s'il en est prévu) destinés à relier les deux poutres ; là encore, en cas de préfabrication, il peut être nécessaire de définir un module tel qu'il y ait compatibilité des longueurs de voussoirs et des emplacements de gaines transversales, compte-tenu du décalage longitudinal des poutres provoqué par l'existence du biais.

2,132. – Ligne de l'intrados, hauteur des poutres.

Les efforts les plus importants agissent lors de la phase en console ; or, entre l'encastrement sur appui et l'extrémité libre d'une console, les efforts décroissent régulièrement et rapidement, d'où la possibilité de faire varier dans le même sens l'aire et l'inertie de la section transversale. Un des moyens d'obtenir cette variation, consiste à agir sur la hauteur de la poutre, ce que l'on fait couramment pour les portées excédant 60 m.

Dans cette dernière hypothèse, la hauteur sur pile est généralement comprise entre $l/16$ et $l/20$, l désignant la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée ; elle peut descendre au-dessous de $l/20$, cette valeur ne constituant pas une limite technique ; mais l'optimum économique s'écarte peu de $l/16$.

A la clé, la hauteur pourrait devenir théoriquement nulle dans le cas d'une articulation (disposition dont nous avons déjà signalé les inconvénients) ; il faut cependant prévoir l'encombrement des pièces constituant l'articulation, ce qui exige une hauteur minimale d'environ 1 m.

Si l'ouvrage est continu à la clé, il y a lieu tout d'abord de disposer d'une hauteur minimale pour pouvoir circuler à l'intérieur des caissons qui constituent généralement la poutre ; la pratique impose une hauteur d'au moins 1,80 m, ce qui permet de disposer d'un espace suffisant pour ôter les coffrages, tendre les câbles de continuité, poser les canalisations éventuelles, etc... Il est bon, d'autre part, de disposer dans la section de clé d'une résistance à la flexion suffisante, ce qui conduit à déconseiller (dans les cas les plus courants) les hauteurs inférieures à $l/50$. Il semble cependant, que pour les très grandes portées (au-delà de 110 m), on ait intérêt à rechercher les hauteurs les plus faibles possibles, de façon à gagner le maximum sur le poids propre, l'encorbellement s'avérant de plus en plus coûteux en précontrainte au fur et à mesure que les portées augmentent ; c'est ainsi que la hauteur à la clé de la travée centrale projetée pour le viaduc de Calix mesure $l/60$ (portée de 156 m).

$$\text{Sur appui} \quad \frac{52}{4,70} = 11,07$$

$$\text{A la clé} \quad \frac{52}{2,35} = 22,13$$

Entre les hauteurs, minimale à la clé, et maximale sur pile, on prévoit usuellement une variation parabolique (parabole ayant son sommet à la clé), ce qui conduit à un tracé de l'intrados d'allure également parabolique ; pour les travées de rive, on trouve normalement, à partir de la pile, d'abord une variation parabolique symétrique de celle de la console constituant l'autre partie du fléau, ensuite (pour la partie exécutée sur cintre), une hauteur constante. La figure 14a précise ces dispositions dans le cas d'un ouvrage à trois travées.

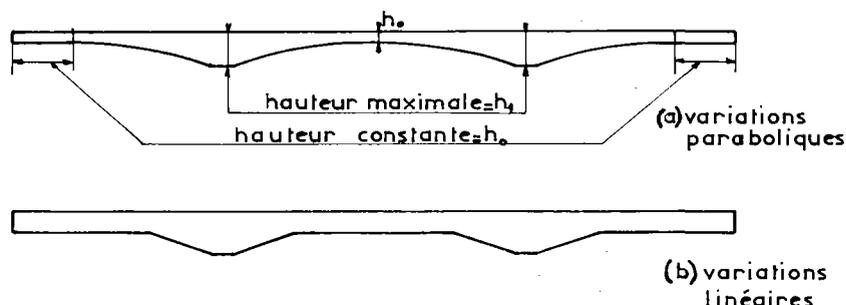


Fig. 14. Courbes d'intrados.

Dans quelques cas, il est arrivé que l'on ne prévoit une hauteur variable qu'au voisinage des piles (fig. 14b) ; cette solution qui consiste à avoir une hauteur constante en partie courante et linéairement variable dans les zones voisines des piles (goussets) peut être intéressante pour des portées ne dépassant guère 80 m. Enfin, il peut y avoir lieu de choisir un intrados en fonction de considérations purement esthétiques, compte tenu du profil de l'extrados et de la configuration particulière de la brèche à franchir ; nous signalons cependant, qu'il est rarement utile d'avoir recours à des courbes d'intrados plus compliquées que celles qui résultent d'équations du second degré.

Pour terminer, n'oublions pas que pour les portées les plus modestes (inférieures à 60 m, voire à 70 m), il peut être préférable de conserver à la poutre une hauteur constante, ce qui pénalise un peu les quantités, mais en revanche, simplifie notablement l'exécution de l'ouvrage. Cette solution peut aussi s'imposer lorsque la hauteur de la poutre est sévèrement limitée par des conditions de gabarit. Finalement, la valeur de la hauteur, lorsqu'elle est constante, peut être comprise (sauf exceptions), entre $l/18$ et $l/25$.

2,14. – Coupe transversale.

2,141. – Le caisson.

Les moments fléchissants s'exerçant sur l'encastrement des consoles (ils sont négatifs suivant les conditions de signe habituelles) sont suffisamment élevés en valeur absolue pour nécessiter au voisinage de ces zones une section en forme de caisson (constitution d'une membrure inférieure). Dans certains pays (Allemagne), il est arrivé que l'on renonce au caisson en partie centrale des travées pour adopter une structure à poutres. Nous recommandons de conserver la section caisson sur toute la longueur de la portée, cette forme permettant de bien résister à la torsion provoquée en cours de chantier par des efforts non réglementaires, mais qui n'en existent pas moins : surcharges imprévues excentrées, rafales de vent ou tourbillons, et dans le cas de voussoirs préfabriqués, efforts dus au levage et au brélage de ceux-ci. En outre, le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, de passages de canalisations diverses, et confère une meilleure inertie thermique au tablier (lutte contre le verglas).

2,142. – Nombre de caissons.

Pour dessiner la coupe transversale de l'ouvrage, il convient tout d'abord de choisir le nombre des caissons et des âmes ; les principaux éléments du choix sont les suivants : l'augmentation du nombre des âmes se traduit par une augmentation des surfaces de coffrage (et des servitudes correspondantes), ainsi que de la quantité de matière consacrée à l'ensemble de ces âmes, chacune de celles-ci devant avoir, pour des raisons constructives, une épaisseur minimale ; par contre, une diminution du nombre des âmes entraîne une augmentation des portées (dans le sens transversal) du hourdis supérieur, et par conséquent, des efforts exercés sur celui-ci et des quantités de matière nécessaire (épaisseur et ferrailage du hourdis). D'autre part, les dimensions et le poids qu'il est possible de donner à un voussoir sur un chantier déterminé, peuvent dépendre du matériel dont on dispose, notamment en cas de préfabrication.

Finalement, les dispositions les plus courantes sont les suivantes, L désignant la largeur du hourdis supérieur :

- pour $L < 12$ m, le caisson unique à deux âmes s'impose ;
- pour $L > 16$ m, on a normalement recours à deux caissons (à deux âmes), chacun de ceux-ci étant construit séparément par la méthode de l'encorbellement ; bien entendu, pour des largeurs exceptionnelles (au-dessus d'environ 25 m) dont nous n'avons pas encore l'expérience, il faudrait songer à trois caissons (à deux âmes) ;
- pour $12 \text{ m} < L < 16$ m, on a parfois eu recours au caisson unique à trois âmes, mais le bilan économique semble plutôt défavorable à cette troisième âme, de telle sorte que la tendance actuelle est de concevoir, soit un caisson à deux âmes, soit deux caissons (à deux âmes) construits séparément si le poids des voussoirs correspondants à un caisson unique est jugé trop fort eu égard au matériel utilisé.

La figure 15 schématise les dispositions correspondant aux diverses solutions ci-dessus.

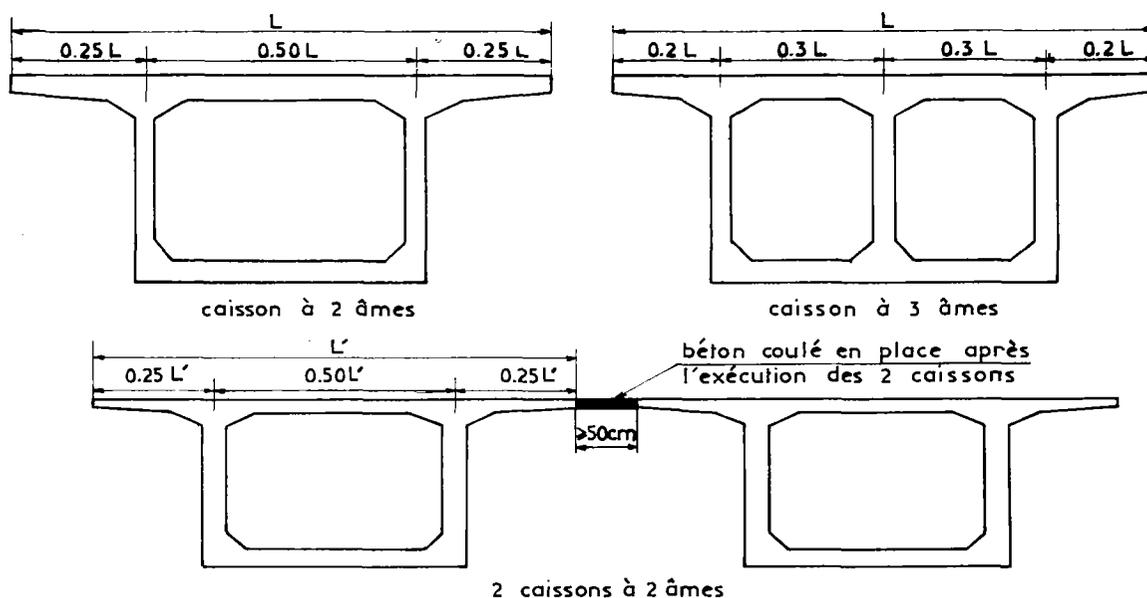


Fig. 15. Coupes transversales.

2,143. – Implantation des âmes.

Pour ce qui est de l'implantation même des âmes, il faut s'efforcer de les disposer de façon à répartir au mieux (et à minimiser) les moments fléchissants s'exerçant sur le hourdis supérieur de part et d'autre de son encastrement sur les différentes âmes ; il est aussi prudent de ne pas trop dépasser 2,50 m pour la largeur de hourdis se trouvant en encorbellement au-delà du nu extérieur d'une âme de rive. La figure 15 indique les proportions les plus couramment utilisées.

On notera enfin, que pour fixer l'emplacement exact des âmes, il est bon de tenir compte des dispositions des superstructures, telles que contre-bordures, fil d'eau des caniveaux, d'où position des gargouilles, etc...

2,144. – Conception de la résistance transversale.

Observons tout d'abord que dans le cas de plusieurs caissons construits séparément, ceux-ci sont forcément séparés par une bande de hourdis (supérieur) exécutée ultérieurement ; celle-ci sera généralement coulée en place, et il faudra alors lui donner au minimum 50 cm de large (fig. 15) pour pouvoir rattraper les dénivellations qui ne peuvent manquer de se produire entre deux consoles identiques sur les dessins, mais exécutées indépendamment l'une de l'autre et à des âges différents. On peut aussi concevoir de préfabriquer la partie de dalle reliant les deux caissons, les joints bétonnés en place pouvant être alors moins larges (fig. 16) mais nous manquons encore

d'expérience à ce sujet. Quoi qu'il en soit, les joints bétonnés en place sont souvent des points faibles sur le plan de la fissuration du béton et de son étanchéité ; nous ne préconisons donc pas de les multiplier.

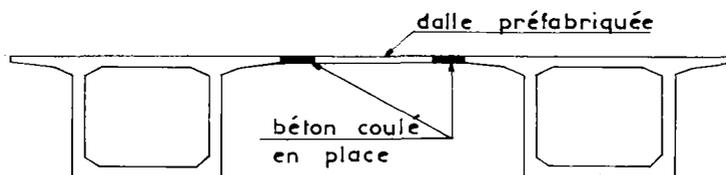


Fig. 16. Dalles préfabriquées entre deux caissons.

Transversalement, la résistance de la structure peut être assurée, soit par les procédés du béton armé, soit par ceux du béton précontraint (précontrainte transversale).

Le béton armé est généralement adopté pour les ouvrages peu larges ($L < 16$ m) et comportant un seul caisson ; en effet, la précontrainte, quoique plus satisfaisante sur le plan technique, reviendrait plus cher, compte-tenu du nombre d'ancrages relativement élevé par rapport à la longueur des câbles.

Par contre, la précontrainte transversale est à recommander, soit pour les ouvrages larges, soit (les deux allant le plus souvent de pair) pour ceux comportant plusieurs caissons dont on assure ainsi la solidarisation.

2,15. — Principes du calcul, ses particularités.

Précisons tout d'abord que nous nous intéressons ici à la justification de l'ouvrage dans le sens longitudinal, en faisant apparaître les particularités propres à ce mode de construction. Nous ne traitons ni les justifications à faire dans le sens transversal, ni celles concernant des éléments tels que les dalles, étant donné qu'il s'agit là de structures communes à d'autres types d'ouvrages ; enfin, nous nous référons, du point de vue réglementaire, à l'instruction provisoire du 12 août 1965.

2,151. — Conformément à l'un des grands principes réglementaires, le calcul doit être conduit compte-tenu des phases successives rencontrées, toutes les sollicitations (évaluées suivant l'hypothèse de l'élasticité linéaire) venant se superposer selon l'ordre chronologique dans lequel elles interviennent ; il est donc fondamental pour la justification détaillée de l'ouvrage, de connaître de façon précise toutes les opérations du chantier. Nous revenons sur ce point en 2,212.

Ici, nous voulons insister sur le fait que les résultats dépendent de l'ordre des opérations, étant donné que les efforts exacts dépendent du schéma statique du système ; or celui-ci varie au cours du chantier, en fonction de l'ordre des divers clavages (voir Annexe I qui fournit un exemple).

Finalement, toute section sera justifiée pour les diverses phases du chantier, avant de l'être en service.

2,152. — La charge permanente (poids propre de la structure) exerce l'essentiel de ses effets sur des structures isostatiques. Si nous reprenons la description sommaire de la structure (voir 2,12), nous constatons que celle-ci comporte les fléaux, les voussoirs de clavage et (en général) les extrémités des travées de rive construites

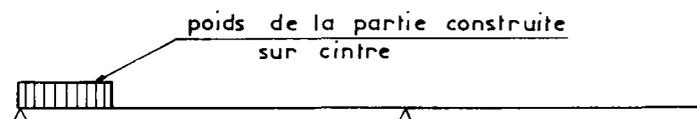


Fig. 17. Schéma isostatique avant clavage des travées centrales.

sur cintre ; or les fléaux (isostatiques par définition) constituent la majeure partie du tablier, tandis que le poids des voussoirs de clavage ne modifie que légèrement la distribution des efforts. Quant aux parties construites sur cintre, leur poids intervient en général (voir 2,12) avant clavage de la travée adjacente (fig. 17) et après libération de l'encastrement provisoire sur la première pile (dans la mesure où cet encastrement n'est pas maintenu en phase définitive) ; dans ces conditions, on se retrouve avec une poutre sur deux appuis simples, donc isostatiques.

Finalement, l'essentiel des actions dues au poids propre s'exerce sur des consoles, d'où une distribution des moments très différente de ce que l'on aurait obtenu si l'ouvrage avait été entièrement exécuté sur cintre, c'est-à-dire avec intervention du poids propre sur un schéma hyperstatique ; par rapport à ce dernier schéma, on obtient une très large augmentation des moments négatifs sur appuis intermédiaires, d'où l'importance accrue, dans le dimensionnement de l'ouvrage, des sections au voisinage des appuis ; par contre, les sections de clé voient leurs moments positifs nettement réduits, d'où une certaine latitude pour dimensionner ces sections, et en particulier, choisir leur hauteur. Une conséquence est que les câbles de fléau (dimensionnés vis-à-vis des moments négatifs sur appuis) sont nettement plus nombreux que les câbles de continuité (dimensionnés vis-à-vis des moments, pour la plupart positifs, agissant sur la section de clé).

Précisons que la distribution des efforts dus au poids propre est valable, non seulement en construction, mais encore en service, ceci en application du principe de superposition des efforts ; cependant, l'adaptation due au fluage (voir ci-dessous en 2,155) vient modifier la répartition initiale pour se rapprocher (sans l'atteindre) de ce qu'aurait permis d'obtenir un schéma hyperstatique.

2,153. – Les moments hyperstatiques de précontrainte sont développés lorsque les mises en tension sont effectuées sur des structures hyperstatiques (sauf le cas particulier du câblage dit concordant dans lequel la précontrainte provoque des déformations compatibles avec les appuis). Dans le cas présent, seuls les câbles de continuité peuvent produire de tels moments ; or, nous venons de voir que ces câbles ne constituaient qu'une fraction modeste de l'ensemble de la précontrainte. Dans ces conditions, les moments hyperstatiques de précontrainte sont, pour ce type de structure, relativement faibles et ne constituent pas un élément fondamental de la détermination des sections.

2,154. – Les superstructures et les charges de chaussée n'intervenant qu'après achèvement de la structure, leurs actions sont identiques à celles de n'importe quel autre ouvrage continu ; le mode de construction ne vient donc pas modifier cette catégorie d'efforts.

2,155. – Le phénomène du fluage du béton vient enfin ajouter son action qui, au cours du temps, entraîne une redistribution des efforts dus au poids propre. En effet, les contraintes initiales développées par celui-ci (avant intervention des câbles de continuité) tendent à provoquer des déformations différées de fluage conformes au schéma statique initial (poutres consoles) ; ces déformations n'étant pas (et n'ayant aucune raison de l'être) compatibles avec le schéma statique définitif (hyperstatique), il en résulte des efforts supplémentaires qui se développent au cours du temps. Qualitativement, les sollicitations qui en résultent conduisent à une diminution (en valeur absolue) des moments fléchissants sur appuis et à une augmentation corrélative des moments à la clé ; on se rapproche ainsi de la distribution qui aurait été obtenue si l'ouvrage avait été construit sur cintre.

L'Annexe I donne un exemple simple de calcul de redistribution d'efforts dus au fluage du béton. Observons ici, que d'une part, le calcul exact (très complexe) relève du calcul électronique, d'autre part, la doctrine en ce domaine est susceptible d'évoluer ; le fluage du béton est en effet un phénomène très complexe, que l'on est actuellement obligé de soumettre à des hypothèses simplificatrices pour pouvoir le mettre en équations. Plus que les essais de laboratoire, les mesures (en cours) de réactions d'appuis en fonction du temps sur des ouvrages existants, permettront peut-être d'appréhender avec plus de rigueur la réalité du phénomène.

La prise en compte des effets du fluage conduit à un renforcement des câbles de continuité.

2,156. – Nous signalons enfin les effets de la température. L'ensoleillement fait apparaître dans les tabliers, des différences de températures non négligeables (de l'ordre de 5° C à 10° C) entre l'extrados et l'intrados. La fibre supérieure, plus exposée au rayonnement solaire, se dilate davantage que la fibre inférieure. Dans un ouvrage hyperstatique, les déformations correspondantes sont gênées par les liaisons surabondantes du système, et il apparaît, de ce fait, des efforts supplémentaires dus au gradient thermique.

Ce phénomène qui, bien sûr, n'est pas particulier aux ouvrages construits par encorbellements successifs, conduit à augmenter la précontrainte de continuité. Nous attirons donc l'attention sur la nécessité de ne pas sous-évaluer cette dernière (voir également 2,155).

L'Annexe I donne quelques précisions sur les calculs à effectuer.

2.16. – Quantités de béton et d'acier.

Nous donnons, ci-après, les principales quantités de matière intervenant dans ce type de pont, compte-tenu des statistiques du S.E.T.R.A., constituées à partir d'ouvrages dont les caractéristiques essentielles figurent dans l'Annexe II. Ces quantités peuvent être utilisées pour bâtir rapidement un A.P.S.O.

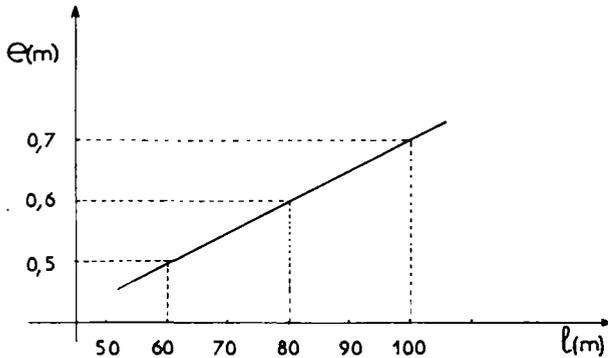


Fig. 18. Épaisseur équivalente.

Les quantités de béton résultent de la figure 18 dont le diagramme donne l'épaisseur équivalente e (valeur moyenne pour les ouvrages les plus courants) en fonction de la portée intermédiaire (entre deux piles consécutives) l ; nous rappelons que e est défini comme l'épaisseur d'une dalle pleine comportant le même volume de béton que le tablier considéré et ayant la même surface utile. Nous constatons que pour les ouvrages les plus courants, dont la travée intermédiaire est comprise entre 60 et 100 m de portée, on a environ avec e et l en mètres :

$$e = 0,20 + \frac{l}{200}$$

Les quantités d'acier passif par m^3 de béton dépendent de l'existence ou non d'une précontrainte transversale ; avec les dimensions les plus courantes indiquées dans la présente publication, on arrive aux fourchettes suivantes :

- si la dalle est précontrainte transversalement, 50 à 70 kg/m^3 ;
- si la dalle n'est pas précontrainte, mais en béton armé, 80 à 90 kg/m^3 .

Les quantités d'acier pour armatures de précontrainte longitudinales atteignent couramment entre 40 et 50 kg par mètre cube de béton.

Enfin, les quantités d'acier pour armatures de précontrainte transversales (lorsqu'il en existe) atteignent environ 5 à 6 kg par mètre carré de surface utile du tablier.

Précisons, en ce qui concerne les armatures de précontrainte, que les chiffres donnés sont valables pour des limites élastiques T_g atteignant environ 1 400 MPa ; les quantités sont normalement moins élevées pour des armatures susceptibles d'être tendues à des contraintes plus élevées que cette dernière valeur.

2.2. – Justification détaillée de l'ouvrage.

2.21. – Points particuliers apparaissant dans la note de calculs.

Sans prétendre être exhaustifs, nous attirons l'attention sur les points suivants.

2.211. – Le dispositif d'encastrement provisoire sur pile (lorsqu'il n'y a pas d'encastrement définitif) doit être justifié.

Pour calculer ce dispositif, on prend généralement en compte un déséquilibre du fléau constitué par un voussoir supplémentaire d'un côté et une charge de chantier de $100 kg/m^2$ sur la même console. Bien entendu, il y a lieu de tenir compte de toute charge de chantier importante (fonction du matériel utilisé) ; ne pas oublier non plus, qu'en cas de construction par voussoirs préfabriqués, la pose d'un voussoir peut s'accompagner d'un effet dynamique non négligeable. Signalons enfin, qu'une autre vérification intéressante consiste à supposer que les parois de béton ont 1 cm de plus sur l'une des consoles du fléau que sur l'autre.

Les moments de déséquilibre ainsi obtenus servent à dimensionner les éléments constituant l'encastrement provisoire ; ceux-ci peuvent comporter des câbles de précontrainte (provisoires) dont on justifie la tension et des appuis (provisoires) dont on justifie la force portante. Il est recommandé de dimensionner assez largement les

éléments en cause, et de pousser dans le détail les justifications, car de nombreux incidents ont été constatés, allant même jusqu'au basculement du fléau. Nous signalons en particulier : flambement de pièces comprimées, déversement d'appui insuffisamment contreventé, tassement d'appui mal appuyé à sa base, fissuration importante du béton soumis à des contraintes excessives, soit sous un appareil d'appui mal dimensionné, soit sous un câble bouclé dans la pile avec un rayon de courbure trop petit.

Des inconvénients peuvent aussi provenir d'une trop grande flexibilité ayant pour conséquence de changer la position voulue pour le voussoir sur pile. Enfin, on ne doit pas oublier de justifier les sections du fléau lui-même, compte-tenu de l'emplacement et de la valeur des efforts apportés par l'encastrement provisoire.

2,212. – Le calcul phase par phase doit tenir compte de toutes les opérations successives et de tous les éléments qui interviennent ; nous rappelons en particulier :

- l'encastrement provisoire (voir ci-dessus en 2,211) sur pile ;
- la prise en compte de toute charge de chantier due à un matériel quelconque tel que grue, équipement mobile, etc...
- à propos de ce dernier, rappelons que son poids (voir les valeurs dans la troisième partie de ce texte) n'a rien de négligeable, et qu'il intervient non seulement par son action en bout de console, mais aussi lorsqu'on le retire après clavage du voussoir de clé ; en effet, l'enlèvement de l'équipage mobile ne supprime pas complètement les contraintes qu'il avait provoquées, les différences constatées provenant du fait que le schéma statique a changé (par la réalisation de la continuité entre deux consoles consécutives) entre le moment où la force représentant le poids de l'équipage est exercée et celui où cette force est enlevée ;
- bien entendu chaque pose ou coulage de voussoir, chaque clavage constituent une phase. Le nombre des opérations est d'ailleurs tel, que le recours à un programme de calcul électronique s'impose pour une justification détaillée ;
- précisons, enfin, que la plupart des câbles étant mis en tension sur des structures dont le schéma statique n'est pas définitif, les pertes de précontrainte qui leur correspondent développeront des efforts (sur la structure définitive) dont la répartition différera de celle correspondant à la force de précontrainte initiale.

2,213. – Les sections principales du tablier sont en général déterminées par les conditions suivantes (en application de l'instruction provisoire du 12 août 1965).

Sur appui intermédiaire, la précontrainte est déterminée par la condition de non traction du hourdis sous charges de service, tandis que le hourdis inférieur résulte du respect de la contrainte de compression admissible sous ces mêmes charges de service. Précisons bien que les moments fléchissants utilisés ne prennent en compte aucun "écrêtement" sur appui, ceux-ci devant être calculés dans l'hypothèse d'une ligne d'appuis sans aucune épaisseur dans le sens longitudinal.

Dans la section centrale, le coffrage du béton est déterminé par des dispositions constructives examinées par ailleurs, la précontrainte est déterminée par les moments sous charges de service. Dans cette dernière détermination, ne pas oublier les effets évoqués en 2,155 (fluage) et 2,156 (température).

2,214. – Comme dans tout ouvrage précontraint, il y a lieu de vérifier la sécurité vis-à-vis de la rupture (article 14 de l'instruction provisoire) sous charges d'exploitation multipliées par 1,8. Cette vérification ne conditionne pas le dimensionnement des éléments principaux, mais conduit souvent à des modifications de détails ; nous citons en particulier :

- bien que la section clé soit essentiellement soumise à des moments positifs, il peut arriver, pour certaines répartitions des appuis et tracés des câbles, que l'on trouve sous charge d'exploitation multipliées par 1,8 (et disposées sur la zone convenable de la ligne d'influence) des moments totaux négatifs ; il convient alors de dimensionner en conséquence les câbles de continuité dont certains seront disposés le long de la fibre supérieure (en pratique de l'ordre de deux par caissons) ;
- on peut trouver des circonstances analogues pour des sections intermédiaires susceptibles d'être soumises (en fonction des zones chargées) à des moments fléchissants tantôt positifs, tantôt négatifs. La résistance à des

moments de signe contraire peut alors imposer de légères rectifications dans le plan de câblage :

signalons enfin, que la section d'armatures d'âme (étriers pour l'effort tranchant) est souvent conditionnée par l'application de l'article 14.

2,215. – Les vérifications à l'égard de l'effort tranchant n'ont pas à être fournies (article 4,3) pour les sections situées à moins de $\frac{2}{3} v'$ d'un appui intermédiaire (avec v' , distance du centre de gravité de la section sur appui à la fibre inférieure) ; ceci permet dans les sections justifiées, de compter sur une certaine inclinaison des câbles, d'où une composante qui vient se retrancher de l'effort tranchant classique de façon à obtenir l'effort tranchant dit réduit.

Une autre réduction, particulière aux poutres de hauteur variable, est celle dite de RESAL, qui consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure (voir fig. n° 19) ; dans l'état actuel des connaissances,

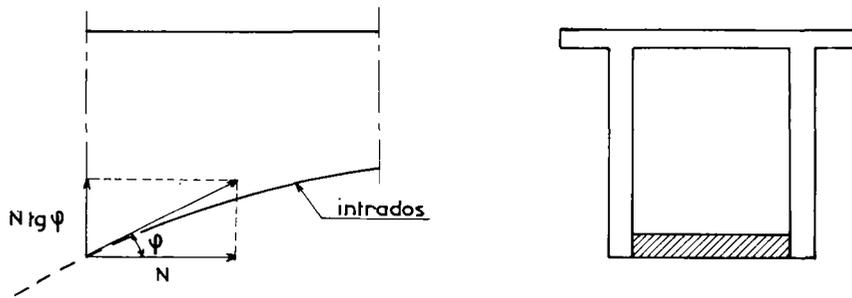


Fig. 19. Effet Résal.

nous recommandons d'évaluer la valeur du terme correctif à la composante $N \operatorname{tg} \varphi$, parallèle à l'effort tranchant, de l'effort normal N exercée sur la seule section du hourdis inférieur (aire hachurée sur la figure), les isostatiques des contraintes étant supposées parallèles à la surface moyenne de ce hourdis ; ce faisant, on néglige tout effet RESAL qui pourrait provenir des âmes.

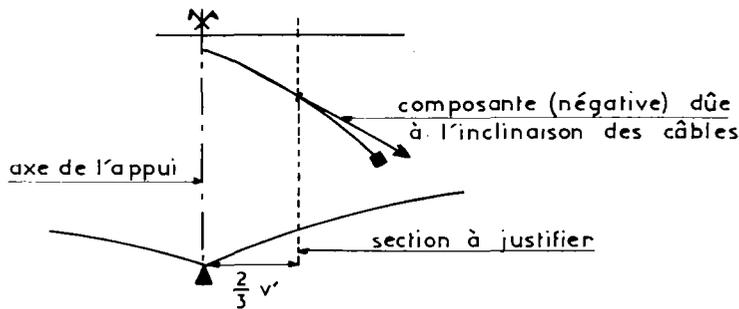


Fig. 20. Câble fortement incliné au voisinage de l'appui.

Bien entendu, les vérifications doivent être conduites pour chaque phase. Nous signalons en particulier, que dans le cas de câbles fortement inclinés au voisinage de l'appui pour augmenter le terme soustractif (fig. n° 20), il arrive que l'on soit conditionné par les premières phases de la construction ; en effet, lors de la pose des premiers voussoirs, on ne dispose que d'un effort tranchant positif faible, d'où un effort tranchant total négatif qui peut être important dans l'hypothèse évoquée ci-dessus.

2,216. – Nous avons déjà évoqué les effets du fluage. Nous y revenons ici pour préciser que les justifications doivent être fournies, d'une part avant adaptation (correspondant donc à la mise en service de l'ouvrage), d'autre part après adaptation (plusieurs années étant supposées écoulées). En l'absence de calculs détaillés (que nous préconisons de faire), il est arrivé que l'on prenne forfaitairement en compte un moment à la clé égal au quart du moment (sous poids propre) que l'on aurait obtenu si l'ouvrage avait été entièrement coulé en place sur cintre. Cette valeur peut être considérée comme un ordre de grandeur convenable dans les cas usuels.

Le fluage intervient aussi, et de façon importante, à la construction. Il s'agit en effet de prévoir les déformations des consoles de manière à obtenir une courbe déterminée d'intrados ; par ailleurs, il est important que les extrémités des deux consoles appartenant à deux fléaux successifs arrivent à peu près en face l'une de l'autre, au moment du clavage. Or, les consoles sont particulièrement sensibles à l'action de charges exercées à leur extrémité ; le bétonnage d'un voussoir ou le déplacement d'un équipage mobile provoque couramment des déformations instantanées (dans le sens vertical) de l'ordre d'une dizaine de centimètres. La déformation différée par fluage peut également atteindre des valeurs importantes et doit donc être soigneusement calculée et contrôlée. Ce calcul de déformations doit être effectué par un programme électronique en raison du nombre des paramètres qui interviennent et de la nécessité de recommencer plusieurs fois les calculs. En effet, la plupart des facteurs agissants voient leur valeur numérique modifiée en cours de chantier ; parmi ceux dont les valeurs peuvent subir des variations non négligeables, nous citons :

- les efforts de précontrainte dont la variation le long du câble peut sensiblement différer du schéma théorique par suite de l'incertitude régnant sur les coefficients de frottement ; en outre, les efforts à l'ancrage sont très mal connus par suite de l'imprécision régnant sur les manomètres du chantier ;
- le rythme de la construction, qui ne suit pas forcément le planning prévu ; or, les différences d'âge des bétons coulés successivement, constituent l'une des séries de facteurs dont dépend le fluage ;
- les caractéristiques réelles du béton (modules entre autres) qui dépendent non seulement de la formule utilisée (comme en laboratoire) mais aussi des moyens de mise en œuvre et des conditions atmosphériques (température, hygrométrie).

Il en résulte que les déformations constatées peuvent notablement différer des déformations calculées ; il est alors indispensable de reprendre (plusieurs fois si nécessaire) les calculs, en s'efforçant d'adapter (par tâtonnements) le calcul à la réalité, de façon à avoir une chance de tomber à peu près juste en fin de construction de la console. On peut considérer que les entreprises spécialisées dans ce genre de construction ont acquis l'expérience nécessaire pour des portées allant jusqu'à une centaine de mètres. Pour des valeurs supérieures de portées (et surtout au-delà de 120 m), l'expérience manque encore en France, et une vigilance accrue s'impose.

2,217. – Bien que les calculs de **flexion transversale** ne soient pas particuliers aux ponts construits par encorbellement, nous signalons ici une particularité des sections en forme de caisson ; le hourdis supérieur, et notamment la partie de celui-ci en encorbellement au-delà d'une âme de rive, transmet des moments fléchissants à ces âmes ; dans certaines conditions, et en particulier près de la zone centrale où la faible hauteur de l'âme lui confère une certaine rigidité, la proportion de moments prise par l'âme peut devenir assez importante pour exiger une justification spéciale ; cela peut conduire à des renforcements des armatures d'âme (calculées en flexion) dans des zones où justement l'effort tranchant n'en réclamait pas beaucoup. Le calcul de ces moments résulte de la structure en forme de cadre du caisson.

2,22. – Les programmes de calcul électronique.

Il existe au S.E.T.R.A. deux programmes spécialement conçus pour le calcul des ponts construits par encorbellement* :

- le programme D E P de détermination semi-automatique ;
- le programme V E P de vérification complète à toutes les phases de l'exécution.

Le programme D E P suppose les efforts donnés, mais ceux-ci peuvent être calculés au moyen d'autres programmes, tel le P A R qui calcule une poutre reposant sur des appuis doués d'une certaine raideur et peut donc calculer un tablier, soit sur appuis simples, soit élastiquement encastré sur ses piles.

Par ailleurs, pour un dégrossissage il est possible, pour le calcul des efforts, d'avoir recours au programme PARIS qui permet de ne fournir les caractéristiques géométriques des sections (aires et inerties) qu'en trois points par travée.

Tous ces programmes font l'objet de notices détaillées auxquelles il convient de se reporter.

* Programmes mis au point par M. THENOZ, Ingénieur des Ponts et Chaussées, Chef du Centre de Calcul des divisions d'ouvrages d'art du S.E.T.R.A.

2,221. – Le programme D E P.

Ce programme convient assez bien pour l'établissement des APD ; la détermination de l'ouvrage n'est que semi-automatique, car il faut fournir à l'ordinateur un nombre de données assez grand et apporter quelques retouches manuelles au câblage obtenu.

Les données à fournir concernent les efforts (calculés au moyen du programme PAR), les principales dispositions constructives, certains éléments de la précontrainte, et bien entendu, de la géométrie de l'ouvrage ; nous citons ci-dessous les principales données à fournir :

- les efforts maximaux et minimaux sous charges de service ;
- les efforts dus aux actions permanentes autres que le poids propre des consoles, c'est-à-dire superstructures, béton coulé sur cintre, moments hyperstatiques de précontrainte ;
- les rotations qu'il est nécessaire d'avoir aux extrémités de chaque travée supposée indépendante pour obtenir ces mêmes moments hyperstatiques de précontrainte ;
- la façon dont les travées de rive sont réalisées (parties coulées sur cintre et parties coulées en encorbellement) ;
- les forces de précontrainte utiles dues aux câbles de différents types (trois types sont prévus : câbles de fléau, câbles de continuité inférieurs et câbles de continuité supérieurs) ; en effet, ce programme n'effectue pas les calculs de pertes de tension dans les câbles ;
- la hauteur de la poutre en différentes sections, partageant chaque travée en un certain nombre d'intervalles égaux ;
- l'angle des fibres moyennes des membrures supérieures et inférieures en ces mêmes sections (en vue d'évaluer l'effet RESAL).

Le grand nombre des données peut paraître présenter des inconvénients à l'utilisateur chargé de remplir le bordereau des données, mais il présente aussi quelques avantages, tel celui de pouvoir traiter le cas d'un pont comportant une travée de rive entièrement coulée sur cintre, ou encore le cas du pont symétrique pour lequel il suffit de demander à l'ordinateur de calculer la moitié de l'ouvrage.

Le programme effectue un dimensionnement pour qu'en service, les contraintes restent à l'intérieur du domaine de sécurité défini par l'instruction provisoire du 12 août 1965.

Les résultats sont fournis travée par travée et définissent ;

- le câblage avec ses câbles de fléau, ses câbles de continuité inférieurs éventuellement relevés, s'il en est besoin, pour les justifications vis-à-vis de l'effort tranchant, enfin le cas échéant (ces derniers câbles peuvent être inutiles dans certains cas) les câbles de continuité supérieurs supposés filants d'un bout à l'autre de la travée ;
- les épaisseurs des âmes et du hourdis inférieur telles qu'elles résultent des calculs effectués, ainsi que les dimensions des goussets de raccordement des âmes et du hourdis supérieur déterminé pour pouvoir y loger les câbles de fléau ;
- les caractéristiques des sections brutes aux abscisses où la hauteur de la poutre a été donnée ;
- les contraintes normales et tangentielles en service en différentes sections, à savoir celles qui limitent les voussoirs, les sections d'arrêt des câbles, celles de début de relevage des câbles de continuité inférieurs (dans la partie coulée sur cintre), la section sur appui et celle à $2/3 v$ de ce dernier.

Il y a lieu de noter que le calcul des contraintes est effectué moyennant quelques approximations : seules les caractéristiques des sections brutes (à l'exclusion des sections nettes ou homogénéisées) sont prises en compte ; en outre, ces caractéristiques ne sont calculées que dans les sections pour lesquelles la hauteur de poutre a été fournie, tandis que dans les autres sections de calcul on procède par interpolation linéaire. Il en est de même des efforts autres que la précontrainte ; pour cette dernière, qui subit des discontinuités dans les sections calculées, elle est évaluée exactement dans ces sections, compte-tenu du tracé des câbles.

D'autre part, le programme n'effectue pas le calcul à rupture (application de l'article 14) qui ne conditionne pas les éléments essentiels du dimensionnement.

Précisons enfin que le calcul de dimensionnement est poursuivi par la machine, même si elle n'a pu retrouver les rotations introduites dans le bordereau pour traduire l'effet des câbles de continuité sur l'extrémité des travées supposées indépendantes ; un tel résultat signifie que les moments hyperstatiques de précontrainte sont plus grands que prévus. Dans ce cas, le programme imprime un message d'erreur (pour la travée en cause) et indique les rotations obtenues à partir desquelles il sera possible de préparer une autre exploitation ; le dossier de présentation du programme D E P donne des indications à ce sujet ; il pourra aussi être bon d'examiner les autres résultats, ce qui peut permettre, entre autres, une vérification indirecte des données.

2,222. — Le programme V E P.

Ce programme, qui vise la vérification complète de l'ouvrage, est bien adapté à la vérification d'un projet d'exécution dressé par l'entreprise ; il a pour objet de rechercher et d'indiquer si l'ouvrage projeté satisfait ou non aux prescriptions de l'instruction provisoire du 12 août 1965.

Il permet de traiter des tabliers de deux à quatre âmes avec un nombre de travées au maximum égal à neuf ; en ce qui concerne les travées de rive, trois cas sont prévus :

- la travée de rive est entièrement coulée sur cintre avant que l'on ne commence la construction de la console adjacente ;
- la travée de rive comporte une partie construite en encorbellement et l'autre sur cintre ;
- la travée de rive est formée de deux consoles, l'une d'elles étant encadrée sur une culée équilibrée.

S'agissant d'un programme de vérification, l'utilisateur doit, dans chaque cas, définir complètement la poutre par son coffrage et son câblage ; il doit aussi fournir les caractéristiques des matériaux utilisés (bétons, armatures de précontrainte, armatures passives), la longueur des voussoirs, le calendrier de coulage y compris l'ordre des clavages.

Le coffrage est défini par les coordonnées des sommets des polygones qui épousent la forme du contour extérieur et de l'évidement intérieur de la section ; en réalité, toutes les coordonnées ne sont à fournir que pour une section, les autres étant définies par les variations de coordonnées des sommets des polygones. On obtient ainsi un nombre de données sensiblement moins important, certaines coordonnées ne variant pas, d'autres variant de la même quantité (cote des points bas du caisson, par exemple).

Le tracé des câbles peut être défini, soit par points, soit au moyen de quelques données (comprenant notamment les angles d'entrée et de sortie) lorsque le câble a un tracé standard composé d'un segment de droite encadré par deux paraboles d'axe vertical, elles-mêmes prolongées par des segments de droite.

Signalons enfin que le voussoir peut être préfabriqué ou coulé en place, le calendrier de coulage n'étant pas le même dans les deux cas.

Le programme calcule les efforts et les contraintes à chaque phase de la construction et à chaque extrémité de voussoir ; plus exactement, il fait le calcul dans les sections situées immédiatement à gauche et immédiatement à droite de celles qui viennent d'être définies, les différences obtenues provenant des câbles arrêtés sur le voussoir en cause. Il calcule les inerties nette et homogène, ainsi que les pertes de tension dans les câbles (instantanées et différées) aux différentes phases de la construction en tenant compte du coulage de chaque voussoir, de la mise en tension des câbles correspondants, de l'avancement de l'équipage mobile (s'il y a lieu) pour couler le voussoir suivant, du clavage de chaque travée. A chacune de ces phases, le programme calcule les contraintes, effectue les vérifications réglementaires et calcule les flèches (ce dernier calcul n'est pas effectué lors des clavages).

Le programme effectue également un calcul sommaire d'adaptation par fluage, en supposant qu'une partie k du poids propre reste prise par le travail en console, la partie $1 - k$ étant prise en poutre continue ; k est une donnée à fournir pour chaque calcul.

2,223. — Le programme PAR.

Ce programme calcule les efforts dans une poutre sur appuis doués d'une certaine raideur ; les données du programme sont donc :

- les portées des différentes travées ;
- les raideurs des différents appuis ;
- les inerties de la poutre en un certain nombre de sections ;
- les largeurs de chaussées devant recevoir la charge répartie $A(\ell)$;
- la classe du pont (au sens du Titre II du fascicule 61 du CPC) ;
- les coefficients de majoration dynamique relatifs à la surcharge B pour chaque travée ;
- la charge concentrée correspondant à un essieu du camion B_C , compte-tenu du nombre de ces camions B_C qu'il est possible de placer, et éventuellement, de la répartition transversale des charges ;
- une série de données définissant les autres charges telles que les superstructures ou l'effet de la température et du retrait fluage du béton (utile dans le cas d'un tablier encastré sur ses piles).

Les résultats fournis sont :

- les lignes d'influence (on peut cependant faire en sorte que l'ordinateur ne les imprime pas) ;
- les efforts maximaux sous les charges $A(\ell)$ et B_C (règlement du 28-12-71) en diverses sections, ainsi que les autres efforts concomitants ; par exemple, on connaîtra le moment fléchissant correspondant à l'effort maximal, ce qui est fort utile pour calculer la correction de RESAL ;
- bien entendu, les efforts sous les cas de charge donnés.

2,224. – Le programme PARIS.

Il est analogue au programme PAR, mais comme indiqué ci-dessus, permet un dégrossissage, les caractéristiques des sections (aires et inerties) n'étant données qu'en trois points par travée qui sont :

- pour les travées centrales, les appuis et le milieu de la travée ;
- pour les travées de rive, les appuis et un point dont la position est fixée par l'utilisateur, en général au cinquième de la portée à partir des appuis extrêmes.

Le programme suppose que l'inertie varie comme la puissance $5/2$ de la hauteur ; celle-ci est supposée varier, paraboliquement dans les travées centrales ainsi que dans les parties des travées de rive proches de l'appui intermédiaire, linéairement ailleurs, c'est-à-dire aux extrémités des travées de rive voisines des culées. L'aire est supposée varier linéairement entre les points de définition.

Le programme fournit :

- les valeurs maximales du moment fléchissant et de l'effort tranchant sur appuis et à chaque quart de la travée ;
- les valeurs des moments fléchissants correspondant aux efforts tranchants maximaux (pour la correction de RESAL) ;
- les valeurs des efforts aux points précédemment indiqués sous l'effet des superstructures (charge uniformément répartie sur toute la longueur de l'ouvrage) ou d'une variation unitaire de longueur (variations de température, retrait-fluage).

On peut ainsi avoir une idée des efforts dans les section déterminantes alors que l'on n'en connaît que quelques caractéristiques.

2.3. – Dimensionnement de détail, dispositions constructives.

2.31. – Découpage en voussoirs.

2,311. – Dans les cas courants, le découpage en voussoirs n'offre pas de difficulté particulière, mais il y a lieu de considérer comme une donnée imposée par les conditions d'exécution le fait que les voussoirs successifs ont une longueur couramment comprise entre 2,50 m et 3,50 m. Nous avons déjà vu que ces voussoirs peuvent être, soit coulés en place au moyen d'équipages mobiles, soit préfabriqués ; du point de vue du projeteur, la seule différence entre ces deux modes de construction réside (outre, éventuellement, la taille des voussoirs courants) dans la longueur des voussoirs sur pile, celui-ci pouvant être plus court en cas de préfabrication.

En effet, quand l'ouvrage est coulé en place, le voussoir sur pile doit être assez long (pour bien faire, de l'ordre de 8 m) pour permettre d'y disposer les équipages mobiles ; par contre, lorsqu'on a recours à la préfabrication, il vaut mieux disposer de voussoirs légers pour faciliter leur mise en place ; le voussoir sur pile doit alors être suffisamment court (environ 3 m) pour éviter la mise en œuvre de moyens de levage spéciaux.

En ce qui concerne les voussoirs de clavage, il faut qu'ils aient une longueur suffisante pour ne pas être gênés lors de la mise en tension des derniers câbles de fléau et pour permettre un rattrapage des inévitables imperfections du profil en long au voisinage des extrémités des consoles. En cas de préfabrication, le clavage comporte, outre le voussoir de clavage, un joint maté d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur.

A ces quelques détails près, la conception des ouvrages construits par encorbellement reste la même, qu'ils soient coulés en place ou préfabriqués.

2,312. – Dans le cas d'ouvrages biais les joints demeurent comme dans les ouvrages droits presque toujours perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre. Lorsque le tablier comporte plusieurs caissons parallèles dont les appuis sont décalés par l'effet du biais, il y a lieu de choisir la longueur des voussoirs de telle sorte que les joints des différentes poutres-caissons se retrouvent (en partie courante des travées) dans un même plan normal à l'axe longitudinal du tablier (fig. 21).

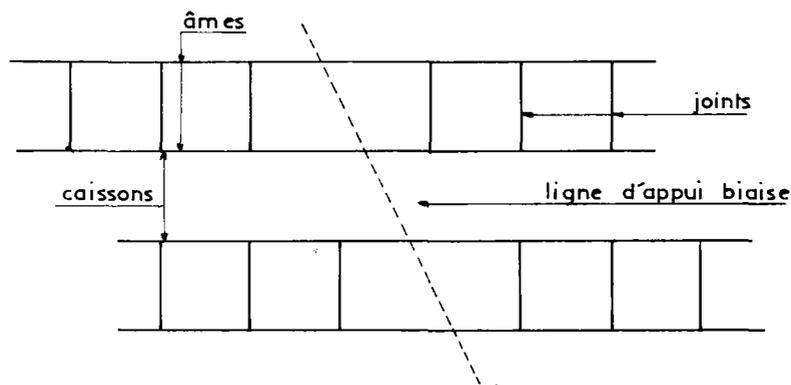


Fig. 21. Découpage des voussoirs (en plan) pour un ouvrage biais à deux caissons.

Dans le cas des ouvrages courbes, les joints sont disposés normalement à la courbe matérialisant l'axe longitudinal de l'ouvrage, d'où en plan, une forme trapézoïdale pour les voussoirs (fig. 22).

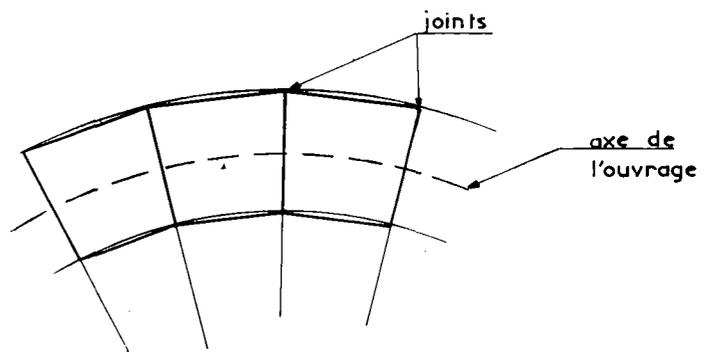


Fig. 22. Découpage des voussoirs (en plan) pour un ouvrage courbe.

2,32. — Hourdis supérieur.

2,321. — Coffrage.

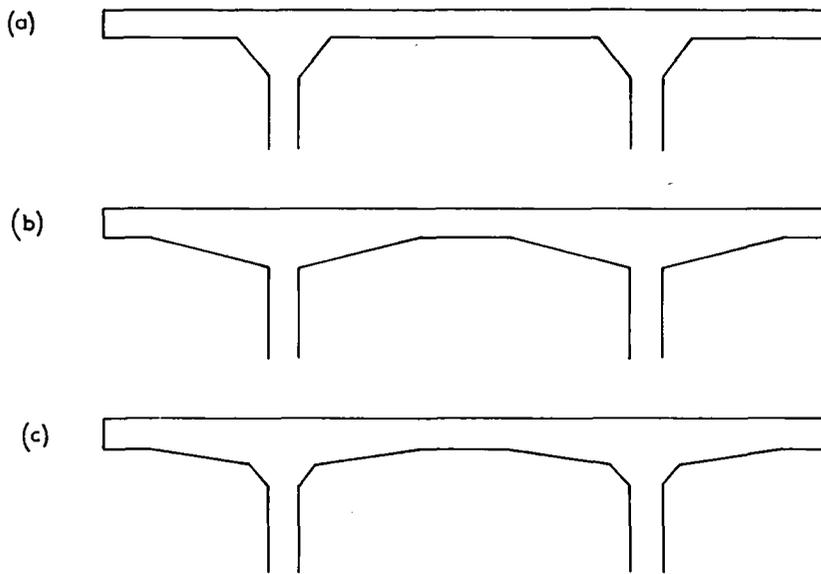


Fig. 23. Coffrage du hourdis supérieur.

C'est la flexion transversale qui conditionne l'épaisseur du hourdis supérieur. Pour des âmes espacées d'au plus 5 m, cette épaisseur est, en particulier, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Par suite de la présence des goussets nécessités par l'encombrement des câbles longitudinaux, l'épaisseur du hourdis est en fait variable sur une partie importante de la largeur du caisson ; les goussets prennent alors un deuxième rôle en permettant une meilleure résistance aux moments fléchissants transversaux négatifs développés au voisinage des âmes.

Différentes solutions peuvent être adoptées ; la figure 23 en fournit trois exemples ; on peut :

- soit prévoir un seul gousset fortement incliné, dont le rôle essentiel est de contenir les câbles longitudinaux, mais qui permet aussi de réduire la portée de dalle à prendre en compte ; la majeure partie de celle-ci est alors d'épaisseur constante (fig. 23a) ;
- soit prévoir un seul gousset d'inclinaison et de hauteur (à l'encastrement sur l'âme) plus faibles que le précédent ; la partie de dalle à prendre en compte est alors un peu majorée, mais par contre, on augmente la résistance aux moments négatifs sur une plus grande longueur (fig. 23b) ;
- soit enfin, combiner les deux solutions précédentes en projetant deux goussets successifs ; la partie de dalle d'épaisseur constante peut être alors assez réduite (fig. 23c).

Signalons enfin, qu'au voisinage des extrémités de la dalle, des épaisseurs minimales peuvent être imposées, soit par les conditions d'ancrage des câbles transversaux (lorsqu'ils existent), soit par les conditions de scellement de la barrière de sécurité (lorsqu'il en est prévu).

2,322. — Ferrailage.

Nous avons déjà indiqué en 2,144 que la résistance transversale pouvait être assurée par les procédés du béton armé ou du béton précontraint ; dans le cas où la dalle est précontrainte dans le sens transversal, l'épaisseur minimale du hourdis e et la force de précontrainte F sont donnés en première approximation par l'abaque constituant la figure 24 (en fonction de la portée transversale a de la dalle).

Lorsque la continuité des armatures passives longitudinales n'est pas assurée (voussoirs préfabriqués notamment), il y a évidemment lieu de ne pas en tenir compte, et de justifier la flexion longitudinale du hourdis (en flexion composée) sur la section du béton seul. Par contre, les portées de hourdis bétonnées en place entre deux caissons doivent être dans tous les cas munies d'armatures passives longitudinales continues, puisqu'on ne peut pas compter sur la précontrainte dont l'essentiel est forcément mis en œuvre avant exécution de ces parties de dalles ; ne pas oublier non plus, qu'il s'agit là d'un béton plus jeune, dont le retrait aura une tendance à se mettre en traction par rapport aux portions plus âgées qui l'encadrent ; dans ces conditions, un minimum d'armatures longitudinales bien réparties (sur les deux faces du hourdis) s'impose pour limiter la fissuration.

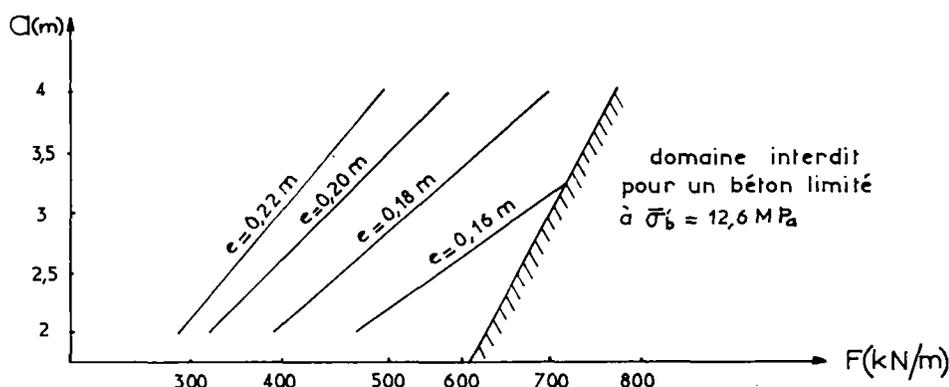


Fig. 24. Épaisseur d'un hourdis précontraint transversalement.

2,33. Hourdis inférieur.

2,331. Coffrage.

Dans la zone centrale de la travée, l'épaisseur e du hourdis inférieur est donnée par le respect des conditions permettant d'assurer un bon bétonnage. Si les câbles de continuité sont tous disposés dans les âmes ou les goussets, le hourdis inférieur doit seulement recevoir un ferrailage de béton armé (deux nappes orthogonales sur chaque face) d'où une épaisseur $e \geq 12$ cm. Si, comme il est fréquent, on veut y loger des câbles de continuité de diamètre extérieur de gaine ϕ , on doit réglementairement respecter (fig. 25) la plus sévère des deux conditions suivantes, que nous recommandons de respecter largement :

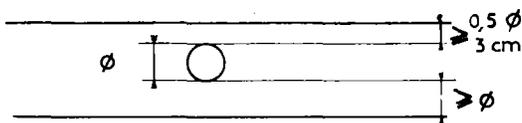


Fig. 25. Épaisseur du hourdis inférieur.

$$e \geq 2,5 \phi \quad e \geq 2 \phi + 3 \text{ cm}$$

On est alors conduit à des épaisseurs comprises entre 14 et 18 cm, selon la valeur de ϕ ; nous rappelons qu'avec cette valeur minimale, les câbles doivent être obligatoirement distincts (paquets défendus).

Au voisinage des appuis intermédiaires on donne à e la valeur nécessaire pour respecter la contrainte de compression admissible sous charges de service sur la fibre inférieure ; on est ainsi amené à des valeurs importantes pouvant varier (selon la hauteur de la poutre et la largeur du caisson) d'une trentaine à une centaine de centimètres.

Dans les sections intermédiaires, on fait varier e de façon continue entre ses valeurs extrêmes.

2,332. – Ferrailage.

On doit disposer un ferrailage réparti en deux nappes orthogonales sur chacune des faces du hourdis. Il doit assurer, en particulier, la jonction du hourdis inférieur aux âmes ; il s'agit donc d'un calcul d'armatures de couture.

Nous attirons, d'autre part, l'attention sur la nécessité de renforcer le ferrailage au voisinage des bossages marquant l'ancrage des câbles de continuité dans le hourdis inférieur (voir en 2,39). Une fissuration importante constatée dans certains hourdis, est probablement due à une insuffisance du ferrailage à cet égard.

2,34. Ames.

2,341. – Coffrage.

Les âmes peuvent être verticales (cas le plus fréquent) ou inclinées (schéma fig. 26) ; dans cette dernière hypothèse, la tangente de l'angle représentant l'inclinaison de l'âme sur la verticale mesure environ $1/5$. L'inclinaison des âmes permet de

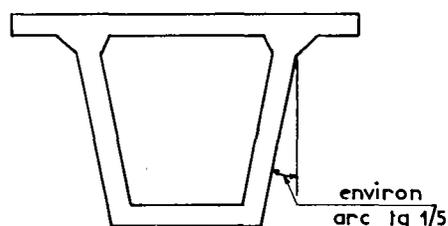


Fig. 26. Caisson à âmes inclinées.

gagner un peu sur le poids du hourdis inférieur dans la zone où l'on a pu donner à celui-ci une épaisseur minimale (pour des raisons constructives) ; elle permet surtout de diminuer la dimension des sommiers recevant les appareils d'appui, l'ensemble de ces économies n'étant pas cependant bien significatif. Par contre, le bétonnage d'âmes inclinées est nettement plus délicat que celui d'âmes verticales.

Trois conditions peuvent être déterminantes pour fixer l'épaisseur des âmes :

La première condition est de pouvoir y ancrer les câbles de fléau compte-tenu des encombrements des organes d'ancrage ; les valeurs à respecter figurent pour chaque procédé de précontrainte dans les annexes accompagnant les circulaires d'agrément. On se reportera utilement au Bulletin technique n° 3 de la D.O.A.A. du S.E.T.R.A. qui rassemble dans un seul document les valeurs utiles aux projeteurs. Suivant la puissance et le type des câbles concernés, l'épaisseur des âmes pourrait ainsi varier (dans les cas les plus courants) de 23 à 36 cm, et nous insistons sur le fait qu'aucune dérogation ne saurait être accordée puisqu'il s'agit d'agréments régulièrement mis à jour par les soins de la commission compétente ; cependant, nous signalons que, dans certains projets, on arrive à s'affranchir de cette condition en ancrant les câbles dans les goussets du hourdis inférieur qui doivent être alors dimensionnés en conséquence.

La deuxième condition a pour objet d'assurer un bétonnage correct, d'une part en respectant les règles de recouvrement et d'espacement minimal des armatures, d'autre part en réservant des cheminées de bétonnage suffisantes pour laisser passer les pervibrateurs les plus usités dans le domaine des ponts ; cette dernière condition est satisfaite avec des cheminées d'au moins 7 cm qui constituent le strict minimum pour livrer passage à des aiguilles d'une cinquantaine de millimètres de diamètre. Dans l'hypothèse (la plus courante) de gaines de diamètre ϕ disposées dans l'axe de l'âme (une seule gaine pour un niveau donné), il résulte de la figure 27 que l'épaisseur b_0 de l'âme doit être :

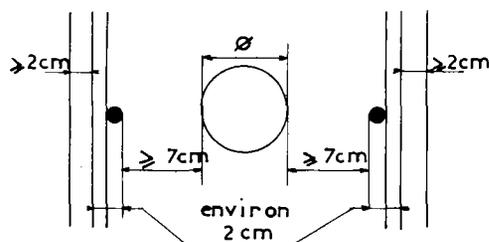


Fig. 27. Epaisseur des âmes.

$$b_0 \geq 22 \text{ cm} + \phi$$

soit, suivant la valeur de ϕ , une épaisseur minimale comprise entre 27 et 30 cm.

Rassemblant les conditions précédentes, nous trouvons que suivant les cas, l'épaisseur minimale de l'âme sera comprise entre 27 et 36 cm.

Enfin, la troisième condition est liée à la valeur du cisaillement admissible sous l'action de l'effort tranchant ; le respect de celle-ci peut imposer, au voisinage des appuis, un épaissement de l'âme que l'on réalisera au moyen d'un gousset horizontal (variation linéaire) :

2,342. — Ferrailage.

Celui-ci est normalement constitué par des aciers passifs ; il est cependant fréquent de trouver, dans les premiers voussoirs, des armatures actives permettant d'assurer une précontrainte verticale de l'âme. Cette dernière améliore la résistance de l'âme au cisaillement (voir calcul dans l'Annexe I) et évite ainsi d'augmenter l'épaisseur des âmes au voisinage des appuis ; cette solution est très fréquemment utilisée, une âme d'épaisseur constante facilitant le travail du chantier (sur le plan des coffrages).

2,35. — Goussets.

2,351. — Nous avons déjà laissé entendre que les **goussets du hourdis supérieur** devaient être dimensionnés pour pouvoir y loger les câbles de fléau ; ceux-ci sont disposés en paquet de deux ou de quatre (selon leur puissance) et espacés suivant les règles indiquées dans la cinquième partie du Bulletin technique n° 3 de la D.O.A.A. du S.E.T.R.A. En outre, des cheminées de bétonnage doivent être réservées (comme pour les âmes) de façon à permettre la descente des appareils de vibration courants ; ces cheminées devront être espacées d'axe en axe d'au plus 40 cm pour que les rayons d'action des pervibrateurs puissent se recouper.

L'Annexe I donne un exemple de ces dispositions ; par contre, la figure 28 illustre ce qu'il ne faut pas faire.

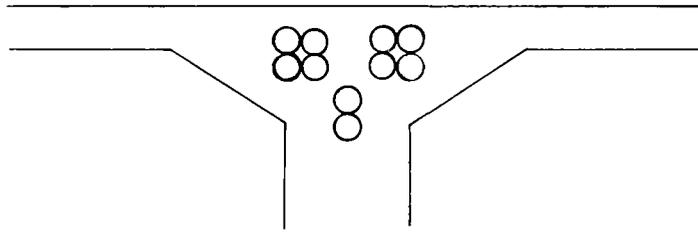
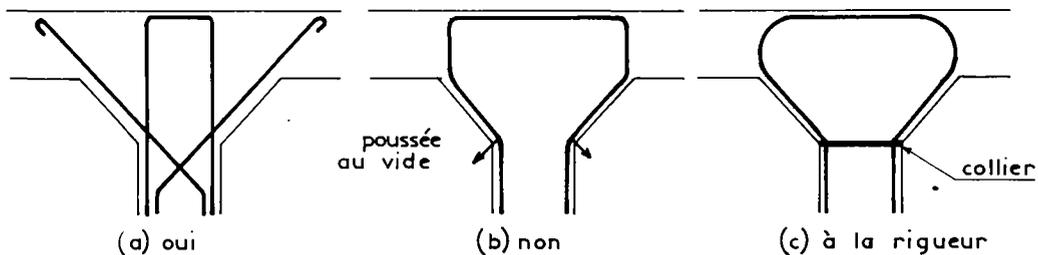


Fig. 28. Bétonnage impossible.

2,352. — Les goussets inférieurs trouvent leur utilité, soit pour y placer l'ancrage des câbles de fléau, soit pour y disposer tout ou partie des câbles de continuité inférieurs. Dans la mesure où les âmes ont une épaisseur suffisante vis-à-vis des ancrages, et à condition de disposer les câbles de continuité dans le hourdis inférieur (solution fréquente), on pourra donc se dispenser de goussets dans le hourdis inférieur.

Le tracé le plus courant consiste à prévoir un gousset assez fortement incliné sur l'horizontale pour que le surplomb du coffrage ne vienne pas gêner la mise en place du béton ; on rencontre aussi des goussets inclinés à 45° , mais de faible longueur, dont le rôle est alors surtout de faciliter le décoffrage.

2,353. — Nous observons à propos du ferrailage, que l'essentiel est de disposer les armatures transversales parallèles aux parois, mais tracées de telle manière qu'elles ne risquent pas de développer des poussées au vide ; la figure 29 donne un exemple de ferrailage (a) en indiquant ce qu'il ne faut pas faire (b). Nous donnons aussi une solution (c) assez usitée qui consiste à reprendre les poussées au vide par des armatures de

Fig. 29. Ferrailages de gousset
(armatures du hourdis non représentées).

couture ; cette disposition, réglementairement admissible, doit être considérée comme moins bonne dans la mesure où l'exécution sur le chantier est insuffisamment conforme au dessin théorique (coutures trop souvent disposées en dehors de la zone qui pousse au vide).

2,36. — Détails du câblage.

Nous ne saurions donner ici des règles universelles pour obtenir un bon plan de câblage, mais un certain nombre de considérations d'ordre pratique doivent être respectées ; les règles qui suivent permettent d'obtenir une première ébauche du plan de câblage, utile pour effectuer les vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant et pour évaluer (en ordre de grandeur) les moments hyperstatiques dus à la précontrainte.

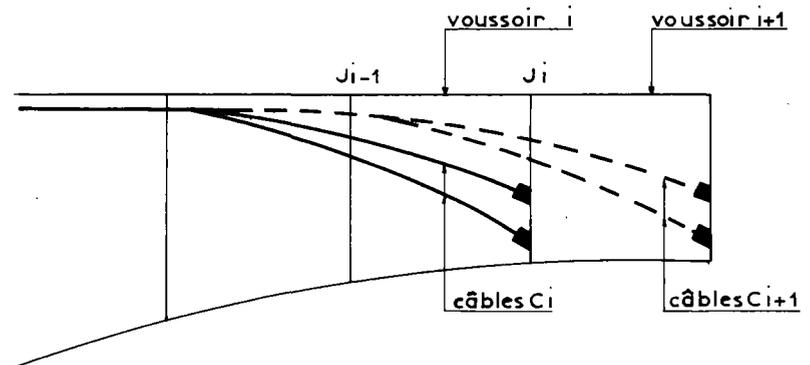


Fig. 30. Joints et câbles de fléau.

2,361. — Un nombre suffisant de **câbles de fléau** doit être arrêté à chaque joint : au moins un câble par âme, l'effort de précontrainte fourni par les câbles C_i (fig. 30) devant en outre être sensiblement supérieur au poids des voussoirs numérotés i et $i + 1$, pour que la tenue du joint J_{i-1} soit assurée à la construction ; la résistance à l'effort tranchant s'effectue en effet par frottement le long des surfaces en contact de part et d'autre du joint, le coefficient de frottement béton sur béton étant de l'ordre de 1 (unité).

En pratique, le nombre des câbles C_i arrêtés sur le joint J_i décroît progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne des piles.

Bien que le calcul habituel des contraintes n'ait plus grande signification au voisinage du joint J_i lorsqu'il s'agit de tenir compte de l'effet de la mise en tension des câbles C_i (efforts non encore diffusés sur l'ensemble de la section), il est bon de faire en sorte que la résultante des efforts de précontrainte dus à ces câbles tombe dans le noyau central de la section J_i .

Il faut aussi que les câbles C_i passent assez haut dans la section J_{i-1} pour qu'à la construction, après pose du voussoir $i + 1$ et avant mise en tension des câbles C_{i+1} , le joint J_{i-1} ne s'ouvre pas vers le haut.

2,362. — Nous avons déjà vu que les **câbles de continuité** étaient pour l'essentiel disposés dans le hourdis inférieur et les goussets attenants ; ils peuvent être, soit relevés dans les âmes, soit arrêtés dans des bossages au-dessus du hourdis inférieur.

La première disposition est plus satisfaisante du point de vue du comportement mécanique de l'ouvrage, car elle permet une meilleure imbrication des deux familles de câble (câbles de fléau et câbles de continuité). En contrepartie, les risques d'infiltration d'eau sont plus grands pour des câbles relevés et il est impératif de soigner tout particulièrement l'injection et le cachetage de ces câbles. En tous cas, leur relevage n'est possible que si l'on a pris soin de dégager l'âme le plus rapidement possible des câbles de fléau qui l'occupent au droit et au voisinage des piles (câbles 1, 2, 3 et 4 de la fig. 31) ; les câbles de continuité peuvent être alors relevés et ancrés à l'aplomb des âmes dans des encoches ménagées dans le hourdis supérieur.

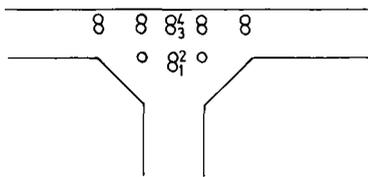


Fig. 31.

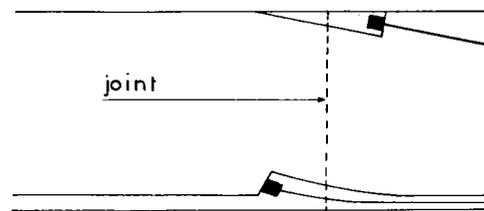


Fig. 32. A ne pas faire.

Pour ce qui est des câbles arrêtés dans des bossages, il faut s'attacher à répartir au mieux leurs ancrages en évitant un trop grand nombre d'arrêts dans une même section, sans quoi on engendre des cisaillements importants dans le hourdis inférieur ; nous avons déjà évoqué, en 2,332, la nécessité de renforcer dans ces zones le ferrailage passif.

2,363. — L'espacement des câbles transversaux est conditionné par la longueur des voussoirs ; il faut s'efforcer, en effet, de les placer toujours dans la même position sur les différents voussoirs et ce, malgré la présence éventuelle des encoches de relevage des câbles de continuité. En pratique, on les espace régulièrement d'une valeur égale à une fraction entière de la longueur du voussoir courant.

2,364. — Les **conditions de bétonnage** imposent (voir 2,35) le dimensionnement des goussets ; de façon générale, il y a lieu de vérifier l'espacement des gaines entre-elles en tout point du tablier.

Compte-tenu des épaisseurs courantes pratiquées, on doit exclure le croisement de deux câbles dans une âme ; il est même très souhaitable (voire indispensable lorsque l'épaisseur respecte tout juste les règles du bon bétonnage) que tous les câbles qui montent ou descendent dans une âme soient situés dans le plan médian de celle-ci. Il faut donc que les câbles aient été amenés dans ce plan par une déviation horizontale avant d'être

engagés dans l'âme ; on est ainsi conduit dans les bons projets à avoir des courbures, soit dans un plan horizontal, soit dans un plan vertical, mais pas dans les deux à la fois.

Tout ceci nécessite absolument d'exiger que l'entreprise dessine le câblage en élévation et en plan, tout en produisant des coupes transversales assez nombreuses.

A propos des conditions d'exécution, rappelons enfin que les bossages ou encoches destinés à recevoir les ancrages des câbles de continuité ne sauraient se retrouver à cheval sur un joint (fig. 32).

2,365. – Les rayons de courbures minimaux tels qu'indiqués dans les circulaires d'agrément doivent être respectés ; le Bulletin technique n° 3 de la D.O.A.A. du S.E.T.R.A. rassemble toutes les valeurs utiles.

Ce point est d'autant plus important que nombre de projeteurs ont tendance, pour augmenter l'effet de réduction sur l'effort tranchant, à faire plonger les câbles de fléau le plus rapidement possible au voisinage des appuis, ce qui suppose les rayons de courbure les plus petits possibles.

Nous ne saurions trop recommander, dans ces cas là, de s'entourer de toutes les précautions possibles, notamment : utilisation de gaines rigides (tubes métalliques), vérification des coefficients de frottement sur chantier (les valeurs données par les agréments ne sont pas valables pour les petits rayons de courbure), frettage du béton sur les courbures compte-tenu de la contrainte de compression calculée (poussée au vide).

2,366. – Enfin, nous attirons l'attention sur l'utilité de numéroter soigneusement les câbles, les erreurs étant assez fréquentes sur ce point non seulement sur les dessins, mais également sur le chantier.

2,37. – Entretoises.

2,371. – Les entretoises d'appui sont indispensables. Elles se présentent sous forme de voiles généralement évidés (ne serait-ce que pour permettre la visite et le passage de canalisations) régnant à l'intérieur des caissons ; leur rôle est d'assurer la transmission des réactions d'appui au tablier et de raidir les parois du caisson au droit des appuis. Notons cependant, qu'il est inutile de raidir le hourdis supérieur au droit des appuis intermédiaires, d'où les formes que peuvent prendre les entretoises (fig. 33). Compte-tenu de la grande rigidité à la torsion des poutres-caissons, il est parfaitement inutile de prolonger ces entretoises entre deux caissons consécutifs.



Fig. 33. Entretoises sur appui.

La conception des entretoises doit tenir compte non seulement des appuis définitifs, mais aussi des appuis provisoires pendant la construction et des emplacements de vérins nécessaires au réglage ou au changement ultérieur des appareils d'appui. Il sera bon enfin, que leur épaisseur excède la largeur des appareils d'appui, de telle façon que ceux-ci restent toujours au droit de l'entretoise, en dépit des déplacements horizontaux escomptés entre le tablier et ses appareils d'appui sous l'effet des variations linéaires affectant le tablier (fig. 34).

2,372. – Dans les sections où l'intrados présente une discontinuité de pente, il se produit une poussée au vide (du hourdis inférieur) importante et localisée, poussée qu'il est indispensable de reprendre par une

entretoise (fig. 35). Notons d'ailleurs que la plupart du temps, les entretoises sur pile jouent ce rôle d'entretoise de poussée au vide puisque l'intrados présente des discontinuités de pente au voisinage des piles.

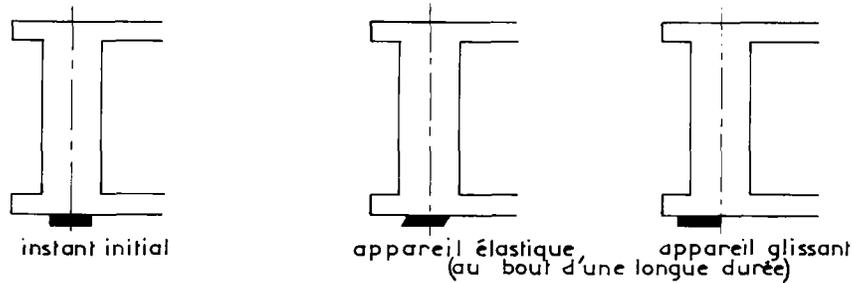


Fig. 34. Entretoises et déplacements longitudinaux.

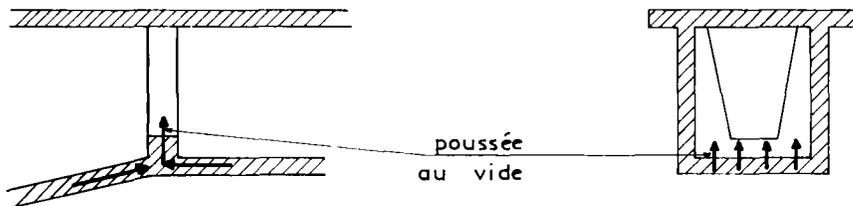


Fig. 35. Entretoise de poussée au vide.

2,38. – Tête de pile et voussoir sur pile.

Tous les organes constituant la tête de pile (sommiers, chevêtres) et le ou les voussoirs sur pile (y compris les entretoises dont nous venons de parler) ne peuvent être projetés dans le détail qu'à la condition de connaître exactement toutes les phases d'exécution de l'ouvrage et en particulier les façons dont l'entreprise compte s'y prendre pour assurer l'encastrement provisoire (s'il y a lieu) pendant la construction, le supprimer après clavage et mettre l'ouvrage sur ses appuis définitifs. Il faut également connaître les dispositifs de réglage prévus pour soulever le tablier sur la pile ou le translater latéralement si cela était nécessaire pour assurer le clavage.

Toutes ces opérations se font à l'aide de cales provisoires en béton ou en acier, de vérins et de câbles de précontrainte provisoires. Ces pièces appliquent des efforts localisés importants sur la pile comme sur le tablier ; il faut donc s'assurer qu'il y a assez de place pour loger et manœuvrer commodément ces dispositifs, et que les faces de béton recevant ces efforts sont localement frettées de façon à éviter épaufures et fissuration excessives. Ne pas oublier que lorsqu'on est obligé de faire plusieurs reprises de vérins, un calage provisoire du tablier doit être prévu.

2,39. – Bossages.

Les bossages doivent être évités en dehors du hourdis inférieur (partie non coffrée) ; des expériences de bossage dans les âmes ou sous le hourdis supérieur ont montré que la complication était grande pour la construction et la manœuvre des coffrages intérieurs du caisson.

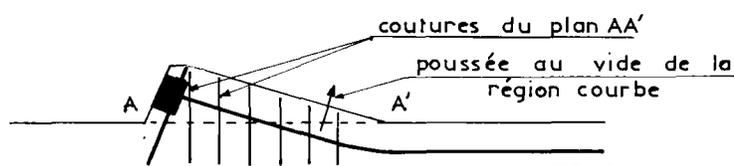


Fig. 36. Bossage.

Le bossage doit être suffisamment proéminent pour que le vérin de mise en tension ne risque pas de frotter contre la surface du hourdis inférieur.

Des armatures de couture non négligeables (fig. 36) sont nécessaires, d'une part pour reprendre la poussée au vide dans la partie courbe du câble,

d'autre part pour assurer la résistance à l'effort tangent le long du plan AA'.

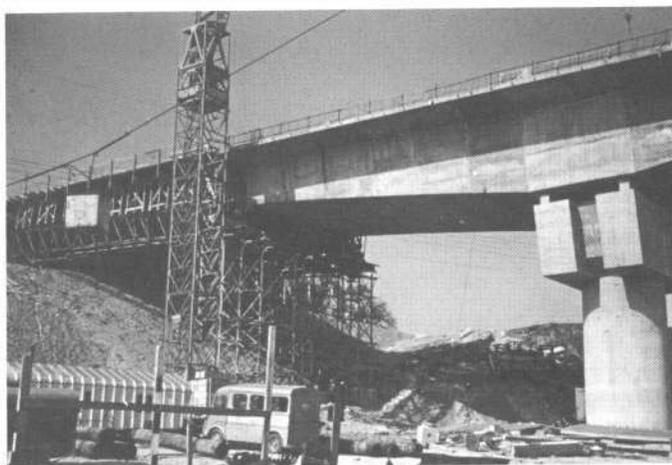
3. – EXÉCUTION

3.1. – Généralités.

Nous avons examiné dans la première partie de ce texte, les nombreux schémas statiques susceptibles d'être adoptés pour l'ouvrage définitif ; nous ne saurions traiter ici tous les cas qui peuvent se présenter, et nous nous bornerons aux cas les plus courants. En outre, nous ne parlerons pas des problèmes généraux qui peuvent se poser sur la plupart des chantiers de béton armé ou précontraint ; nous renvoyons pour cela au Guide Général de Chantier GGOA 70 de la D.O.A.B du S.E.T.R.A., notamment pour tout ce qui se rattache à la mise en tension et aux injections des câbles de précontrainte.

Nous nous intéressons ici à la réalisation des consoles qui constituent l'élément original des ouvrages construits par encorbellements successifs, étant entendu que l'extrémité des travées de rive est généralement construite sur cintre (voir photo 1). Nous avons déjà vu que deux techniques de construction peuvent être utilisées :

- dans la première, les voussoirs successifs sont coulés en place à l'aide d'équipages mobiles supportant les coffrages ;
- dans la seconde, les voussoirs sont préfabriqués à terre avant d'être mis en place.



1 – Pont d'Oissel – Partie coulée sur cintre.

Les deux méthodes ont leur domaine d'application propre. La préfabrication suppose un nombre suffisant d'éléments à réaliser (une centaine pour les ponts d'ARAMON et de BOURG-SAINT-ANDEOL, sur le Rhône, qui sont les moins importants à ce jour) et de la place pour les stocker. Elle s'impose pratiquement pour des raisons d'économie et de délai lorsqu'il s'agit d'ouvrages aussi importants que le viaduc d'OLERON ; elle permet en effet de mener de front la construction des appuis et du tablier et d'obtenir un rythme d'avancement du tablier au moins dix fois plus rapide qu'avec l'aide d'une paire d'équipages mobiles. Elle présente, en outre, l'avantage de mettre en œuvre la précontrainte sur un béton suffisamment âgé pour qu'il ait subi une bonne part de son retrait et atteint une résistance importante (permettant de supprimer les risques lors de la mise en tension), ce qui implique également une diminution des déformations instantanées et différées.

Par contre, le coulage en place s'impose dans le cas de caissons lourds (par exemple à trois âmes) et a l'avantage de permettre la continuité du ferrailage passif au droit des joints.

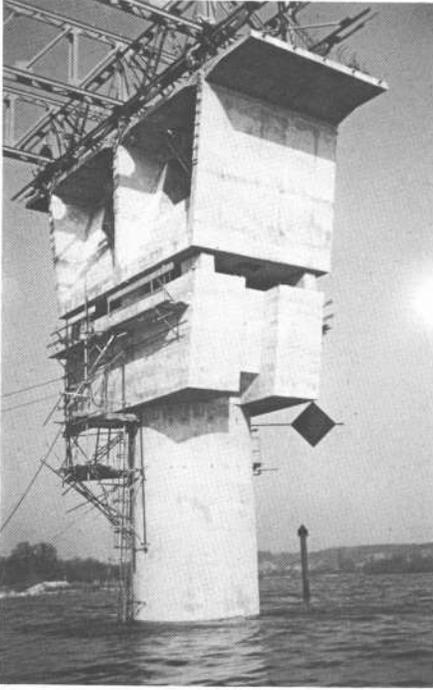
Nous reviendrons sur les avantages et difficultés de ces deux méthodes dans les paragraphes 3,3 et 3,4 qui les décrivent ; nous traiterons tout d'abord les problèmes communs (en 3,2) à toutes les consoles, soit qu'ils soient spécifiques de ce type de construction, soit qu'ils apparaissent de façon systématique ou particulièrement fréquente.

3.2. – Problèmes d'exécution communs à toutes les consoles.

3,21. – Encastrement provisoire.

Lorsque le tablier n'est pas encasté sur ses appuis dans le schéma statique définitif, il y a lieu de prévoir des encastres provisoires assurant la stabilité des consoles en cours de construction.

3.211. — Quand la construction s'effectue **symétriquement** de part et d'autre d'une pile, on a recours aux solutions suivantes :



2 — Pont d'OiseI — Appuis provisoires dédoublés

si les têtes des piles (sommiers) sont suffisamment larges, on peut disposer des appuis provisoires dédoublés constitués par des cales en acier ou en béton (voir photo 2) et compléter (éventuellement) le système d'encastrement par une précontrainte verticale provisoire qui solidarise le tablier et la pile ; les câbles correspondants sont ancrés dans l'entretoise d'appui qui doit être conçue en conséquence (par exemple le pont de BOURG-SAINT-ANDEOL, ou le pont AMONT du périphérique à PARIS) ;

si les têtes de piles sont étroites, pour des raisons esthétiques par exemple, il faut prévoir des palées provisoires qui s'appuient en général sur les fondations des piles ; les photos 3 à 9 montrent différents types de palées provisoires ; celles-ci peuvent exister, soit des deux côtés du fût de la pile (par exemple pont de la VIOSNE), soit d'un seul côté avec une précontrainte verticale sur pile qui complète le dispositif (par exemple pont AVAL du périphérique, à PARIS).

3.212. — Quand la construction se fait **dyssymétriquement** à partir d'une pile, il peut y avoir lieu de lester la travée adjacente coulée sur cintre (par exemple le pont d'AYEM) ou de l'ancre par précontrainte.

Quand la construction s'effectue à partir d'un appui extrême qui n'est pas stable par lui-même avant clavage, on utilise des palées provisoires (par exemple pont de BASSE-COMBELLE).

3.22. — Réglage des fléaux.

Les dispositifs de réglages sont d'une importance fondamentale. Les écarts admissibles entre deux extrémités de fléaux à claver ensemble peuvent atteindre 5 à 10 cm en altitude et 2 à 3 cm en plan ; la valeur admissible dépend de l'hyperstaticité du système et de la longueur dont on dispose pour rattraper les dénivellations en cause (longueur du voussoir de clavage).

Le réglage en altitude, le plus facile à réaliser, peut être effectué au moyen de vérins constituant des lignes d'appui provisoires ou de contrepoids disposés sur les extrémités des consoles.

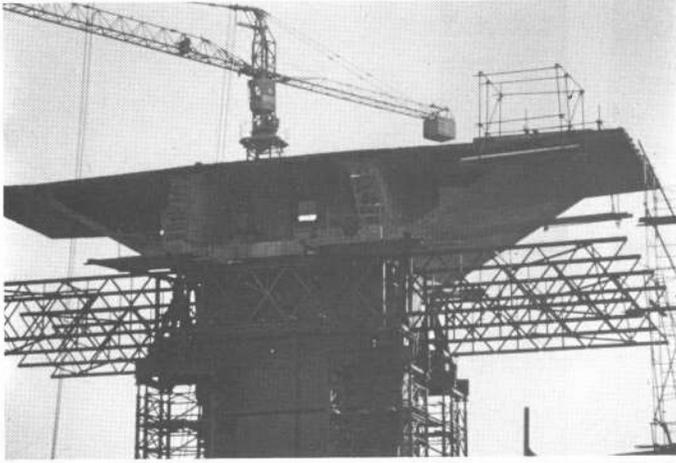
Les réglages en plan peuvent être réalisés au moyen de barres de précontrainte croisées formant brélage en attendant le durcissement du béton de clavage.

Les réglages qui nécessiteraient des déformations de torsion du tablier sont pratiquement impossibles.

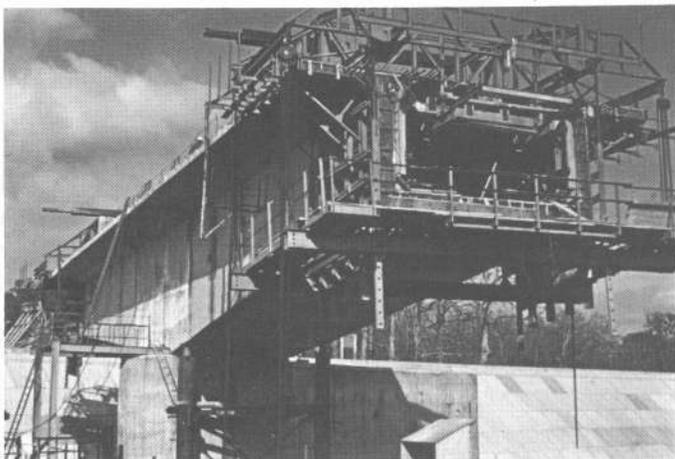
C'est pourquoi la surveillance et le contrôle de la géométrie de l'ouvrage sont indispensables et doivent être faits soigneusement pendant toute la durée de la construction, ce qui peut permettre (dans certains cas) de rattraper les erreurs en temps utile. Il s'agit là d'une sujétion très importante de ce type de pont ; les photos 10, 11 et 12 montrent des écarts qui n'ont pu être compensés, respectivement : une différence d'altitude dans le sens longitudinal au moment du clavage, une différence d'altitude dans le sens transversal entre deux caissons voisins, enfin un écart en plan.

3.23. — Dispositif de clavage.

Juste avant le clavage, on constate que les extrémités des consoles descendent le jour et remontent la nuit ; ces mouvements sont dus aux différences de température entre intrados et extrados, ce dernier étant plus chaud de jour (d'où allongement plus grand) sous l'effet de l'ensoleillement.



3 - 4 - Pont de la Viosne.
Palées provisoires métalliques à treillis.



5 - Pont de Boussens.
Palées provisoires en tubes métalliques.

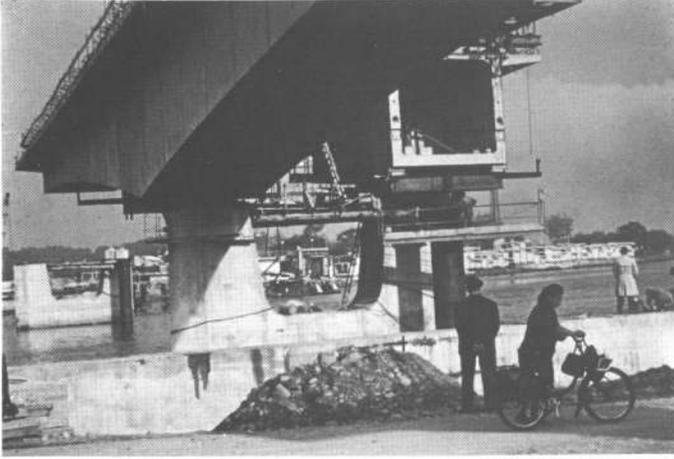


6 – Pont de Tours.
Palée provisoire en tube métallique.

7 – Pont d'Issy-les-Moulineaux.
Palée provisoire métallique.

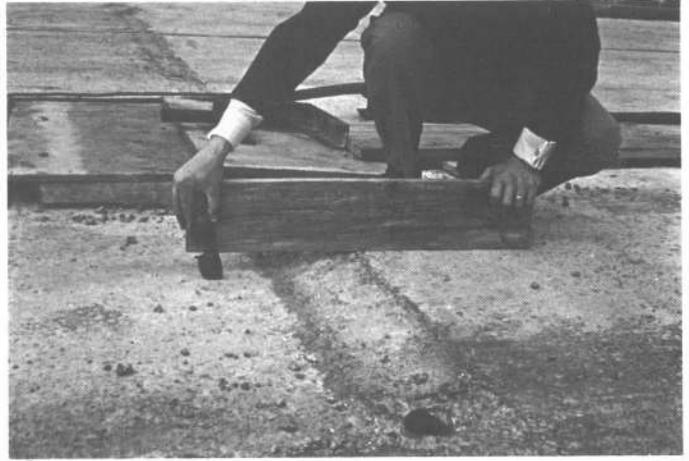


8 – Pont de Cadenet.
Palée provisoire en béton armé.



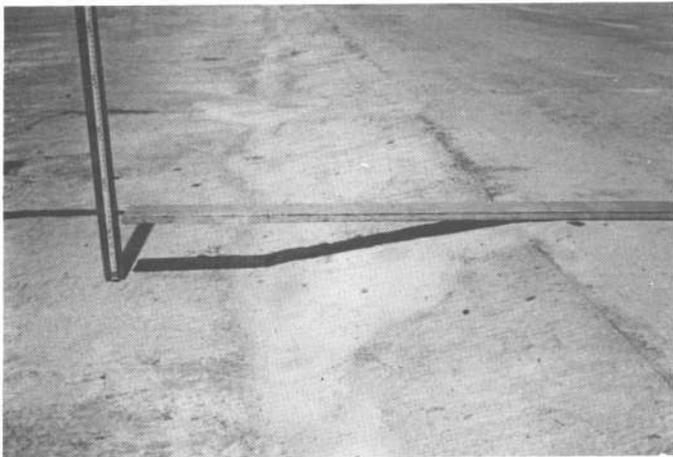
9 – Pont de Bayonne.
Palée provisoire en tube métallique.

10 – Différence d'altitude
au clavage longitudinal.



12 – Ecart en plan sur culée.

11 – Différence d'altitude dans le sens transversal.



Si l'on ne prenait aucune précaution, il pourrait en résulter un écrasement et une fissuration du béton de clavage en cours de durcissement, avant que l'on ait tendu les câbles de continuité ; on est ainsi amené à réaliser un encastrement provisoire (brêlage) des deux extrémités de consoles à claver, encastrement constitué par un système de profilés et de poutrelles métalliques. Dans ces conditions, les consoles ne peuvent plus se déplacer l'une par rapport à l'autre, d'où des efforts dont il est bon de tenir compte dans les calculs ; nous avons déjà évoqué dans la deuxième partie les effets des variations de température.

3,24. — Bétonnage.

Vu les dimensions courantes de ce type d'ouvrage, on est amené à bétonner des âmes de grande hauteur ; nous rappelons à ce sujet qu'il est préférable d'introduire le béton de la partie basse des âmes par des fenêtres aménagées dans le coffrage intérieur plutôt que de le laisser tomber d'une hauteur pouvant atteindre usuellement 4 à 5 m pour les voussoirs au voisinage des piles.

Il est d'ailleurs préférable, lorsqu'il s'agit d'âmes très hautes, de les concevoir verticales plutôt qu'inclinées, cette affirmation devant s'entendre uniquement du point de vue de l'exécution, les âmes verticales facilitant la mise place du béton et sa vibration. Cette vibration n'est d'ailleurs pas facile au niveau des ancrages des câbles de fléau par suite du manque de place, et doit être particulièrement surveillée. On peut faciliter la descente des pervibrateurs à travers le ferrailage en plaçant des "chaussettes", c'est-à-dire des sortes de tubes en grillage évitant qu'ils ne se coincent.

Pour tester l'importance de ces difficultés on peut, si cela paraît nécessaire, effectuer au préalable un élément d'essai pour s'assurer que le bétonnage est possible ; le cas peut se présenter lorsque les dispositions adoptées ne sont pas classiques et éprouvées.

Nous rappelons enfin, que l'on doit prévoir une cure du béton soumis à l'ensoleillement (ou tout autre facteur activant l'évaporation), par exemple, en l'arrosant pendant le durcissement.

3,25. — Chauffage du béton.

Le chauffage du béton n'est évidemment pas particulier aux ouvrages construits par encorbellement, mais il y trouve une application fréquente car il permet d'accélérer le durcissement du béton et donc, d'atteindre plus vite la résistance à la compression

nécessaire (environ 20 à 25 MPa) pour procéder à la mise en tension des unités de précontrainte. C'est notamment le cas des voussoirs coulés en place pour lesquels le cycle de fabrication d'un voussoir impose une mise en tension sur béton jeune (2 à 3 jours). Quant aux voussoirs préfabriqués, l'emploi de béton chaud permet d'accélérer la cadence de production des voussoirs ; la photo 13 montre le calorifugeage d'une cellule de préfabrication.



13 - Cellule calorifugée.

On peut obtenir du béton chaud :

- soit par chauffage des granulats à la vapeur d'eau, ce qui a l'inconvénient de changer la teneur en eau de ces granulats ; on peut cependant contrôler le dosage en eau à l'aide d'un

wattmètre placé sur le moteur du malaxeur ou d'une sonde d'humidité placée dans la cuve du malaxeur ;

- soit par chauffage de l'eau ; cette dernière solution paraît la meilleure. En effet, la teneur en eau est ainsi connue a priori, et d'autre part, l'eau employée est relativement pure, car on est obligé de l'adoucir pour éviter d'entartrer les chaudières. Cette méthode n'est malheureusement pas très efficace, car il y a relativement peu d'eau dans le béton, et la chaleur spécifique de celle-ci est faible.

La température du béton à la mise en œuvre doit être voisine de 30° C à 35° C. Des températures plus élevées ont déjà été utilisées, notamment en procédant à l'étuvage du béton par la vapeur basse pression ; pour l'emploi de cette dernière technique, nous renvoyons à la notice rédigée sur ce sujet par le L.C.P.C. Nous attirons cependant l'attention sur le fait que l'accélération du durcissement au moyen de températures excédant 35° C s'accompagne généralement d'une baisse sensible de la résistance finale, baisse dont il doit être tenu compte pour l'évaluation des contraintes admissibles.

3,26. – Enfilage des câbles.

L'enfilage des câbles dans leurs gaines après exécution du béton entourant celles-ci s'accompagne souvent de difficultés qui peuvent être liées, soit à la conception, soit à l'exécution de l'ouvrage. Ces difficultés ne peuvent être qu'accrues par la présence des joints entre voussoirs.

Pour ce qui est de la conception, il y a lieu de prévoir un diamètre des gaines suffisamment grand pour permettre l'enfilage, valeur qui est normalement précisée dans les textes d'agrément (se reporter au Bulletin technique n° 3 de la D.O.A.A. du S.E.T.R.A.). D'autre part, il ne faut pas oublier de bien dessiner toutes les gaines sur les dessins d'exécution ; il est en effet déjà arrivé qu'une gaine ait été omise dans un voussoir.

Quant à l'exécution, les gaines peuvent être écrasées, non alignées d'un voussoir à l'autre, ou encore mal raboutées.

Pour éviter l'écrasement des gaines, on peut employer des raidisseurs " satujos " (tuyaux remplis d'eau) ou des tubes en caoutchouc épais. Si, malgré tout, la gaine a été écrasée, on peut être contraint de briser le béton (par exemple, trou dans les âmes) pour mettre la gaine à nu et la redresser.

Les raidisseurs doivent être mis en place, non seulement sur la longueur du voussoir à couler, mais aussi sur celle du voussoir précédent, si l'on veut éviter des discontinuités de pente ou de courbure importantes aux joints entre voussoirs.

Lors de l'opération du raboutage, il faut s'assurer que l'on ne déforme pas l'extrémité de la gaine vers l'intérieur, ce qui pourrait aussi provoquer des difficultés d'enfilage.

On peut noter qu'un câblage de fléau presque droit, tel celui utilisé au pont de CONFLANS, sur la Seine, élimine en partie les inconvénients précédemment cités.

3,27. – Mise en tension et injection des câbles.

Là encore, il s'agit d'un domaine qui est très loin d'être particulier aux ouvrages construits par encorbellement. Nous n'insisterons que sur les points suivants.

3,271. – Coefficient de frottement.

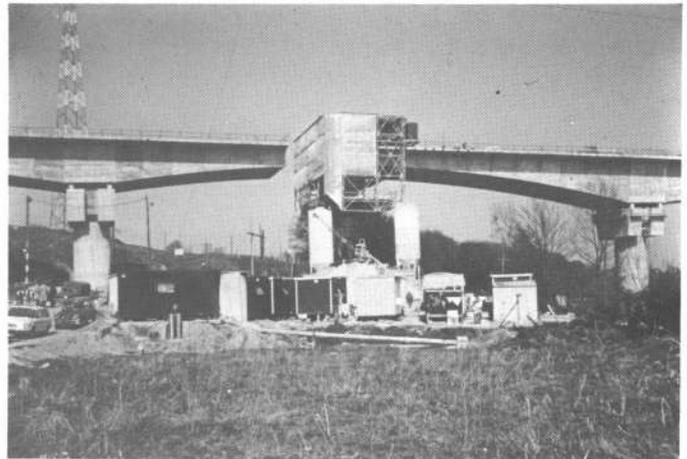
Lors de la mise en tension, les irrégularités citées ci-dessus continuent à exercer leur action, ce que l'on traduit dans les calculs sous la forme des coefficients classiques f et φ ; or l'expérience montre que pour les ouvrages à voussoirs les valeurs de coefficient de frottement inscrites dans les agréments sont insuffisantes. Les irrégularités propres aux joints (défauts de raboutement) interviennent, et il est vraisemblable qu'il convient d'en tenir compte sous la forme d'une déviation supplémentaire au passage de chaque joint. Pour l'instant, le dépouillement des mesures n'étant pas achevé, nous ne pouvons pas indiquer les valeurs à prendre (elles seront précisées ultérieurement) et nous nous contenterons de poser le principe.

3,272. – Efforts exercés sur béton jeune.

Dans les instants qui suivent la mise en tension, il n'est pas exceptionnel que l'on constate des fissures parallèles aux câbles (notamment sur les âmes), surtout lorsque ceux-ci sont de forte puissance. Il semble qu'il s'agisse de fendages dus à des contraintes (compression ou cisaillement) trop fortes s'exerçant sur un béton jeune : ce phénomène ne peut qu'être aggravé par les irrégularités du tracé des câbles et nous avons pu même constater des ruptures localisées du béton provoquées par une poussée au vide due à un tracé de câble réalisé de façon



14 – Pont de Cadenet.



15 – Pont d'Oisel.



16 – Pont de la Viosne.

défectueuse. D'autre part, pour éviter que les fissures ci-dessus mentionnées prennent des ouvertures trop fortes, il convient de disposer des armatures de couture en quantité convenable ; la plupart des fissures importantes constatées sont en effet dues à un défaut d'armatures passives, que l'on a prétendu économiser sous prétexte qu'elles n'étaient pas toujours strictement imposées par le règlement.

3,273. – Injection.

Il n'est pratiquement pas possible de réaliser l'injection dans de courts délais après la mise en tension (en principe 8 jours au maximum) ; il est, en effet, dangereux d'injecter des câbles avant d'avoir terminé le fléau, ou du moins une bonne part de celui-ci, en raison des risques de contamination et d'obstruction des gaines voisines, rendant ainsi difficiles l'enfilage des câbles correspondants et leur mise en tension. On est finalement conduit à réaliser les injections dans un délai pouvant atteindre trois semaines à un mois après mise en tension. Il est alors indispensable d'assurer une protection efficace des aciers au moyen de produits (par exemple, huile soluble) et d'obturer provisoirement les extrémités des gaines.

En tout état de cause, l'étanchéité des gaines demande à être très soignée ; en particulier, elle est liée au soin avec lequel les rabouages de gaines sont effectués. Dans le cas des voussoirs bétonnés en place, ceci est relativement facile, car on peut manchonner chaque morceau de gaine d'un voussoir sur l'autre. Par contre, dans le cas des voussoirs préfabriqués, aucune solution satisfaisante n'a été trouvée à ce jour ; les radiographies de ce type d'ouvrage montrent trop fréquemment un pourcentage de vide après injection de l'ordre de 20 à 30 %. Une mauvaise injection pouvant conditionner la durée de vie d'un ouvrage, il est primordial que des actions de recherche soient menées dans ce domaine, et que les maîtres d'œuvre et les entreprises attachent une particulière attention aux problèmes posés par l'injection (état des gaines, choix du coulis, réalisation des injections par un personnel qualifié et avec un matériel approprié).

3,3. – Construction par voussoirs coulés en place.

3,31. – Principe.

Le procédé consiste à supporter les voussoirs en cours d'exécution :

- soit par une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis de l'ouvrage ;
- soit par un échafaudage mobile se déplaçant sur le sol ;
- soit par des haubans provisoires pouvant servir aussi à tenir les coffrages (méthode Finsterwalder) ;
- soit au moyen d'un équipage mobile prenant appui sur la partie de console déjà construite.

C'est cette dernière solution, restreinte au cas où la construction s'effectue par voussoirs symétriques à partir d'une pile (fléau), qui est la plus fréquente et fait l'objet du présent paragraphe. Les photos 14 à 16 montrent des fléaux en cours d'exécution.

La longueur économique des voussoirs varie de 2,50 m à 4 m, ce qui évite d'avoir des échafaudages mobiles trop lourds ; les principaux renseignements (poids et longueurs des voussoirs) sont consignés dans le tableau 1.

Parmi les ouvrages les plus importants réalisés par ce procédé, nous citerons, entre autres, en France, les ponts de la PYLE, d'OISSEL, de MORLAIX, et à l'étranger, les ponts sur la MEDWAY, en Angleterre, d'ALCANTARA, au Portugal, et surtout, de BENDORF, en Allemagne, et de la baie URATO, au Japon (record de portée avec ses 230 m pour la travée centrale).

3,32. – Equipages mobiles.

3,321. – Description sommaire.

Un équipage mobile (fig. 37) est constitué par une ossature métallique réticulée reposant sur la partie de tablier déjà construite, et à laquelle sont suspendus les fonds de moule, les coffrages extérieurs, le plancher de

travail et les passerelles de visite. Les coffrages intérieurs sont en général supportés par un chariot se déplaçant à l'intérieur du tablier qui est, nous l'avons vu, en forme de caisson (généralement).

Les photos 17 à 20 montrent les équipages mobiles de divers ouvrages.

La stabilité des équipages mobiles lors de leur déplacement (pour amener les coffrages à l'emplacement du voussoir à construire) est assurée par un contre-poids (lest ou cuve à eau).

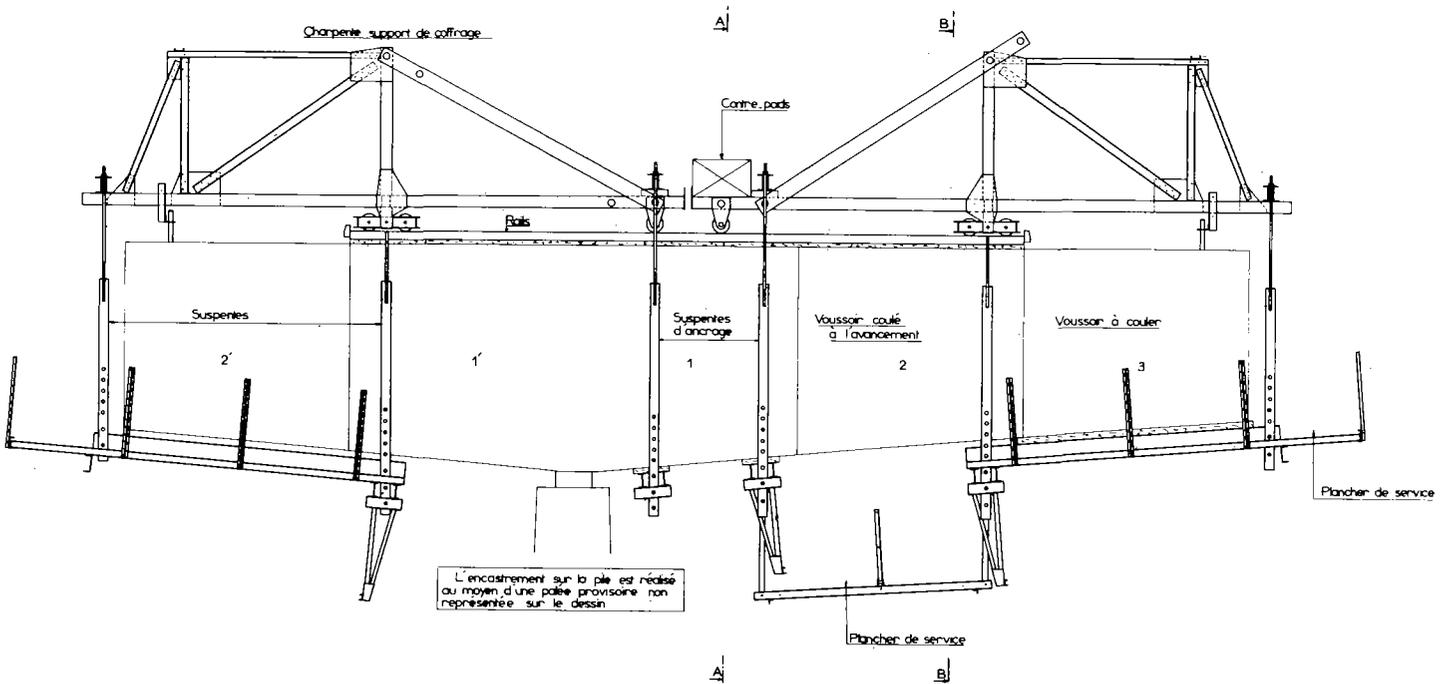


Fig. 37 a. Equipage mobile.

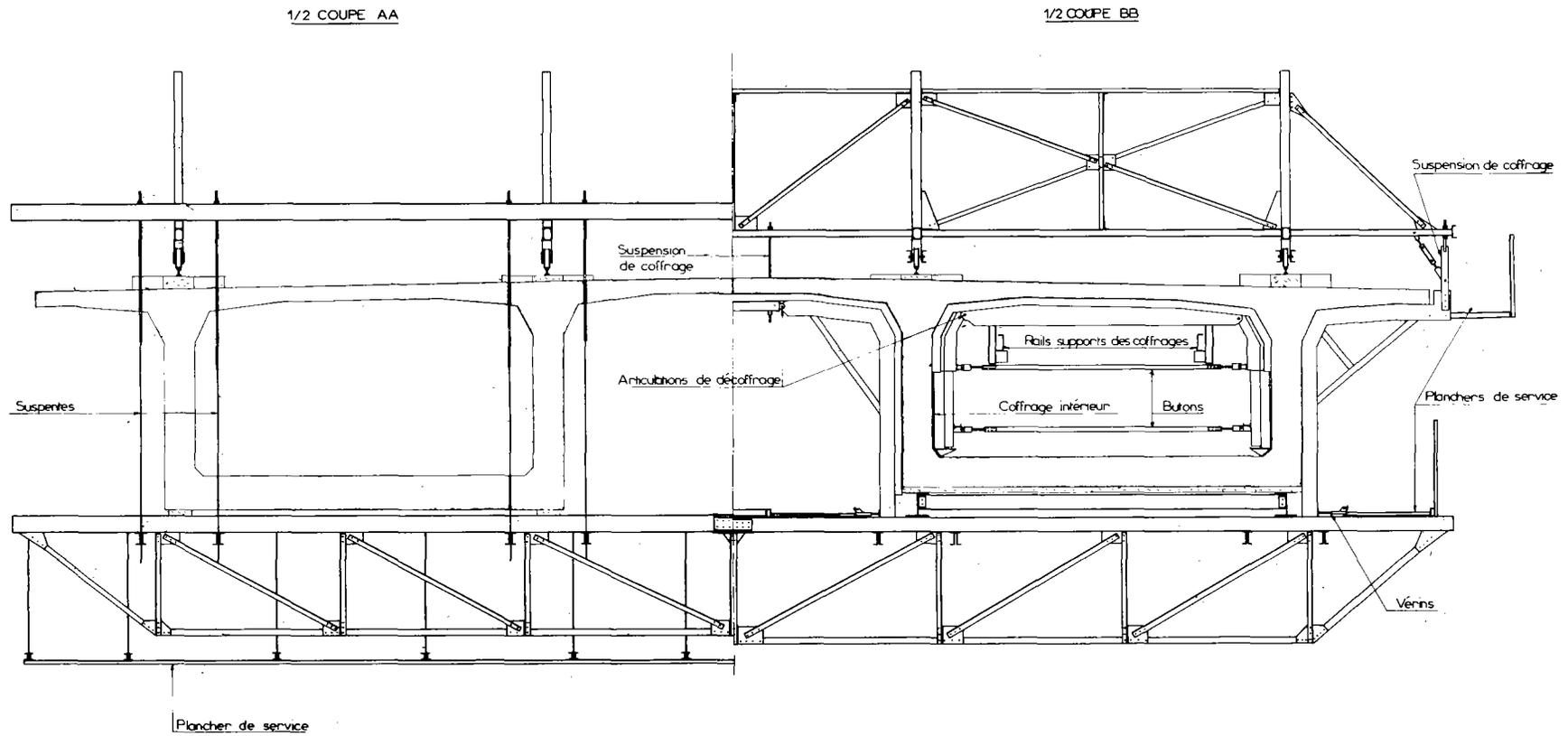
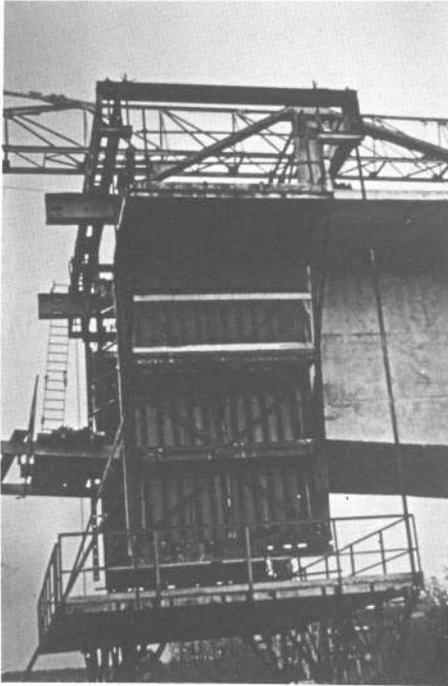
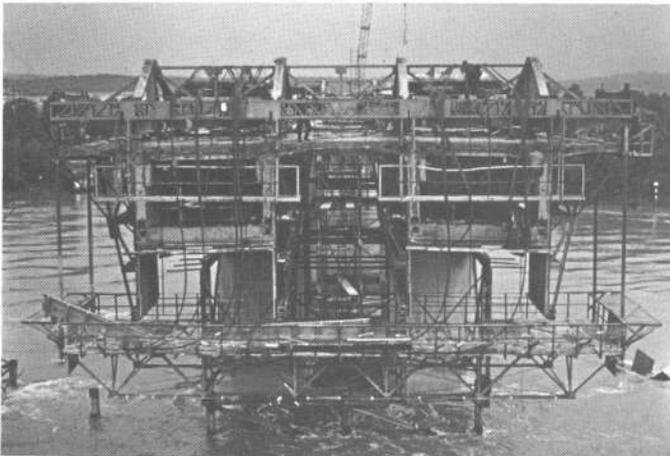
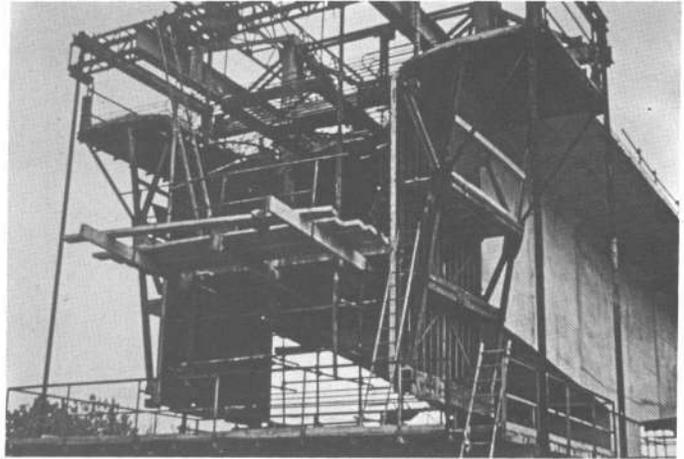


Fig. 37 b. Equipage mobile.



17 – 18 – Pont de Tourville-la-Rivière. – Equipage mobile.



19 – Pont de Givors – Equipage mobile.

20 – Pont d'Issy-les-Moulineaux.
Equipage mobile.



VOUSSOIRS COULES EN PLACE

Tableau n° 1.

Dénomination du pont	Entreprise	Date de fin des travaux	Poids de l'équipage mobile		Poids des voussoirs				Longueur des voussoirs			Nombre de caissons
			Chariot	Contre-poids	Sur pile	Courant le plus lourd	Courant le plus léger	De clavage	Sur pile	Courant	De clavage	
Lacroix-Falgarde	S.T.U.P. et E.I.T.P.	1962			83	35	26	14	2,00	2,85	1,50	1 à 2 âmes
St-Jean à Bordeaux	C.B.	1965			110	45	31	31	6,16	3,08	3,08	3 à 2 âmes
Sur la Liane	B. et F.	1968	17	8	185	40	29	29	5,85	2,92	2,92	2 à 3 âmes
Neuilly-s-Marne	C.B.	1968			81	46	35	30	7,00	4,00	2,60	1 alvéolé
Deux Amants à Lyon	G.T.M.	1969	55	30	117	77	24	47	5,00	2,50	5,00	2 à 2 âmes
Arles	F. et L.	1969	30	25	200	90	51	25	5,98	3,22	1,50	1 à 2 âmes
Malause sur la Garonne	F. et G.A.	1970	20	21	87	39	26	25	7,00	3,20	3,20	1 à 2 âmes
Givors	C.B.	1970		100	400	145	69	35	8,00	3,40	1,80	2 à 2 âmes
Boussens sur la Garonne	S.	1970	43	10	400	74	52	25	13,10	3,70	1,50	1 à 2 âmes
Oissel	S.G.E.	1970	112	30	437	127	79	80	6,00	3,48	3,52	1 à 3 âmes
Dax	B.	1970	45	15	205	97	65	65	6,19	3,095	3,10	2 à 2 âmes
Tourville	C.B.	1971		50	180	54	33	17	8,12	3,34	1,72	1 à 2 âmes
Arve n° 2	G.T.M.	1971	55	30	400	70	48	92	6,00	2,56	4,88	1 à 3 âmes
Fourvières	S.G.E.	1971	17	8	93	28	20	26	5,00	{ 2,25 3,00	4,00	2 à 2 âmes
Viosne	B.	1971	78	26	370	151	133	76	7,60	3,50	2,00	1 à 2 âmes et 2 bracons
Cantepau	S.	1972	43	10	180	68	37	34	12,60	3,47	3,18	1 à 2 âmes
Morlaix	C.B.	en cours			200	63	40	—	8,30	3,35	joint maté	1 à 2 âmes
Brest	C.B.	en cours			200	85	47	—	7,50	3,05	joint maté	1 à 2 âmes 2 à 2 âmes

Les poids sont exprimés en tonnes, les longueurs en mètres.

- E.I.T.P. Entreprise industrielle de travaux publics
- S.T.U.P. Société technique pour l'utilisation de la précontrainte
- C.B. Campenon-Bernard
- B. Boussiron
- F. Fougerolle
- L. Limousin
- G.A. Giraudie Aufève
- S. Stribick
- S.G.E. Société générale d'entreprises
- L.B. Léon Ballot
- C. Coignet
- T.T. Truchetet Tansini

La stabilité de ces équipages pendant le bétonnage et avant mise en précontrainte du nouveau voussoir est assurée (outre le contrepoids), soit au moyen d'ancrages fixés à l'intérieur du tablier déjà construit, soit au moyen de sangles passant à travers le hourdis supérieur à l'extérieur des âmes (fig. 38).

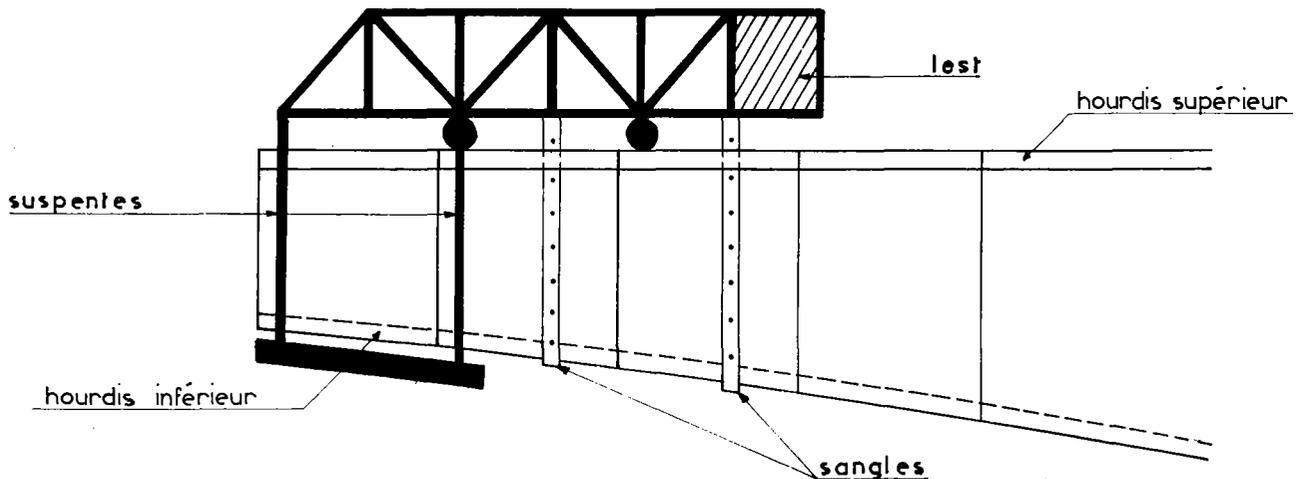


Fig. 38. Schéma d'équipage mobile.

Le tableau n° 1 fait apparaître deux types d'équipages mobiles que nous appellerons les équipages " lourds " et les équipages " légers " en fonction de leur poids comparé à celui des voussoirs à couler.

Il est recommandé d'avoir recours à des équipages lourds, car s'ils peuvent entraîner une dépense supplémentaire de précontrainte de fléau, ils ont par contre, l'avantage d'être plus rigides, donc moins déformables.

La construction au moyen d'équipages légers conduit en effet à des écarts plus importants entre profil voulu et profil obtenu ; en outre, leur utilisation s'accompagne très fréquemment de la formation de fissures transversales sur la face supérieure du hourdis inférieur au niveau des joints entre voussoirs ; ces fissures qui ne sauraient se refermer par la suite, sont dues à la déformation prise par l'équipage sous le poids du béton non encore durci (fig. 39).

On peut cependant contrôler les déformations de l'équipage au moyen de niveaux à eau (fig. 40) et les rattraper au fur et à mesure à condition évidemment d'avoir prévu les vérins de réglage correspondants.

3,322. – Qualités d'un équipage mobile.

Un équipage ne doit être ni trop léger si on veut limiter ses déformations (voir ci-dessus), ni trop lourd, pour des raisons économiques évidentes ; son choix résulte donc d'un compromis entre ces deux nécessités.

Il est d'autre part avantageux qu'il dégage bien la zone de travail, en particulier, il doit laisser suffisamment de place au-dessus du coffrage pour permettre d'effectuer correctement le coulage du béton et son talochage. Il doit être conçu de façon à limiter au maximum les trous de passage dans le hourdis supérieur.

Enfin, il est souhaitable que sa manœuvre ne soit pas trop compliquée ; il doit notamment se prêter à un démontage facile et à un réglage aisé des coffrages. Notons cependant qu'en Allemagne certains équipages ont été conçus non démontables.

3,33. – Cycle de fabrication des voussoirs courants.

Le cycle de fabrication est imposé par le mode de construction ; il est pratiquement toujours le même pour les voussoirs courants.

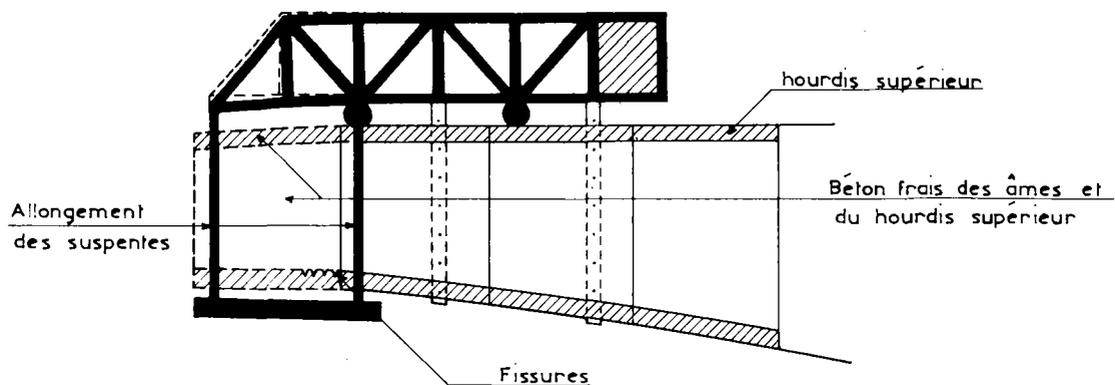


Fig. 39 a. Déformation de l'équipage sous le poids du béton frais.

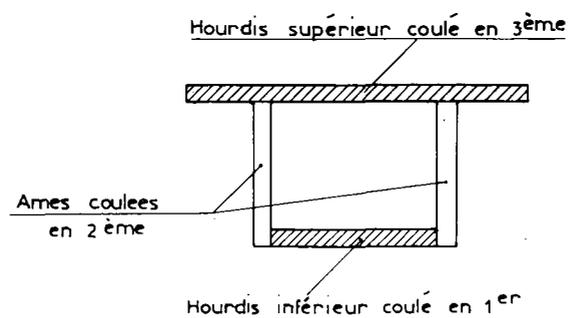


Fig. 39 b. Phases du bétonnage du caisson.

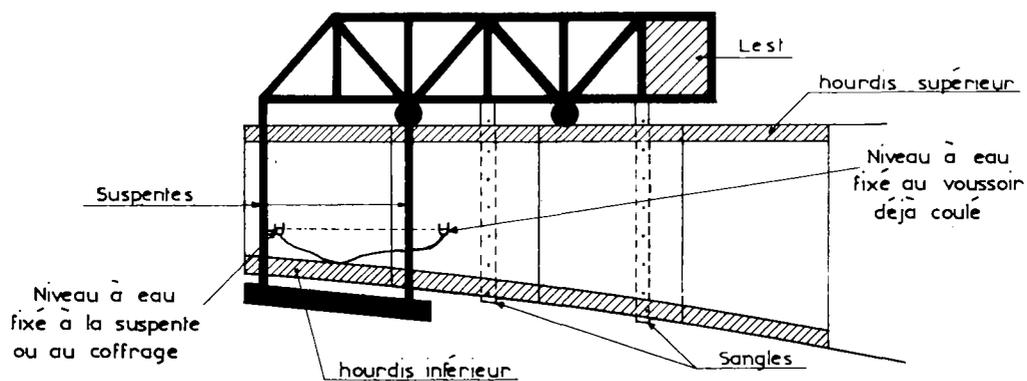


Fig. 40 - Contrôle des déformations de l'équipage.

Nous citerons, ci-dessous, à titre d'exemple, les cas des ponts d'OISSEL et de la PYLE.

	PONT D'OISSEL	PONT DE LA PYLE
Lundi	Mise en tension et décoffrage.	Mise en tension - avancement de l'équipage-ferraillage et bétonnage du hourdis inférieur.
Mardi Mercredi	Déplacement de l'équipage - Mise en place des gaines, du ferraillage et du coffrage.	Mise en place du coffrage et du ferraillage des âmes et du hourdis supérieur.
Jeudi	Bétonnage du voussoir : hourdis inférieur puis âmes et enfin hourdis supérieur.	Bétonnage des âmes et du hourdis supérieur.
Vendredi Samedi Dimanche	Durcissement du béton. Enfilage des câbles. Préparation de la mise en tension.	Durcissement du béton. Décoffrage. Enfilage des câbles. Préparation de la mise en tension.

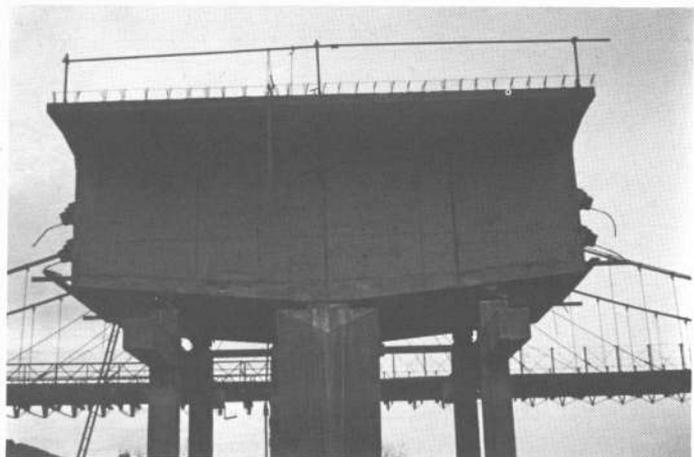
On voit donc que la vitesse d'avancement est de un voussoir par semaine et par équipage mobile. Cette vitesse ne peut être augmentée ; la vitesse d'avancement de l'ouvrage est donc directement liée au nombre d'équipages et à la longueur des voussoirs.

3,34. – Voussoirs particuliers.

3,341. – Voussoir sur pile.

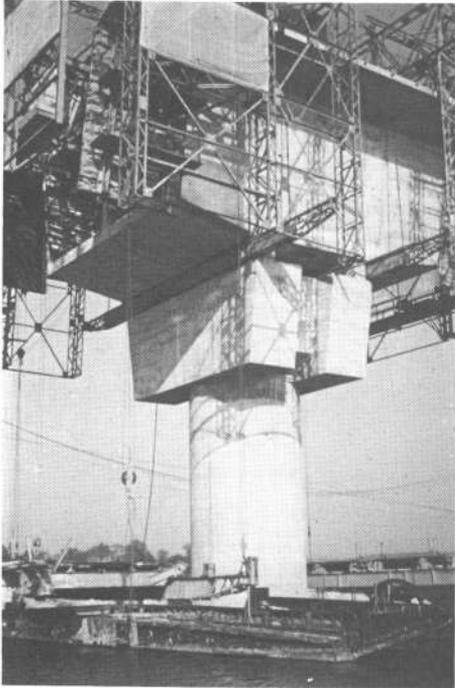
Ce voussoir, qui doit être encastré sur la pile au moins provisoirement pendant la construction de l'ouvrage, présente des difficultés particulières d'exécution, puisque sa construction précède la mise en place des appareils d'équipage mobile ; il nécessite donc des coffrages spéciaux qui s'appuient dans la mesure du possible sur le haut de la pile. Cependant, des appuis provisoires (voir photo 21) sont souvent nécessaires, à la fois pour soutenir ces coffrages spéciaux et pour assurer la stabilité au renversement du fléau ; il s'agit évidemment là d'une sujétion, alors que le mode d'exécution des voussoirs courants est conçu sans cintre au sol.

La longueur minimale de ce voussoir sur pile (en général 6 à 8 m) est imposée par les dimensions des équipages mobiles qu'il doit supporter pendant la construction des deux premiers voussoirs courants de part et d'autre de lui-même. Les photos 22 et 23 montrent successivement le montage des équipages mobiles et le démarrage des consoles.



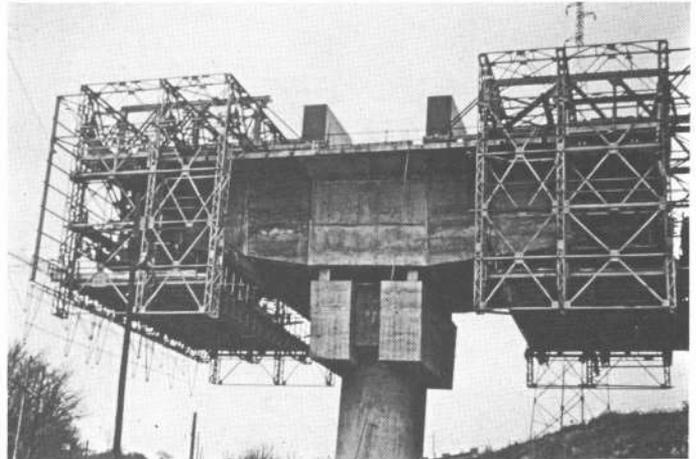
21 – Pont de Cadenet – Voussoir sur pile.

Pour bénéficier le plus possible du principe de la construction par encorbellement, et compte-tenu des difficultés d'accrochage du coffrage sur la pile, il est souhaitable de construire un voussoir sur pile le moins long possible. On peut distinguer à cet égard trois méthodes :



22 – Pont d’Oissel – Montage des équipages mobiles.

23 – Pont d’Oissel – Equipages mobiles achevés.



La première consiste à adopter un voussoir sur pile symétrique suffisamment long (environ 10 m) pour permettre la mise en place des deux équipages mobiles qui avanceront simultanément de part et d’autre (cas des figures 41 et 42).

Dans la deuxième, le voussoir sur pile demeure symétrique, mais il est moins long (voir fig. 43) car on ne vient mettre en place le deuxième équipement mobile qu’après la construction du premier voussoir courant (numéroté 2 sur la figure), ce qui entraîne, en général, la présence d’une palée provisoire près de la pile pour compenser la dissymétrie de l’avancement.

Dans la troisième méthode, le voussoir sur pile est dissymétrique (fig. 44), la surlongueur prévue d’un côté étant égale à la demi-longueur d’un voussoir courant. Le premier voussoir coulé sur équipement mobile est placé du côté le plus court, et l’avancement se produit alternativement d’un côté et de l’autre, la dissymétrie étant limitée à un demi-voussoir. On peut citer comme exemple, la construction du pont sur le Danube, à GREIN.

3,342. – Voussoir de clavage.

Un voussoir de clavage est destiné à assurer la continuité du tablier entre deux parties de tablier construites à partir d’appuis voisins.

Il est généralement coulé à l’intérieur de l’un des équipages mobiles (photo 24) après remplacement des moules intérieurs par des coffrages classiques ; sa longueur (environ 2 à 3 m) doit être suffisante pour permettre la mise en tension des câbles de fléau des deux voussoirs voisins (au minimum l’encombrement des vérins).

D’autre part, sa longueur ne saurait excéder ce qui est réalisable au moyen de l’équipage mobile, sinon il faudrait un échafaudage supplémentaire, ce qui diminuerait l’économie du procédé. Notons que dans ces conditions, on ne peut rattraper que des erreurs assez faibles (les plus fréquentes) en ce qui concerne les erreurs d’alignement (en plan ou en profil en long) des extrémités de deux consoles adjacentes ; on peut en effet concevoir de compenser des défauts d’alignement en jouant sur certains renformis, sur la largeur du hourdis, ou encore, sur les corniches. Ce recours étant limité par la longueur du voussoir de clavage, il en résulte que les erreurs importantes ne sauraient être tolérées, si ce n’est celles susceptibles d’être compensées par les moyens de réglage prévus à l’avance.

25 – Pont d'Issy-les-Moulineaux – Plaques d'about préfabriquées.



24 – Pont de la Viosne – Construction du voussoir de clavage.



3,35. – Difficultés d'exécution particulières.

3,351. – Bétonnage.

Le bétonnage des voussoirs se fait en général en une phase (comme à OISSEL) ou en deux phases (comme à LA PYLE) ; dans ce dernier cas, on bétonne le hourdis inférieur, puis on vient s'appuyer sur celui-ci pour assurer le coffrage des âmes et du hourdis supérieur que l'on bétonne en deuxième phase. Nous avons vu que si l'équipage mobile manque de rigidité et fléchit avant durcissement du béton du hourdis inférieur, une fissure peut se produire dans celui-ci au contact avec le voussoir précédent.

On peut essayer de remédier à cet inconvénient en réservant un joint d'une vingtaine de centimètres entre le hourdis inférieur et le voussoir précédent, joint que l'on vient alors bétonner dans la phase suivante à condition, bien entendu, que le coffrage intérieur de l'équipage mobile ait été conçu pour permettre cette opération.

3,352. – Mise en tension.

Les mises en tension s'effectuent sur un béton très jeune puisque celui-ci est âgé d'environ trois jours ; il est fondamental de vérifier la résistance du béton grâce à des essais d'information effectués en écrasant des éprouvettes cylindriques. Il est bon à partir de celles-ci, d'étalonner un scléromètre, appareil peu précis mais commode pour vérifier rapidement sur le chantier que le béton du voussoir est en état de supporter les efforts localisés dus à la précontrainte.

Il arrive, en effet, que l'on constate des poinçonnements sur béton trop frais, accident dont la fréquence est augmentée par un défaut de perpendicularité du vérin par rapport au plan de béton supportant les organes d'ancrage ; il est donc particulièrement important, ici, de surveiller le bon positionnement du vérin.

Signalons enfin que l'on peut éviter les inconvénients d'un béton trop jeune en ayant recours à des plaques d'appui préfabriquées, donc plus âgées (photo 25).

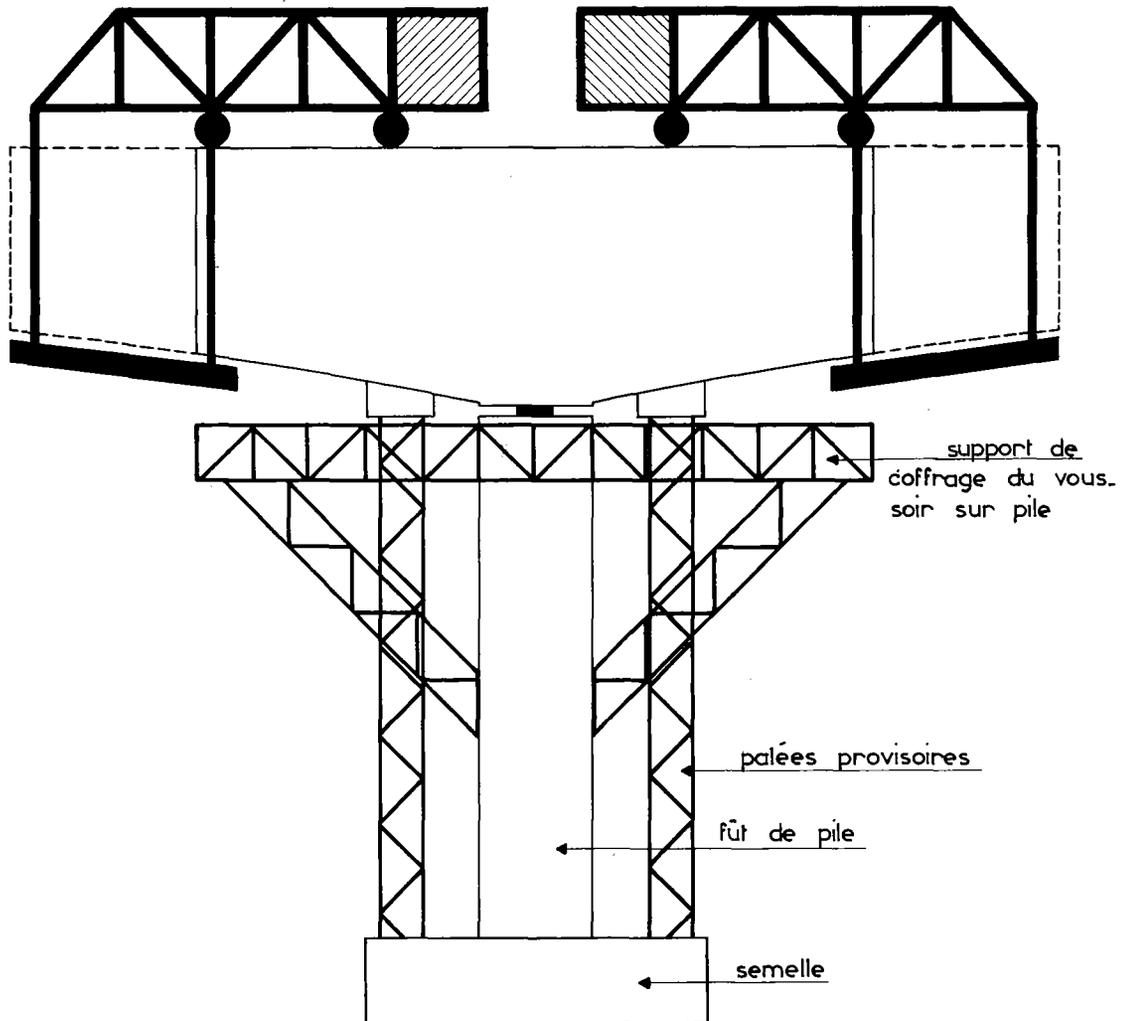


Fig. 41. Voussoir sur pile long – Palées provisoires.

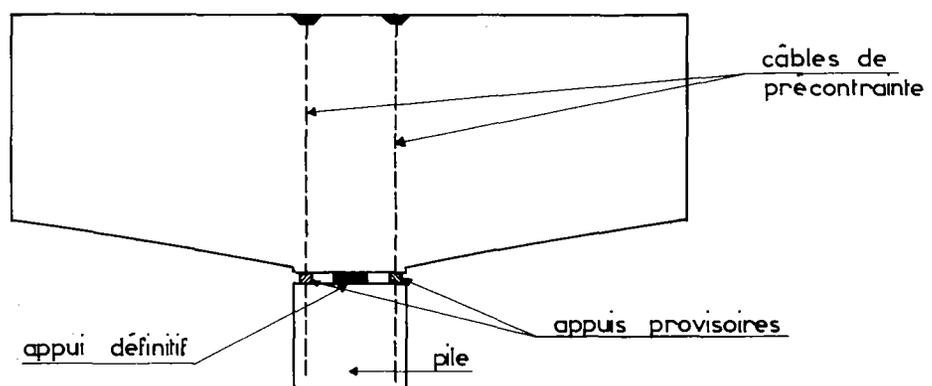


Fig. 42. Même voussoir – Encastrement par précontrainte.

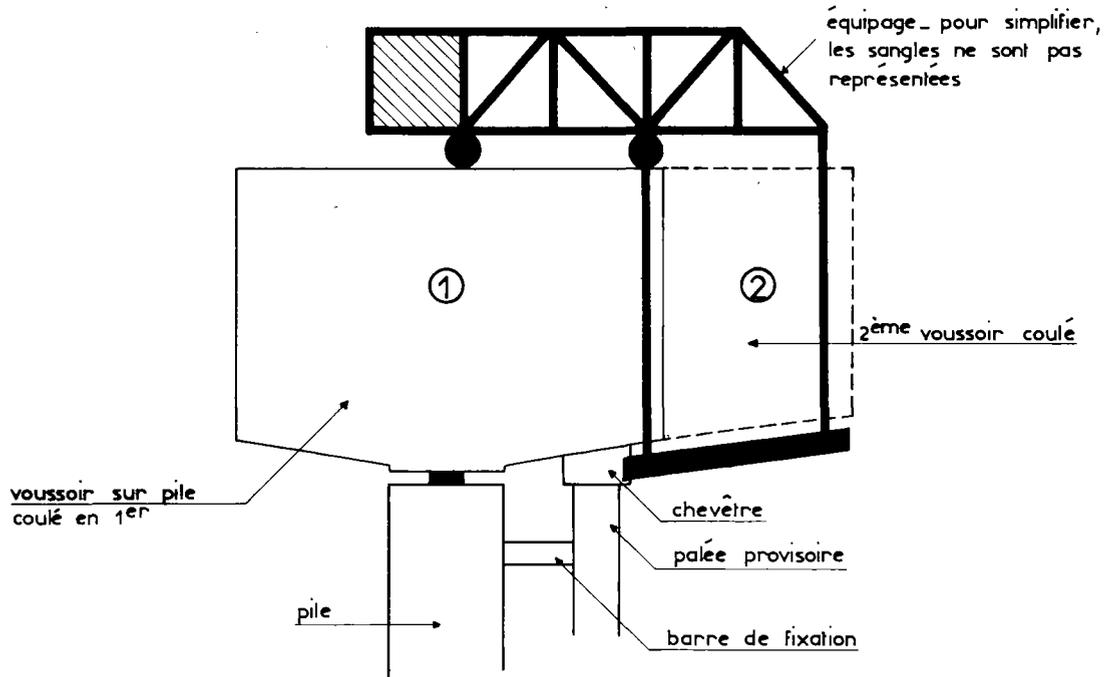


Fig. 43 a. Construction du voussoir n° 2 après mise en place du premier équipement.

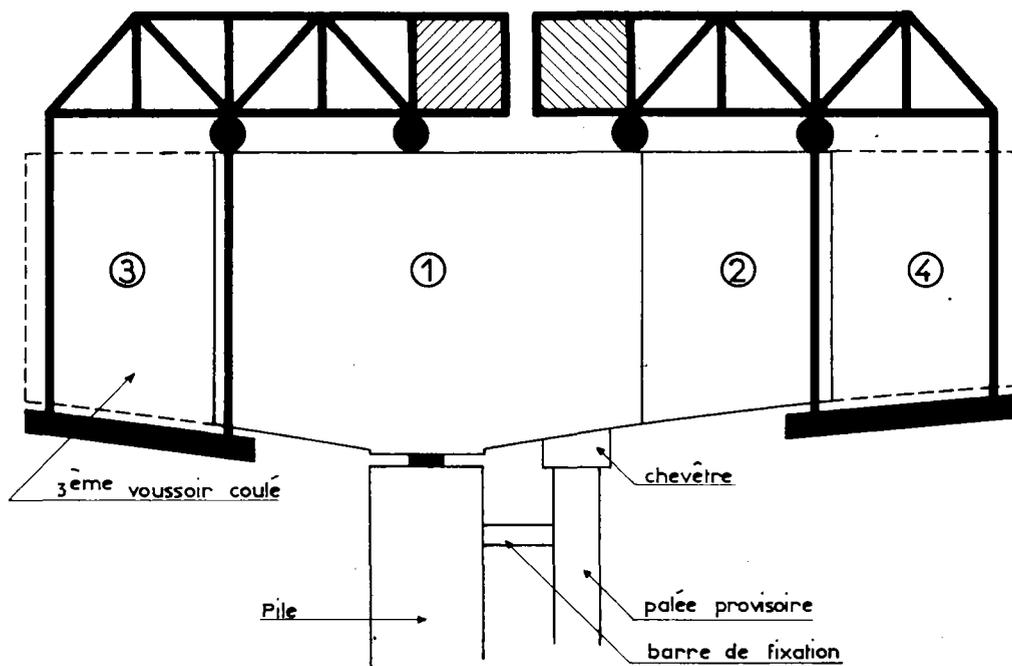


Fig. 43 b. Avancement du premier équipement.
Mise en place du deuxième équipement mobile et construction du voussoir n° 3.

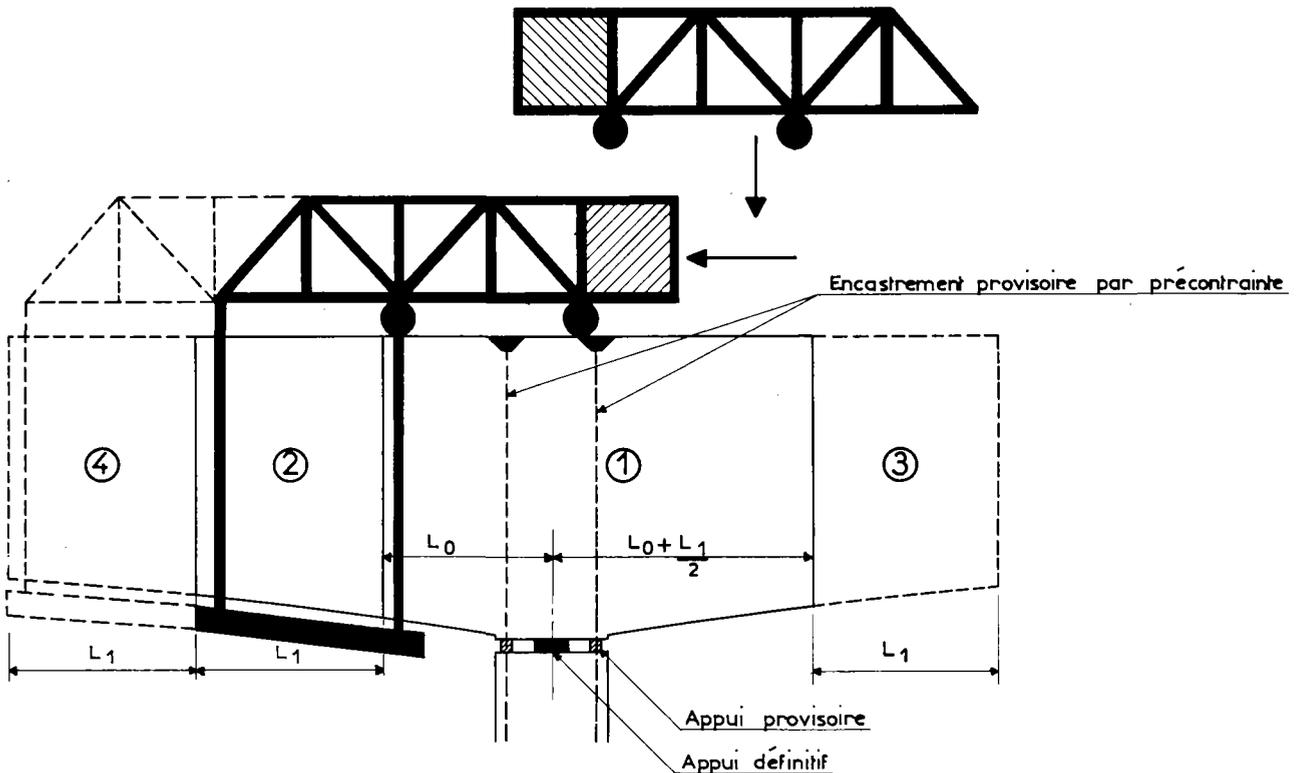


Fig. 44. Voussoir sur pile dissymétrique.

3,353. – Injection.

Nous avons vu en 3,263, les problèmes généraux posés par l'injection. Dans le cas de voussoirs coulés en place, ces problèmes sont particulièrement ardu, puisque l'exécution d'un fléau peut prendre deux à trois mois, délai qui doit être considéré comme très excessif vis-à-vis de l'injection. Nous signalons que, pour les ponts de TOURVILLE et d'OISSEL, on a adopté une injection par paquet de câbles correspondant à un cycle d'environ trois semaines. Il s'agit là d'un moyen terme que nous préconisons vivement d'adopter, plutôt que d'attendre l'exécution complète du fléau.

3,354. – Topographie.

Nous avons déjà insisté (en 3,22) sur la nécessité de contrôler soigneusement la géométrie de l'ouvrage.

Pour le bon déroulement des opérations, il faut que le chantier dispose du tableau des flèches correspondant à tous les stades de la mise en œuvre de chaque voussoir : mise en place de l'équipage mobile et réglage, bétonnage du voussoir, mise en tension, déplacement de l'équipage mobile, et ainsi de suite. En particulier, il est indispensable de connaître les déformations des équipages mobiles qui existent toujours, même s'ils sont du type lourd (bonne rigidité).

D'autre part, il faut contrôler soigneusement les cotes par des mesures optiques à chaque phase de la construction, afin de les comparer aux cotes prévues par les calculs, d'en déduire (éventuellement) des modifications quant aux hypothèses de calcul des flèches instantanées et surtout différées, et d'obtenir les nouvelles contre-flèches à prévoir pour la suite des opérations. Nous avons déjà vu dans la deuxième partie de ce texte que les calculs sont relativement complexes et relèvent par conséquent de l'ordinateur.

3.4. — Construction par voussoirs préfabriqués.

3.41. — Principe.

Nous avons vu les difficultés que présentait la mise en précontrainte sur du béton jeune ; elles disparaissent dans le cas de la préfabrication qui permet de mettre en œuvre des voussoirs dont le béton (plus âgé) a pu atteindre lors de la mise en tension des câbles une résistance plus grande que dans le cas de voussoirs coulés en place. En outre, une partie importante du retrait a pu se produire, réduisant à un taux assez faible les déformations ultérieures dues à ce phénomène : les déformations dues au fluage sont également moins importantes, celles-ci décroissant avec l'âge du béton lors de la mise en charge (accroissement des modules). Un autre avantage de la préfabrication est qu'elle permet d'améliorer l'aspect des parements (teinte plus uniforme et meilleur alignement des parois).

Comme pour toute préfabrication, ce mode de construction est d'autant plus avantageux que le nombre d'éléments à préfabriquer est plus grand (voir photo 26). C'est pourquoi on a intérêt à préfabriquer intégralement l'ouvrage, y compris les voussoirs sur piles et la partie des travées de rive (côté culée) mise en œuvre sur cintre. Il peut cependant y avoir des exceptions, tel le pont de PIERRE BENITE, où le voussoir sur pile a été coulé en place en raison de la complexité géométrique due au biais de l'ouvrage.



26 — Pont du Gardon — Stockage de voussoirs.

Les dimensions des voussoirs, en particulier leur longueur, sont fonction des moyens de levage et de transport dont dispose le chantier ; ils ne doivent être ni trop lourds, ni trop encombrants ; le tableau II donne les principales caractéristiques des voussoirs préfabriqués mis en œuvre dans un certain nombre d'ouvrages français. Pour limiter le poids et l'encombrement de certaines pièces, il est arrivé que le voussoir sur pile soit exécuté en deux éléments, par exemple au pont AMONT du boulevard périphérique sur la Seine.

La pose de ces voussoirs est rapide si les joints sont sans épaisseur, car il n'y a pas à attendre le durcissement du mortier ou du béton du joint avant de procéder à la mise en tension. C'est cette méthode de joint sans épaisseur qui est la plus fréquemment employée, sous la forme de la technique dite "à joints conjugués". Celle-ci consiste à couler sur l'aire de préfabrication deux voussoirs successifs l'un contre l'autre, le voussoir déjà bétonné servant de moule au voussoir suivant ; on obtient ainsi au montage deux surfaces qui coïncident parfaitement, ce qu'il est impossible d'obtenir autrement.

Lors de la mise en place, chaque voussoir est fixé au précédent (photo 27) par des poutres métalliques provisoires (le brélage), après que les faces en regard aient été enduites d'une résine époxyde, produit thermodurcissable (pratiquement sans retrait) et présentant une excellente adhésivité sur la plupart des matériaux (emploi comme colle). Des clés formant tenons et mortaises, disposées dans le hourdis supérieur et les âmes, permettent par leur emboîtement une mise en place aisée en assurant le positionnement relatif de deux voussoirs successifs ainsi que la tenue du joint (pas de glissement dans son plan) durant le durcissement de la résine.

3.42. — Préfabrication des voussoirs.

La préfabrication peut s'effectuer, soit sur fond de moule (ou doucine), soit à poste fixe dans des cellules.

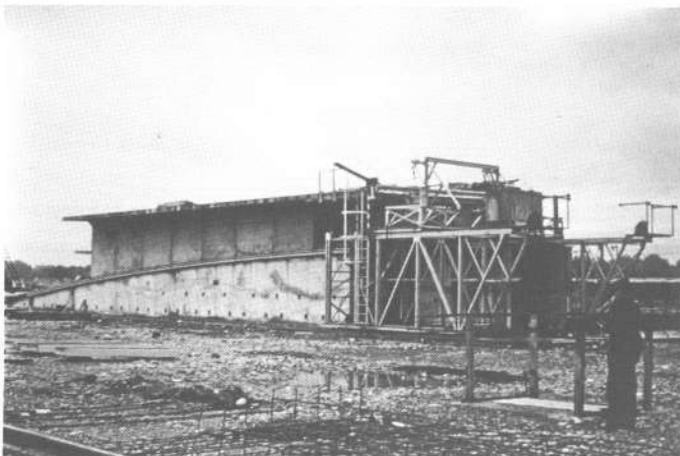
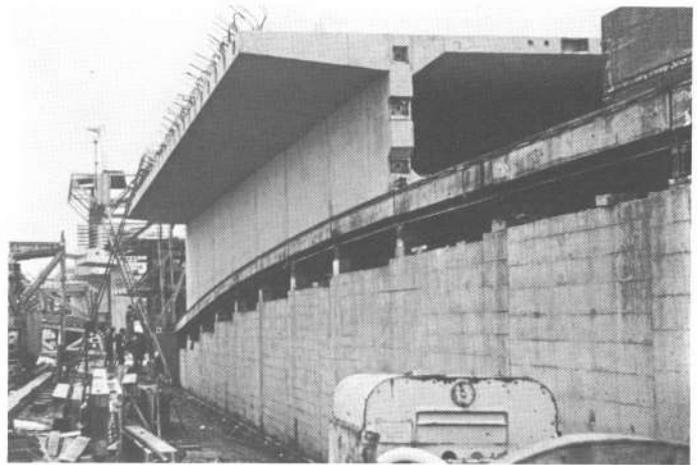
3.421. — Préfabrication sur fond de moule.

La préfabrication sur fond de moule, "doucine" ou "slipform" (fig. 45 et photos 28 et 29) a été employée aux ponts de CHOISY-LE-ROI, OLERON, BONPAS, BAYONNE et TOURS. Elle consiste à bétonner



27 – Pont de Conflans.
Mise en place du brélage supérieur.

28 – Pont de Bayonne – Slip-form.



29 – Pont de Bonpas – Slip-form.

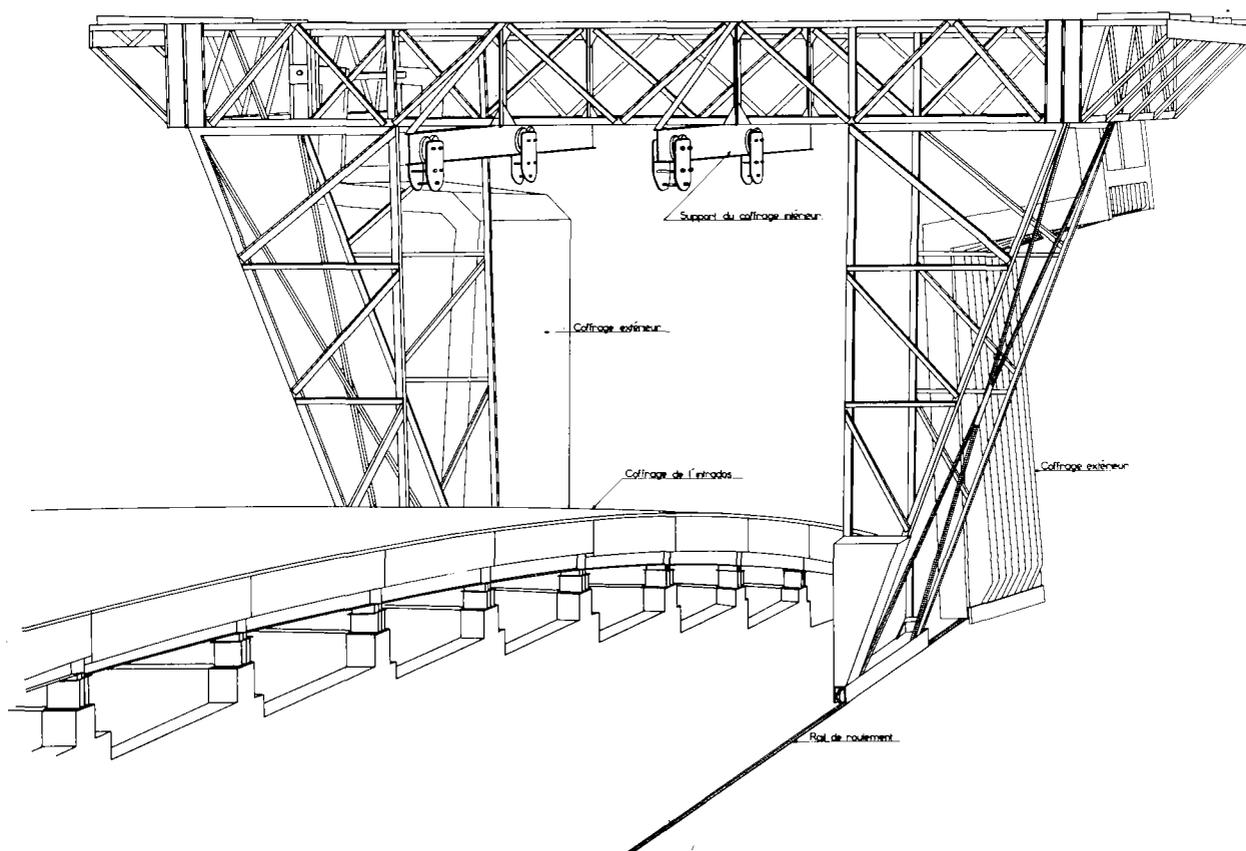


Fig. 45. Slip-form.

l'ensemble d'un fléau sur l'aire de préfabrication par la technique des joints conjugués avec un coffrage mobile qui se déplace le long du fond de moule (qui lui est fixe) dont la forme est celle de l'intrados de l'ouvrage, compte-tenu de la contre-flèche.

Cette technique ayant l'inconvénient d'exiger beaucoup de place, on peut, si le fléau est parfaitement symétrique, ne construire qu'un demi-fléau à la fois, d'autant plus que le voussoir sur pile est généralement préfabriqué par moitié. Dans ce dernier cas, le bétonnage a lieu en trois phases :

- bétonnage du voussoir sur pile,
- bétonnage des voussoirs adjacents et dégagement du voussoir sur pile,
- réglage de ces voussoirs adjacents, bétonnage des autres voussoirs et dégagement des voussoirs précédents.

Si l'on veut se dispenser de la phase de réglage, il faut bétonner la totalité du fléau avant de dégager l'ensemble des voussoirs.

Il convient de prendre des précautions pour décoller sans dommage les voussoirs les uns des autres ; il semble que divers produits soient utilisés pour marquer la séparation entre voussoirs successifs, en particulier, talc, savons, huiles solubles. Faute d'études approfondies, une certaine anarchie règne dans ce domaine, mais on peut affirmer dès maintenant que l'utilisation d'huile soluble (et très probablement le savon) retire toute adhérence à la colle (du moins en l'absence d'un traitement approprié de la surface du joint).

La cadence de préfabrication couramment atteinte est d'un voussoir par jour et par cellule avec du béton chaud, et même plus en cas d'étuvage.

L'avantage principal de ce mode de préfabrication est la garantie du respect de l'intrados ; toutefois, un inconvénient non négligeable est l'encombrement des installations ainsi que le déplacement du coffrage sur toute la longueur du banc de préfabrication.

VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS

Tableau n° 2.

Dénomination du pont	Entreprise	Date de fin des travaux	Poids des voussoirs			Longueur des voussoirs		Nombre de caissons
			Sur pile	Courant le plus lourd	Courant le plus léger	Sur pile	Courant	
Choisy-le-Roi	C.B.	1965	55	25	20	5,00	2,50	2 à 2 âmes
Oléron	C.B.	1966	73	52	42	3,00	3,30	1 à 2 âmes
Aval à Paris	C.B.	1968	75	60	40	3,53	3,53	2 à 2 âmes
Juvisy	C.B.	1968	50	46	29	3,80	3,80	2 à 2 âmes
Bonpas	L.B.	1969	30	30	20	5,60*	2,50	2 à 2 âmes
Amont à Paris	C.B.	1969	2 x 80	65	45	2 x 3,33	3,33	2 à 2 âmes
Bayonne	C. et T.T.	1970	75	50	30	3,14	3,14	2 à 2 âmes
Blois	C.B.	1970	75	65	40	2,80	3,54	2 à 2 âmes
Aramon	C.B.	1970	75	52	25	2,62	3,28	1 à 2 âmes
Bourg-Saint-Andéol	C.B.	1971	65	52	25	2,62	3,28	1 à 2 âmes
Conflans sur la Seine	C.B.	1971	63	54	42	3,00	3,32	2 à 2 âmes
Tours	C.	1972	39	39	31	2,35	3,76	2 à 2 âmes
Mirabeau à Tours	C.	1972	40	40	32	2,75	3,76	2 à 2 âmes
Remoulins sur le Gardon	C.B.	1972	61	41	28	2,40	3,33	2 à 2 âmes
Marennes sur la Seudre	C.B.	1972	75	52	39	3,00	3,30	1 à 2 âmes

Les poids sont exprimés en tonnes, les longueurs en mètres.

* Coulé en place

3,422. – Préfabrication à poste fixe.

La préfabrication à poste fixe dans une cellule (fig. 46 et photos 30 et 31) a été employée aux ponts du périphérique AMONT et AVAL, de PIERRE BENITE, de BLOIS, d'ARAMON, de BOURG-SAINT-ANDEOL, de CONFLANS et sur le chantier de l'autoroute B3 à NOISY-LE-SEC. Dans ce cas, la cellule de préfabrication est fixe et c'est le voussoir durci qui est déplacé pour servir de coffrage (joints conjugués) au bétonnage du voussoir suivant.

La succession des différentes opérations est ordinairement la suivante :

- mise en place de la cage d'armatures préparée à l'avance avec gaines et ancrages (voir photos 32 à 34) ; ces cages doivent présenter un minimum de rigidité (voir un mauvais exemple sur la photo 34) ;
- introduction du noyau (coffrage intérieur) dans la partie fixe ;
- réglage du voussoir contre-moule ;
- bétonnage (avec étuvage) et décoffrage environ dix heures après ;
- transport du voussoir contre-moule au stockage ;
- dégagement du noyau ;
- déplacement du voussoir bétonné pour l'amener en position de contre-moule.

La cadence obtenue est la même que ci-dessus, en 3,421, c'est-à-dire de un voussoir par jour et par cellule. Le nombre de cellules est évidemment en relation avec l'importance du chantier ; par exemple, pour le chantier de l'autoroute B3, l'entreprise a utilisé quatre cellules pour faire plus de 2 000 voussoirs.

3,43. – Transport des voussoirs.

3,431. – Poids des voussoirs.

Il est intimement lié au mode de levage ; une grue classique à terre au sur ponton peut soulever au maximum une cinquantaine de tonnes. On peut atteindre 80 t avec une grue " Lima " par exemple. La poutre de lancement du pont de SAINT-CLOUD, en construction au moment de la parution de ce document, pourra transporter des éléments pesant jusqu'à 100 t. Ce sont ces conditions de levage qui imposent la longueur maximale des voussoirs (voir tableau II pour ces longueurs ainsi que pour le poids des voussoirs).

3,432. – Mode de transport des voussoirs.

Les modes de transport sont très variés, et dépendent, bien entendu, du site de l'ouvrage ainsi que des matériels dont dispose l'entreprise ; on peut distinguer à ce sujet les transports par :

a) Bardeur automoteur, chariot et poutre de lancement : c'est le cas des ponts d'OLERON (photo 35), BLOIS et ARAMON. Un bardeur automoteur dépose les éléments sur un chariot qui se déplace (sur rails) sur le tablier déjà construit. Ce chariot apporte le voussoir jusqu'à la poutre de lancement qui repose d'un côté sur le tablier déjà construit, de l'autre côté sur la pile appelée à supporter le nouveau fléau à construire. Le voussoir est alors pris en charge par un chariot suspendu à la poutre de lancement et amené à sa position de mise en place.

Cette solution de poutres de lancement est assez onéreuse, mais peut être imposée par les difficultés d'accès à la verticale du fléau à construire ; pour le pont d'OLERON, par exemple, c'est la marée qui posait des problèmes d'accès.

b) Grue à terre et sur ponton flottant (photos 36 à 40) : c'est le cas des ponts du boulevard périphérique AMONT et AVAL, du pont de CHOISY-LE-ROI et de celui de CONFLANS. Les voussoirs stockés par un bardeur sont positionnés par une grue à chenilles évoluant à terre quand c'est possible et placés sur un ponton flottant dans le cas contraire ; la Seine étant navigable et le courant relativement faible, l'emploi d'un ponton ne pose pas de difficultés.

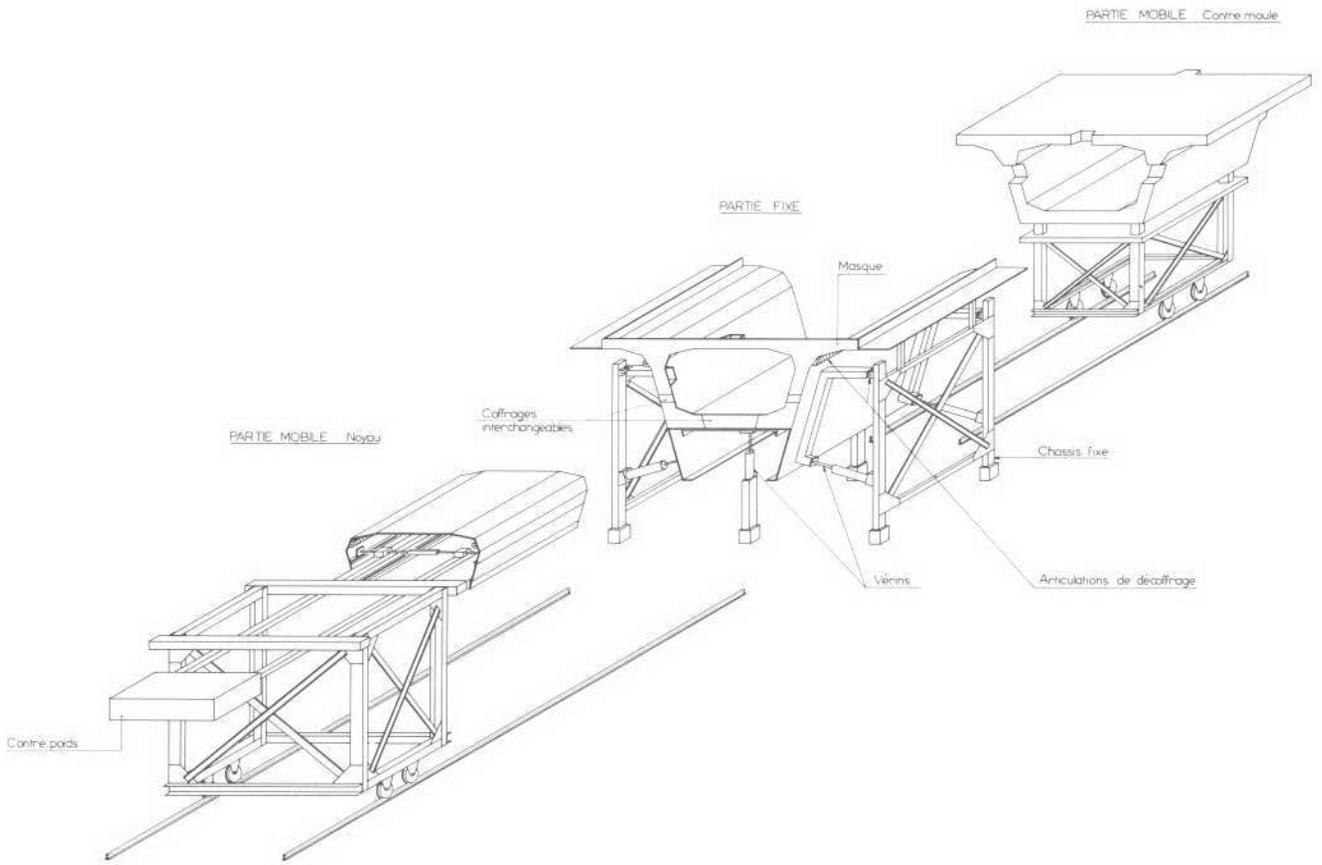
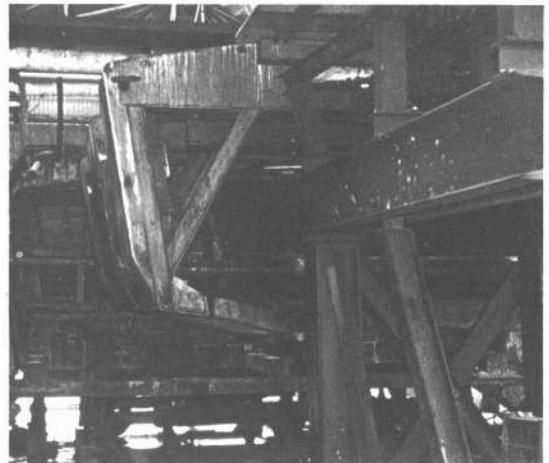
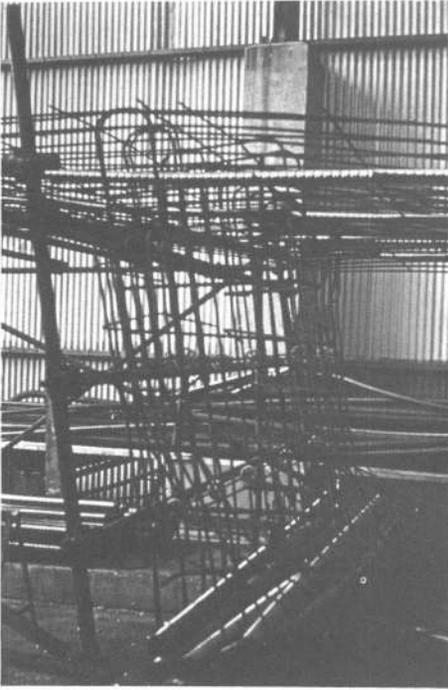


Fig. 46. Cellule de préfabrication.

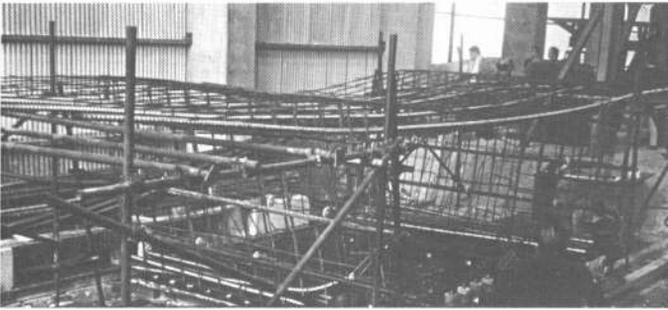
30 – Cellule de préfabrication
Coffrage des âmes.31 – Cellule de préfabrication.
Coffrage intérieur d'âme.



32 – Ferrailage d'un voussoir.



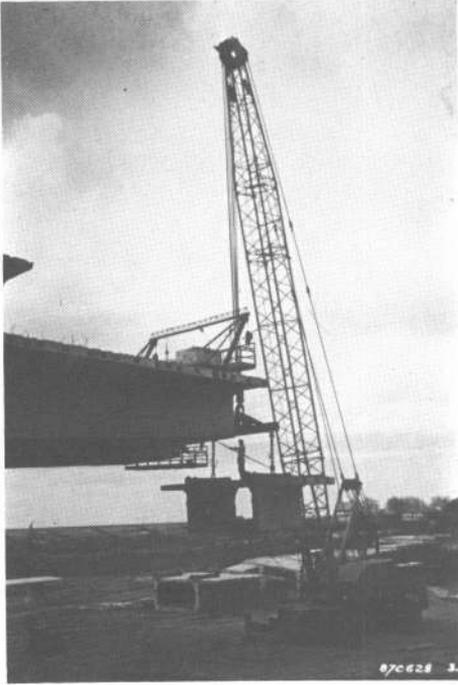
33 – Ferrailage d'un voussoir sur slip-form.



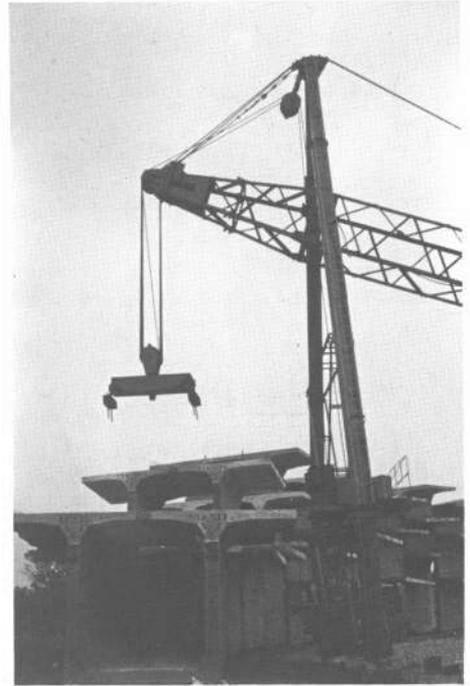
34 – Déformation du ferrailage du hourdis supérieur.

35 – Pont d'Oléron.
Poutre de lancement.





36 – Pont de Bompas
Pose d'un voussoir par grue à terre.



37 – Pont du Gardon.
Engin de levage.



38 – Pont aval du boulevard périphérique
à Paris.
Grue sur ponton.

- c) Ponton et charpente de levage sur le tablier : c'est le cas du pont de PIERRE BENITE. Les voussoirs sont transportés par des chalands à partir du chantier de préfabrication et pris en charge par des charpentes de levage mobiles prenant appui sur les extrémités de fléaux déjà construits.
- d) Bardeur roulant sur pont Bailey : c'est le cas du pont de TOURS. Le stockage des voussoirs s'effectue à l'aide d'une grue-tour se déplaçant sur rails. Un chariot monté sur rails et roulant sur la partie de tablier déjà construite apporte les voussoirs jusqu'à un bardeur roulant sur un pont Bailey qui repose sur des appuis provisoires et se déplace à mesure que l'ouvrage progresse.

L'énumération qui précède montre que les méthodes de transport des voussoirs sont très variées ; elle ne saurait d'ailleurs être considérée comme exhaustive.

3,44. – Pose des voussoirs.

3,441. – Processus général

Les faces en regard des deux voussoirs successifs sont enduites chacune de résine ; ensuite on positionne le dernier voussoir amené contre le voussoir précédent grâce aux guides formés par les clés. Enfin, on met en place le brélage, destiné à maintenir les deux voussoirs au contact l'un de l'autre, pendant qu'on enfile les câbles et avant la mise en tension de ceux-ci. La cadence moyenne de pose est de trois à quatre voussoirs par jour.

3,442. – Clavage.

La jonction entre deux abouts de console adjacents est réalisée au moyen d'un voussoir de clavage préfabriqué qui est plaqué par un brélage provisoire contre l'extrémité de l'une des consoles (fig. 47 et photos 41 à 43). Il reste alors à bétonner le joint " maté " dont l'épaisseur peut être comprise entre 15 et 40 cm, puis à mettre en tension les câbles de continuité après durcissement du béton de joint. Les fléaux en regard sont bien entendu brêlés pendant le durcissement du joint.

3,443. – Collage des voussoirs.

Nous avons vu que les surfaces des voussoirs en regard étaient enduites de résine époxyde dont il convient de préciser le rôle.

Les résines époxydes sont des matières thermodurcissables et infusibles après durcissement ; elles durcissent pratiquement sans retrait, ont une excellente adhésivité sur la plupart des matériaux, une bonne résistance à l'eau et aux solutions aqueuses de produits chimiques les plus divers ; enfin, elles présentent de hautes caractéristiques mécaniques.

L'ensemble de ces propriétés permet d'entrevoir le rôle des résines époxydes dans les joints, à savoir d'éviter que ceux-ci constituent des points faibles de la construction ; théoriquement, ces résines sont en mesure d'assurer l'étanchéité des joints (rôle essentiel) tout en permettant d'obtenir, grâce à leurs qualités adhésives, une résistance mécanique de l'ensemble de la pièce. Comme il est inutile d'avoir des joints plus résistants que le reste de la construction, nous estimons qu'il est suffisant de rechercher une résistance à la traction des joints du même ordre de grandeur que celle du béton qu'il s'agit de coller. Observons à ce sujet qu'il ne paraît pas superflu de rechercher une telle résistance à la traction, car on peut légitimement penser qu'elle va de pair avec une bonne étanchéité.

Les qualités que nous venons d'évoquer ne peuvent être obtenues qu'à partir de surfaces sèches et parfaitement propres, sinon la colle n'adhère pas ; or, sur le chantier, les surfaces en cause portent toujours des taches de graisse, d'huiles (et d'autres produits de décoffrage) ainsi que des imperfections diverses (laitances par exemple) qu'il convient d'éliminer. Un simple lavage à l'eau claire (constaté hélas sur certains chantiers) ne saurait suffire ; nous pensons même que le décapage à la brosse métallique (qui n'est jamais propre) constitue une mauvaise préparation des surfaces. Seul le sablage permet d'escompter un bon collage, à condition qu'il ne soit pas trop prononcé, sinon les faces à mettre au contact finiraient par perdre leur qualité de joint conjugué. En conclusion, la préparation des surfaces à coller est une opération essentielle trop systématiquement négligée à l'heure actuelle ; des essais récents ont montré que les joints, tels qu'ils sont exécutés en FRANCE, ne présentent aucune résistance à la traction. Nous estimons qu'il ne suffit pas de tenir compte de ce fait dans les calculs, mais qu'il faut en outre agir sur le chantier pour obtenir une amélioration des préparations de surface, car une

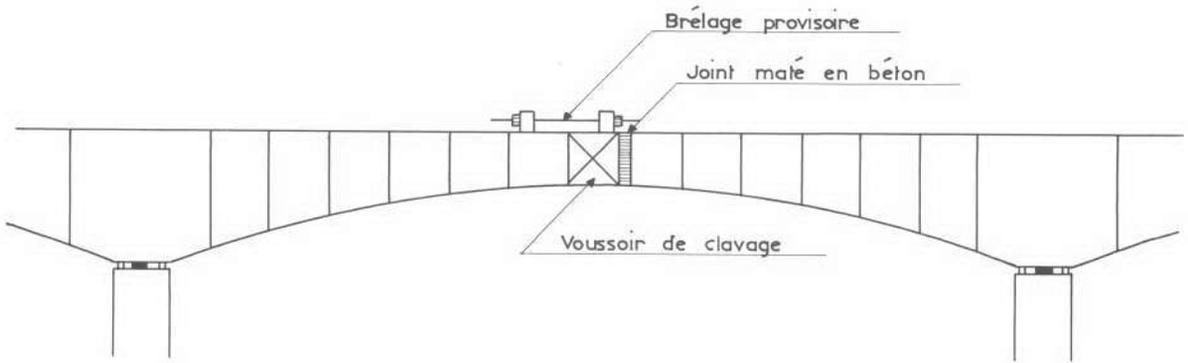
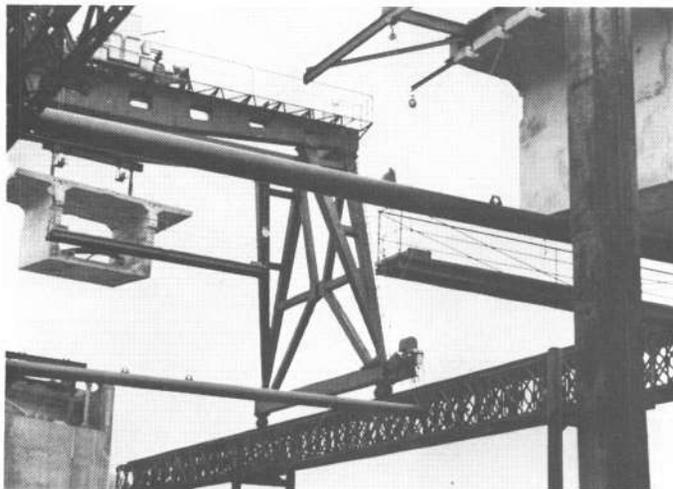


Fig. 47. Clavage d'une travée à voussoirs préfabriqués.

39 – Pont de Conflans – Grue sur ponton.



40 – Pont de Tour – Transport de voussoir.



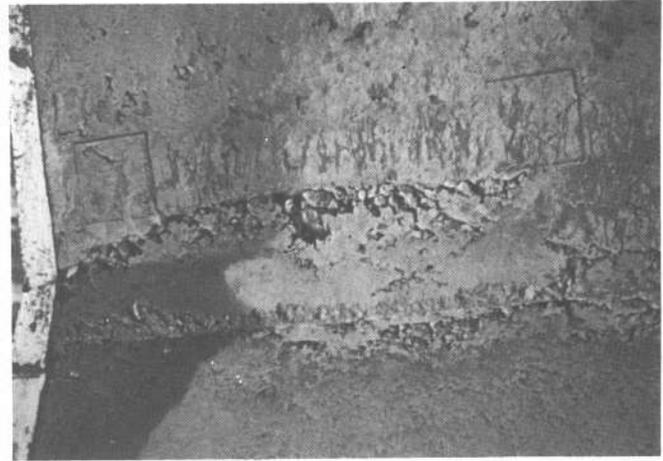
41 - 42 - 43
Pont de Conflans
Phases de mise en place d'un voussoir.





44 – Câbles mal stockés
et soumis aux intempéries.

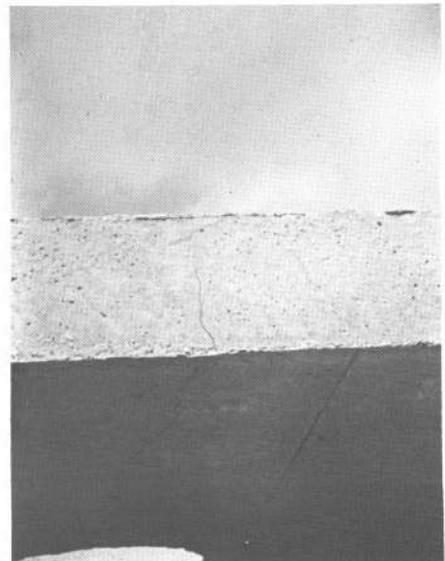
45 – Bétonnage déficient
d'un gousset inférieur d'âme.



46 – Coffrage peu soigné.



47 – Fissure de retrait dans le hourdis
supérieur d'un voussoir en stockage.



résistance à la traction nulle s'accompagne sans doute d'une étanchéité médiocre, susceptible de mettre en cause la durée de vie de l'ouvrage.

Pour ce qui est de la mise en œuvre proprement dite des résines, rappelons que leur durcissement ne peut s'effectuer que moyennant certaines conditions de température et d'hygrométrie ; en particulier, leur application ne doit avoir lieu qu'à une température ambiante supérieure à 5° C ; le durcissement s'effectue en moins de 24 heures pour une température de l'ordre de 18° C. Mentionnons enfin que l'épaisseur de résine est de l'ordre de 2 à 3 mm (sur l'ensemble des deux faces du joint) et que l'épaisseur du joint après mise en tension est de l'ordre du demi-millimètre.

3,45. – Dispositions constructives.

3,451. – Coffrage.

La principale particularité du coffrage des voussoirs préfabriqués est la présence des clés formant tenon et mortaise, ainsi que des réservations prévues pour le transport et le brélage.

Les clés doivent assurer le guidage et le réglage des voussoirs (lors de leur pose) dans deux directions orthogonales ; on trouvera donc :

- d'une part, une clé pour permettre le réglage en plan ; elle est généralement placée dans le hourdis supérieur ;
- d'autre part, une clé dans chaque âme pour permettre le réglage en altitude ; en outre, ces clés d'âme assurent la résistance à l'effort tranchant avant la mise en tension.

3,452. – Ferrailage.

Les dispositions particulières à la préfabrication sont les suivantes :

- les armatures passives ne traversent pas les joints entre voussoirs ;
- les voussoirs ayant même longueur, il est préférable de faire varier le diamètre des étriers plutôt que leur espacement ;
- afin de faciliter la préfabrication et pour réutiliser les coffrages d'extrémités des voussoirs, il est souhaitable de prévoir une disposition régulière des ancrages et des trous de passage des câbles.

3,46. – Difficultés d'exécution.

On retrouve, bien entendu, les problèmes généraux liés à l'exécution du béton précontraint ; nous présentons ici quelques exemples de ce qu'il ne faut pas faire (photos 44 à 47) étant entendu que si ces imperfections ont été constatées sur des chantiers de voussoirs préfabriqués mis en œuvre par encorbellement, elles ne sont nullement spécifiques de cette méthode dont les principaux problèmes d'exécution sont les suivants :

3,461. – Construction des voussoirs.

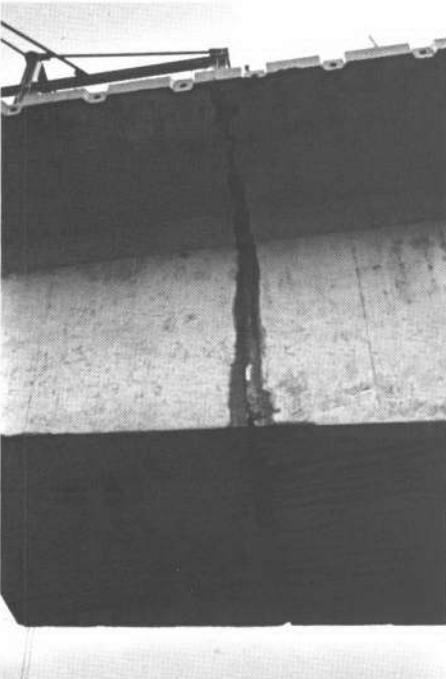
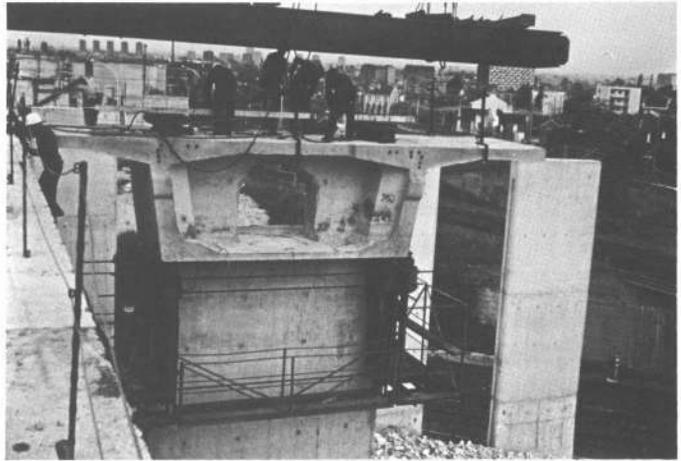
Pour la topographie, le contrôle doit être particulièrement strict, car à défaut d'une vérification avant la mise place, on ne peut plus pratiquement rien rectifier après celle-ci ; par exemple, une différence très faible sur la longueur des deux âmes d'un pont droit conduira après mise en place à un ouvrage courbe (si l'erreur est toujours du même côté).

Il est à noter que le contrôle de la géométrie des voussoirs est moins facile dans le cas d'une construction à poste fixe que dans celui de la construction sur doucine, car dans ce dernier cas, le contrôle peut se faire sur la console entière et non sur des voussoirs pour lesquels la même erreur peut se trouver multipliée par le nombre d'éléments.



48 – Viaduc de B3 Sud –
Appuis provisoires du voussoir sur pile.

49 – Viaduc de B3 Sud –
Pose du voussoir sur pile.



50 – Fuites à l'injection.

3,462. – Pose des voussoirs.

Le premier voussoir posé (sur pile) conditionne la direction des consoles partant de cette pile ; sa pose (photos 48 et 49) doit donc être particulièrement soignée, ce qui d'ailleurs ne dispense nullement de prévoir des dispositifs de réglage.

Dans le cas où le tablier se compose transversalement de plusieurs caissons, la mise en œuvre d'une précontrainte transversale impose que les gaines correspondantes se trouvent bien en face les unes des autres, condition difficile à remplir de façon satisfaisante.

3,463. – Injection.

Nous avons déjà signalé, en 3,273, la difficulté d'obtenir une bonne étanchéité des raccords (voir exemple de fuite à l'injection sur la photo 50) ; la principale conséquence de ce fait, est qu'on ne peut injecter qu'une fois le fléau terminé ; cependant, le problème posé par les délais est moins ardu que dans le cas de voussoirs coulés en place, puisque la construction d'un fléau à voussoirs préfabriqués demande environ quinze jours, délai que l'on peut encore essayer de réduire en injectant par paquets de câble. Par contre, les risques de contamination des gaines voisines sont plus grands, ce qui conduit parfois à réaliser des injections simultanées.

MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
SERVICE D'ÉTUDE TECHNIQUE DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, AVENUE ARISTIDE-BRIAND - 92 BAGNEUX - TÉL. 655.42.42

PONTS EN BÉTON
PRÉCONTRAIT CONSTRUITS
PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

ANNEXE I

EXEMPLE DE DÉTERMINATION

ANNEXE I

SOMMAIRE

	Pages
1 – EXEMPLE DE DÉTERMINATION D'UN OUVRAGE CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS	1
1,1. – Quelques rappels	1
1,2. – Données initiales	4
1,3. – Efforts dus aux différentes actions	6
1,4. – Détermination des sections	11
1,5. – Validité de l'approximation faite	14
1,6. – Conclusions	18
 2 – CALCULS COMPLÉMENTAIRES	 18
2,1. – Vérification à l'effort tranchant	18
2,2. – Adaptation par fluage	22
2,3. – Effets de la température	23

A N N E X E I

Cette annexe présente un exemple de détermination d'ouvrage construit par encorbellements successifs, ainsi que quelques précisions concernant des points particuliers du calcul.

1 – EXEMPLE DE DÉTERMINATION D'UN OUVRAGE CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

L'exemple ci-après constitue un premier dégrossissage pour lequel on ne tient compte que des éléments essentiels, en négligeant tout ce qui ne conditionne pas les dimensions principales de l'ouvrage ; c'est dans cet esprit que nous ne ferons intervenir à ce stade, ni les moments hyperstatiques de précontrainte, ni la redistribution des efforts due au fluage du béton, ni les effets dus à la température, étant entendu que toutes ces actions ne sont nullement négligeables lorsqu'on étudie le câblage ou le dimensionnement de détail. Un tel dégrossissage donne des résultats convenables au stade de l'A.P.S.O.

1.1. – Quelques rappels

1.1.1. – Notations

La figure A1 précise les notations utilisées ; nous désignons par :

G le centre de gravité de la section,

v la distance de G à la fibre supérieure,

v' la distance de G à la fibre inférieure,

$h = v + v'$ la hauteur totale de la section,

e_o l'excentrement du câble moyen,

d la distance minimale du câble moyen à la fibre supérieure pour que l'enrobage des câbles soit suffisant,

d' la distance minimale du câble moyen à la fibre inférieure pour que l'enrobage des câbles soit suffisant.

En outre nous désignons par :

B, l'aire de la section,

I, son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G),

$\rho = \frac{I}{Bv^2}$, le rendement géométrique de la section,

c = ρv l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central,

c' = $\rho v'$ l'ordonnée du point le plus bas du noyau central,

M_g moments dus au poids propre,

M_q moments dus aux superstructures,

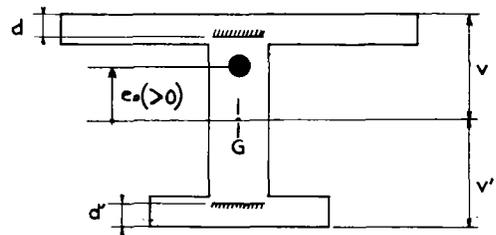


Figure A1

M_{s1} et M_{s2} les moments extrêmes (comptés algébriquement) respectivement maximal et minimal dus aux charges d'exploitation,

M_1 et M_2 les moments extrêmes respectivement maximal et minimal appliqués sur une section,

$$M = M_1 - M_2$$

F, effort de précontrainte (traction utile).

Notons enfin que nous utilisons pour les efforts tranchants (T) les mêmes indices que pour les moments.

1.12. – Quelques rappels de précontrainte

1.121. – Dans la mesure où on néglige les efforts hyperstatiques dus à la précontrainte, on doit avoir en chaque section (condition de non-traction du béton) :

$$-c' - \frac{M_2}{F} \leq e_o \leq c - \frac{M_1}{F}$$

1.122. – Sections sous-critiques

Ce sont celles pour lesquelles on n'est pas limité par les conditions d'enrobage des câbles ; on peut alors choisir F de telle sorte que :

$$-c' - \frac{M_2}{F} = c - \frac{M_1}{F}$$

$$\text{d'où } F = \frac{\Delta M}{c + c'}, \text{ et } e_o = c - \frac{M_1}{F} = -c' - \frac{M_2}{F}$$

$$\text{avec } -(v' - d') \leq e_o \leq v - d$$

Dans la mesure où l'on est maître des épaisseurs des deux membrures on peut les choisir de telle façon que (condition de la contrainte admissible de compression du béton désignée par $\bar{\sigma}'_b$).

$$\frac{I}{v} = \frac{I}{v'} = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_b}$$

On atteindrait alors, sous les cas de charge extrêmes les quatre contraintes limites (fig. A2 a) ; si une membrure surabondante est imposée a priori (par exemple membrure supérieure pour laquelle on a généralement $\frac{I}{v} > \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_b}$) on ne peut plus atteindre que trois contraintes limites (fig. A2 b).

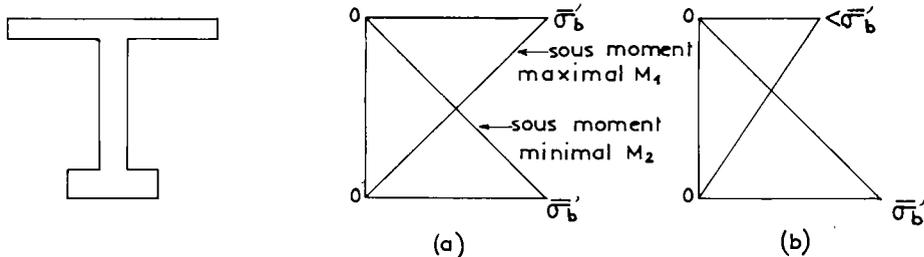


Figure A2

1,123. — Sections surcritiques

Ce sont celles pour lesquelles on est limité par les conditions d'enrobage des câbles, ce qui entraîne

$$F > \frac{\Delta M}{c + c'} = \frac{\Delta M}{\rho h}$$

F devra être alors au moins égal à la plus élevée des deux valeurs (suivant le moment qui est prépondérant) :

$$\frac{M_1}{v' + c - d'} \quad \text{et} \quad - \frac{M_2}{v + c' - d}$$

Le nombre des contraintes limites qu'il est possible d'atteindre dépend, comme dans le cas précédent de la possibilité de jouer sur l'épaisseur des membrures. Prenons le cas d'une section essentiellement soumise à des moments négatifs (section sur appui intermédiaire), donc M_2 (minimal en valeur algébrique) prépondérant.

Si on peut jouer sur l'épaisseur de la membrure supérieure on pourra atteindre trois contraintes limites (fig. A3 a) avec :

$$F = \frac{-M_2}{v + c' - d} = \frac{Bv\bar{\sigma}_b'}{h}$$

et $\frac{I}{v} = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_b'}$, (respect de la contrainte $\bar{\sigma}_b'$ sur la fibre supérieure)

Si la membrure supérieure est imposée (surabondante), cas général dans la pratique, on ne peut atteindre que deux contraintes limites (fig. A3 b) avec :

$$F = - \frac{M_2}{v + c' - d} = \frac{Bv\bar{\sigma}_b'}{h}$$

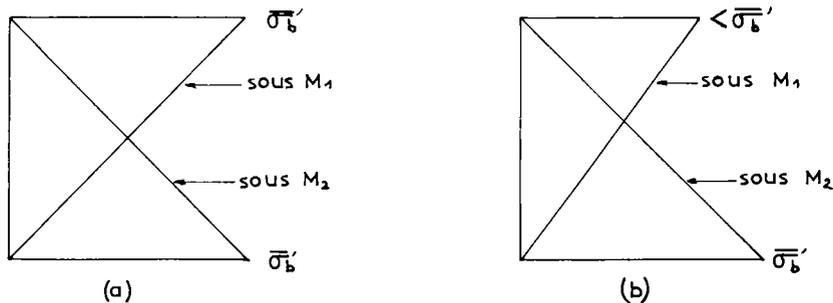


Figure A3

1,13. — Méthode des foyers pour le calcul d'une poutre continue

Reprenant les notations de M. COURBON, la méthode des foyers consiste à calculer à partir des constantes mécaniques a_i , b_i , c_i , de chaque travée, les rapports focaux respectivement de gauche φ_i et de droite φ_i' . Les deux groupes d'équation sont les suivants :

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0 & \varphi_n' &= 0 \\ \frac{b_2}{\varphi_2} &= a_2 + c_1 - b_1 \varphi_1 & \frac{b_{n-1}}{\varphi_{n-1}'} &= c_{n-1} + a_n - b_n \varphi_n' \\ \frac{b_{i+1}}{\varphi_{i+1}} &= a_{i+1} + c_i - b_i \varphi_i & \frac{b_i}{\varphi_i'} &= c_i + a_{i+1} - b_{i+1} \varphi_{i+1}' \\ \frac{b_n}{\varphi_n} &= a_n + c_{n-1} - b_{n-1} \varphi_{n-1} & \frac{b_1}{\varphi_1'} &= c_1 + a_2 - b_2 \varphi_2' \end{aligned}$$

Connaissant les rapports focaux et les rotations (ω'_i et ω''_i) d'extrémité de la travée i supposée indépendante (sous le cas de charge considéré), on calcule ensuite les moments fléchissants sur les appuis A_{i-1} et A_i lorsque la travée $A_{i-1} A_i$ est chargée.

$$M_{i-1} = \frac{\frac{\omega'_i}{\varphi'_i} + \omega''_i}{b_i \left(\frac{1}{\varphi_1 \varphi'_1} - 1 \right)}$$

$$M_i = - \frac{\omega'_i + \frac{\omega''_i}{\varphi_i}}{b_i \left(\frac{1}{\varphi_1 \varphi'_1} - 1 \right)}$$

Les moments sur les autres appuis se déduisent par les rapports focaux :

$$M_{i-2} = -\varphi_{i-1} M_{i-1} \quad M_{i-3} = -\varphi_{i-2} M_{i-2}, \text{ etc.}$$

$$M_{i+1} = -\varphi'_{i+1} M_i \quad M_{i+2} = -\varphi'_{i+2} M_{i+1}, \text{ etc.}$$

1,14. – Unités

Nous utilisons systématiquement comme unités (sauf précisions contraires)

pour les longueurs, le mètre (m)

pour les masses, la tonne (t)

pour les forces, le kilonewton (kN)

pour les contraintes, le mégapascal (MPa) qui vaut aussi 1N/mm^2 ou encore 10^3 kN/m^2 .

Comme accélération de la pesanteur, nous prenons $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

1,2. – Données initiales

1,21. – Données de base

1,211. – Il s'agit de déterminer un ouvrage à quatre travées, de 254 m de longueur entre axes des appuis extrêmes de rive, soient deux travées intermédiaires de 79 m et deux travées de rive de 48 m ; nous remarquons que $\frac{48}{79} = 0,608$ rapport voisin de ce qui a été indiqué comme constituant la valeur optimale (voir texte principal en 2,131).

1,212. – La plate-forme portée est schématisée sur la figure A4, étant entendu qu'il ne s'agit là que de l'un des sens de circulation, l'ouvrage complet se composant de deux ponts identiques accolés.

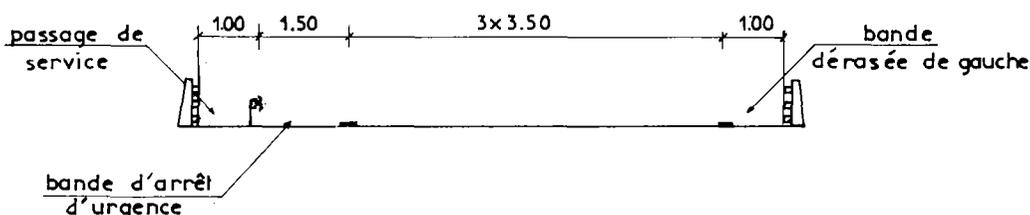


Figure A4

L'application du fascicule 61 titre II (texte du 28 décembre 1971) donne pour la charge répartie A :

$$\text{largeur roulable} = 13 \text{ m} \quad a_1 = 0,75 \quad \text{largeur chargeable} = 12 \text{ m} \quad a_2 = \frac{3,5}{3}$$

Compte tenu du troisième commentaire de l'article 4,21 on trouve pour la charge linéique s :

$$\text{si la longueur chargée } \ell < 121 \text{ m} \quad s = 12 A_2(\ell) = 12 \times 0,75 \times \frac{3,5}{3} A(\ell) = 10,5 A(\ell)$$

$$\text{si } \ell > 121 \text{ m} \quad s = 12 A_2(\ell) = 12 (400 - 0,2) \frac{3,5}{3} = 14 (400 - 0,2 \ell)$$

NOTA IMPORTANT : En vertu du paragraphe 2-1 de la circulaire n° 71-156 du 30-12-71 les valeurs de s ainsi obtenues doivent être multipliées par 1,1, ce qui a été omis par erreur dans les calculs qui suivent.

1,213. – Pour les **superstructures** nous admettons que leur poids linéique (déterminé indépendamment de la structure) vaut $q = 38,3 \text{ kN/m}$.

1,214. – Les **caractéristiques des matériaux** utilisés sont :

- pour le béton, résistance à la compression $\sigma'_{28} = 35 \text{ MPa}$, d'où la contrainte de compression admissible en service $\bar{\sigma}'_b = 0,42 \times 35 = 14,7 \text{ MPa}$; une telle valeur de σ'_{28} courante pour un ouvrage de ce type, correspond à un béton exceptionnel au sens du C.P.C.
- pour les câbles nous prenons des unités permettant d'obtenir une force utile moyenne en service évaluée à 520 kN ; le diamètre d'encombrement des gaines est de 52 mm.

1,22. – Choix de la section

Pour une largeur totale du hourdis supérieur égale à 14,66 m (compte tenu des scellements des barrières) il était logique de concevoir deux caissons à deux âmes (voir texte principal en 2,14) dont les implantations résultent d'une étude sommaire du comportement transversal ; cette dernière a permis également de fixer à 20 cm (goussets exclus) l'épaisseur du hourdis supérieur, tandis que l'épaisseur des âmes (28 cm) résulte des conditions de bétonnage dans les âmes, compte tenu du diamètre de la gaine.

Nous savons enfin qu'il faut prévoir des goussets dans le hourdis supérieur, goussets que nous ne pouvons encore fixer mais dont nous tenons compte (pour le calcul du poids propre) en première approximation en augmentant forfaitairement de 5 cm l'épaisseur du hourdis supérieur (d'où finalement 25 cm). La figure A5 donne la coupe transversale servant de base aux premiers calculs de dégrossissage.

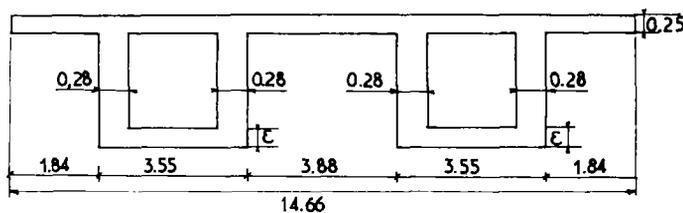


Figure A5

Compte tenu de la présence d'un gabarit à respecter on a choisi pour les hauteurs de poutre :

- sur pile $h_1 = 4,40 \text{ m}$ soit environ 79/18,
- à la clé $h_0 = 1,80 \text{ m}$ soit environ 79/44.

Pour les travées centrales la hauteur varie paraboliquement suivant la loi (voir fig. A6 pour les notations).

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left(\frac{2x}{\ell}\right)^2$$

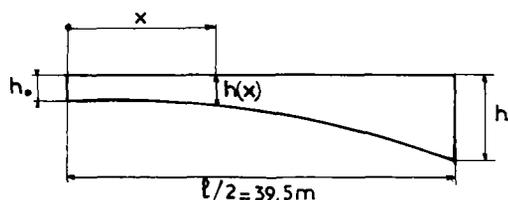


Figure A6

Pour les travées de rive (fig. A7) on a d'abord une variation parabolique (partie proche de la pile) puis une partie de hauteur constante égale à h_0 .

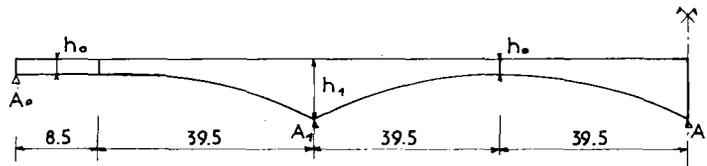


Figure A7

On peut schématiser les sections ainsi qu'il est fait sur la figure A8 ; il nous reste à fixer l'épaisseur $\epsilon(x)$ du hourdis inférieur ; en fait nous adoptons pour celle-ci une loi de variation parabolique analogue à celle de $h(x)$, soit avec ϵ_0 et ϵ_1 les épaisseurs à la clé et sur pile, la loi pour une travée intermédiaire :

$$\epsilon(x) = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \left(\frac{2x}{l}\right)^2$$

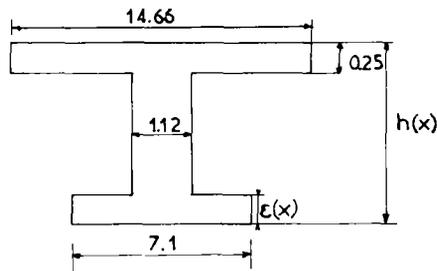


Figure A8

Nous adoptons en première approximation $\epsilon_0 = 15$ cm, donc un peu au-dessus de la valeur minimale imposée par les conditions de bétonnage, et $\epsilon_1 = 40$ cm, valeur plausible vus la portée et l'élanement (relativement modestes).

1.3. – Efforts dus aux différentes actions

1.3.1. – Poids propre

Nous supposons que la construction s'effectue (fig. A9) dans l'ordre suivant :

- phase 1 : exécution des fléaux F_1, F_2, F_3 et clavages C_{12} et C_{23}
- phase 2 : pose sur cintre de P et P' et clavages simultanés (ce qui est très théorique) de C et C'.

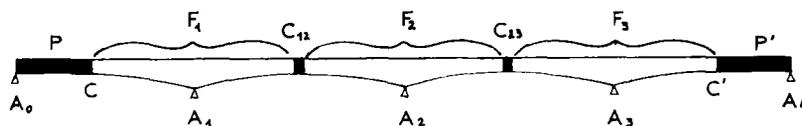


Figure A9

A la fin de la phase 1 on retrouve au long de l'ouvrage les moments M_{g1} dus aux consoles (fig. A10 a) ; à la fin de la phase 2 l'effet du poids des parties coulées sur cintre se calcule sur l'ouvrage continu (moment M_{g2} de la figure A10 b).

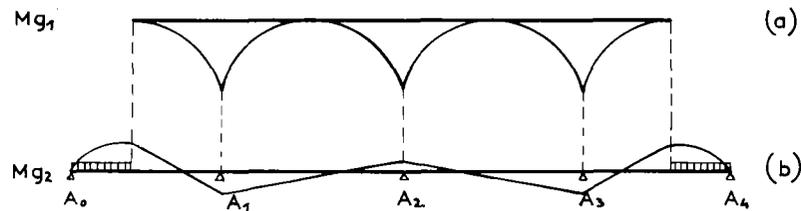


Figure A10

Au total le moment de poids propre vaut :

$$M_g = M_{g1} + M_{g2}$$

En première approximation nous négligeons M_{g2} , sûrement très faible devant M_{g1} (en ce qui concerne les sections du calcul, sur piles et à la clé des travées centrales).

Le calcul de M_{g1} est effectué ci-après (avec pour x la définition de la figure A6).

$$B(x) = 13,54 x 0,25 + 1,12 \left[1,8 + 2,6 \left(\frac{x}{39,5} \right)^2 \right] + 5,98 \left[0,15 + 0,25 \left(\frac{x}{39,5} \right)^2 \right]$$

d'où avec une masse volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$, donc un poids volumique de $24,53 \text{ kN/m}^3$

$$g(x) = 24,53 B(x) = 154,5 + 0,06929 x^2$$

$$- T_{g1}(x) = \int_0^x g(\xi) d\xi = 154,5 x + 0,0231 x^3$$

$$- M_{g1}(x) = \int_0^x - T_g(\xi) d\xi = 77,25 x^2 + 0,00577 x^4$$

Pour les sections sur pile il vient avec $x = 39,5 \text{ m}$

$$M_g = - 134 600 \text{ kNm}$$

1.32. – Charges d'exploitation

Nous bornant ici à examiner les sections sur pile et de clé, il suffit de calculer les efforts sous chargements par travées entières (charge répartie A), ce que l'on obtient commodément par la méthode des foyers.

1.321. – Calcul des constantes mécaniques des travées

Les quantités dépendent du coffrage exact de l'ouvrage que nous ne connaissons pas encore ; on peut en avoir cependant une très bonne approximation, soit en utilisant les tables de GULDAN (qui supposent pour l'inertie une loi de la forme $I = k h^3$) reproduites dans le "Formulaire du Béton Armé" de MM. COURTAND et LEBELLE, soit en ayant recours aux tables de MARSAC diffusées par la DOA.A. du S.E.T.R.A. (avec pour l'inertie une loi de la forme $I = K h^{5/2}$).

Ces tables donnent, pour différents cas de figure, les quantités sans dimensions $\frac{E I_0}{\ell} a$, $\frac{E I_0}{\ell} b$, $\frac{E I_0}{\ell} c$, $-\frac{E I_0}{p\ell^3} \omega'$, $\frac{E I_0}{p\ell^3} \omega''$ en fonction du rapport $\frac{I_0}{I_1}$ ainsi que pour les travées de rive du rapport α de la longueur de poutre de hauteur constante à la portée de la travée (voir figure A11).

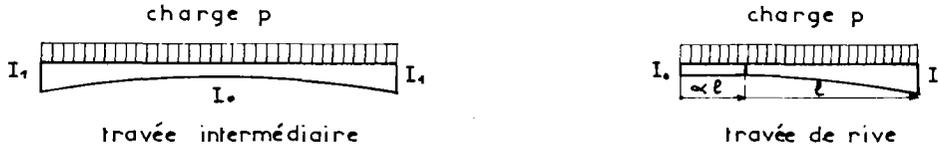


Figure A11

Pour évaluer le rapport $\frac{I_0}{I_1}$ on remarque que la section caisson peut se décomposer (fig. A12) en un rectangle, dont l'inertie suit la loi $I = k h^3$ et en deux membrures dont l'inertie est proche de la loi $I = k' h^2$ (dans la mesure où l'épaisseur des membrures est faible devant h). Le comportement de notre section est intermédiaire entre ces deux lois, d'où l'idée d'adopter une loi de la forme $I = k h^{5/2}$, relation qui est d'ailleurs bien vérifiée dans la pratique.

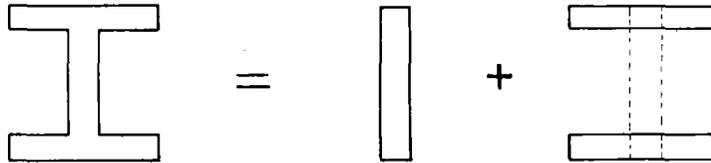


Figure A12

Nous pourrions alors écrire successivement :

$$\frac{I_0}{I_1} = \left(\frac{h_0}{h_1} \right)^{5/2} = \left(\frac{1,8}{4,4} \right)^{5/2} = 0,107$$

$$\alpha = \frac{48 - 39,5}{48} = \frac{8,5}{48} = 0,177$$

La lecture des tables de MARSAC (mieux adaptées que celles de GULDAN lorsqu'il s'agit d'un caisson) donne :

pour les travées de rive (numérotées 1 et 4) de portée $\ell = 48$ m

$$\frac{E I_0}{\ell} a_1 = \frac{E I_0}{\ell} c_4 = 0,2921$$

$$\frac{E I_0}{\ell} b_1 = \frac{E I_0}{\ell} b_4 = 0,1013$$

$$\frac{E I_0}{\ell} c_1 = \frac{E I_0}{\ell} a_4 = 0,1047$$

$$\frac{E I_0}{p\ell^3} \omega''_1 = -\frac{E I_0}{p\ell^3} \omega'_4 = 0,02011$$

pour les travées centrales (numérotées 2 et 3) de portée $l' = 79$ m

$$\frac{E I_0}{l'} a_2 = \frac{E I_0}{l'} c_2 = \frac{E I_0}{l'} a_3 = \frac{E I_0}{l'} c_3 = 0,1501$$

$$\frac{E I_0}{l'} b_2 = \frac{E I_0}{l'} b_3 = 0,1066$$

$$\frac{E I_0}{p l'^3} \omega''_2 = \frac{-E I_0}{p l'^3} \omega'_2 = \frac{E I_0}{p l'^3} \omega''_3 = \frac{-E I_0}{p l'^3} \omega'_3 = 0,02663$$

D'où finalement pour les différentes travées (voir notations sur la figure A13) les valeurs du tableau suivant :

Numéro de la travée	1	2	3	4
$E I_0 a$ (m)	14,021	11,858	11,858	5,025
$E I_0 b$ (m)	4,862	8,421	8,421	4,862
$E I_0 c$ (m)	5,025	11,858	11,858	14,021
$\frac{-E I_0}{p} \omega'$ (m ³)	-	13130	13130	2224
$\frac{E I_0}{p} \omega''$ (m ³)	2224	13130	13130	-

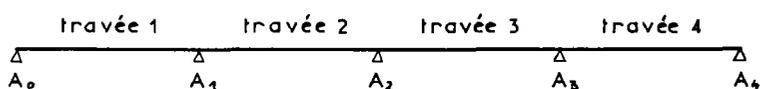


Figure A13

1,322. - Les rapports focaux se déduisent des équations rappelées en 1,13 et qui s'écrivent ici :

$$\varphi_1 = 0$$

$$\varphi_4 = 0$$

$$\frac{8,421}{\varphi_2} = 11,858 + 5,025$$

$$\frac{8,421}{\varphi_3} = 11,858 + 5,025$$

$$\frac{8,421}{\varphi_3} = 11,858 + 11,858 - 8,421 \varphi_2$$

$$\frac{8,421}{\varphi_2} = 11,858 + 11,858 - 8,421 \varphi_3$$

$$\frac{4,862}{\varphi_4} = 5,025 + 11,858 - 8,421 \varphi_3$$

$$\frac{4,862}{\varphi_1} = 5,025 + 11,858 - 8,421 \varphi_2$$

d'où on tire :

$$\varphi_1 = \varphi_4 = 0$$

$$\varphi_2 = \varphi_3 = 0,4988$$

$$\varphi_3 = \varphi_2 = 0,4315$$

$$\varphi_4 = \varphi_1 = 0,3670$$

1,323. – Les moments sur appui lorsqu'on charge par travées entières (charge répartie d'intensité p) sont donnés au tableau qui suit (application des formules rappelées en 1,13).

Numéro de la travée chargée	Moments sur appui ($\frac{M}{p}$ en m ²)		
	sur A ₁	sur A ₂	sur A ₃
1	- 167,9	72,4	- 36,1
2	- 563,4	- 429,7	214,3
3	214,3	- 429,7	- 563,4
4	- 36,1	72,4	- 167,9

En considérant alors les différentes possibilités pour la charge réglementaire (la forme des lignes d'influence est rappelée sur la figure A14) nous obtenons le tableau suivant, dans lequel les moments extrêmes sont soulignés (par raison de symétrie, il faut considérer l'ensemble des résultats relatifs à A₁ et A₃) ; nous rappelons que la masse linéique est calculée ainsi qu'indiqué en 1,212.

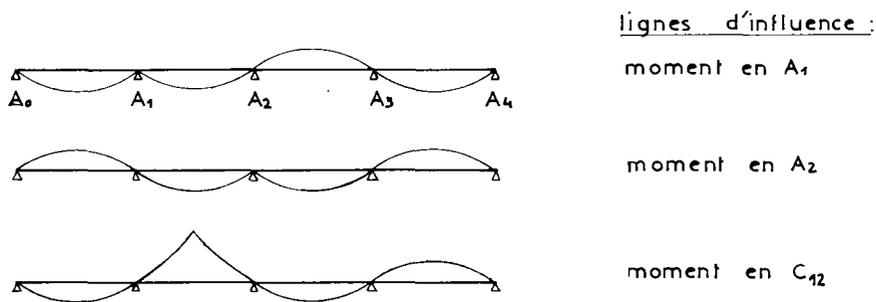


Figure A14

Numéro des travées chargées	Longueur chargée l (m)	p = 9,81 s (k N/m)	Moments sur appuis (k N m)		
			en A ₁	en A ₂	en A ₃
1	48	85,49	- 14350	+ 6190	- 3090
2	79	64,48	- 36330	- 27710	+ 13820
1 et 2	127	51,44	- 37620	+ 18380	+ 9170
2 et 3	158	50,60	- 17660	- 43490	- 17660
1 et 3	127	51,44	+ 2390	- 18380	- 30840
1 et 4	96	58,00	- 11830	+ 8400	- 11830

En ce qui concerne les sections de clé des travées centrales (C₁₂ ou C₂₃) les moments extrêmes s'évaluent ainsi (nous ne détaillons pas tous les cas de chargements) :

$$\text{moment maximal (travée 2 chargée)} : M_{s1} = -\frac{(36330 + 27710)}{2} + 64,48 \times \frac{79^2}{8} = 18280$$

$$\text{moment minimal (travées 1 et 3 chargées)} : M_{s2} = \frac{2390 - 18380}{2} = -8000$$

1,33. – Superstructures

Les efforts se déduisent du premier tableau donné en 1,323, sachant que le poids linéique est égal à 38,3 kN/m ; on trouve pour les moments :

$$\text{sur l'appui } A_1 : 38,3 (- 167,9 - 563,4 + 214,3 - 36,1) = - 21180$$

$$\text{sur l'appui } A_2 : 38,3 (72,4 - 429,7 - 429,7 + 72,4) = - 27370$$

$$\text{à la clé } C_{12} : - \frac{(21180 + 27370)}{2} + 38,3 \times \frac{79^2}{8} = 5600$$

1,34. – Récapitulation des moments fléchissants

Ils figurent au tableau suivant.

Sections	A ₁	A ₂	C ₁₂
Poids propre M _g	- 134600	- 134600	0
Superstructures M _q	- 21180	- 27370	+ 5600
Charges d'exploitation			
{ M _{s1}	+ 13820*	+ 8400*	+ 18280*
{ M _{s2}	- 37620*	- 43490*	- 8000*
Totaux			
{ M ₁	- 144600	- 156270	+ 23880
{ M ₂	- 196100	- 208160	- 2400

1,4. – Détermination des sections

1,41. – Section de clé

Une section soumise à des moments extrêmes de signe contraire est en principe sous-critique, ce qui est apparemment le cas de la section de clé. Remarquons tout de suite que nous avons négligé les moments hyperstatiques de précontrainte, dont la prise en compte peut fort bien conduire à rendre la section sur-critique. Pour un premier calcul on peut cependant dimensionner la section comme si elle était sous-critique.

Il faut tout d'abord vérifier l'épaisseur du hourdis inférieur, qui doit être tel que :

$$\frac{I}{v'} > \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{23880 + 2400}{14,7 \times 10^3} = 1,79 \text{ m}^3$$

Or les caractéristiques de notre section de départ (fig. A8 avec $\epsilon = 0,15 \text{ m}$ et $h = 1,80 \text{ m}$) sont, tous calculs faits :

$$B = 6,298 \text{ m}^2$$

$$v = 0,601 \text{ m}$$

$$v' = 1,199 \text{ m}$$

$$I = 2,644 \text{ m}^4$$

d'où $\frac{I}{v'} = 2,20 > 1,79$ (l'épaisseur du hourdis inférieur est suffisante)

$$\rho = 0,583$$

* Valeurs à multiplier par 1,1 (cf. 1,212)

La précontrainte doit alors être telle que :

$$F \geq \frac{\Delta M}{\rho h} = \frac{23880 + 2400}{0,583 \times 1,8} = 25040 \text{ kN}$$

$$\text{soit } \frac{25040}{520} = 48 \text{ câbles}$$

L'excentricité moyenne à donner à ces câbles vaut (en désignant par M le moment hyperstatique dû à la précontrainte) :

$$e_o = c - \frac{M_1 + M}{F}$$

$$\text{Ici } c = \rho v = 0,583 \times 0,601 = 0,35 \text{ m} \quad \text{et } M_1 = 23880$$

$$\text{Donc } e_o = 0,35 - \frac{23880 + M}{25040} = -0,604 - \frac{M}{25040}$$

Nous avons déjà vu que, très grossièrement, les câbles de continuité peuvent se diviser en n_s câbles supérieurs d'excentricité e_s disposés dans le hourdis supérieur et en n_i câbles inférieurs d'excentricité e_i disposés dans le hourdis inférieur.

Les câbles du hourdis supérieur peuvent être disposés à 0,125 m de l'extrados compte-tenu de la présence des câbles transversaux (fig. A15) tandis que les câbles inférieurs seront comptés à 8 cm au-dessus de l'intrados pour tenir compte du fait que les règles de l'enrobage sont plus sévères vis-à-vis de l'intrados que la paroi supérieure qui est non coffrée. Nous adoptons :

$$e_s = 0,601 - 0,195 = 0,476 \text{ m}$$

$$e_i = -(1,199 - 0,08) = -1,119 \text{ m}$$

On doit avoir :

$$\begin{cases} n_s + n_i = 48 \\ \frac{n_s e_s + n_i e_i}{n_s + n_i} = e_o = -0,604 - \frac{M}{25040} \end{cases}$$

$$\text{d'où on tire } n_i = 30,1 \left(1,08 + \frac{M}{25040} \right)$$

Dans l'hypothèse où on aurait $M = 0$, il viendrait $n_i = 32$ d'où $n_s = 16$.

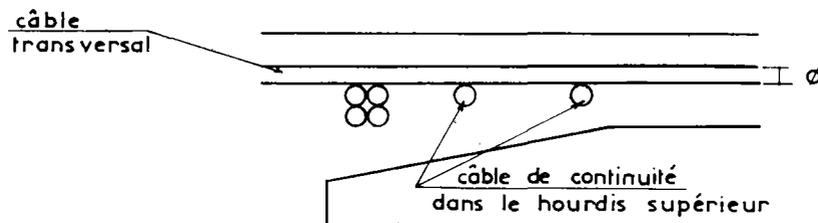


Figure A15

On arrive ainsi à un nombre relativement important de câbles de continuité supérieurs ce qui n'est guère souhaitable en raison des problèmes posés par l'existence de bossages sous le hourdis supérieur. Fort heureusement on peut réduire n_s grâce à l'existence de M .

En effet le fait d'avoir n_i sensiblement supérieur à n_s se traduit normalement par $M > 0$, ce moment étant d'autant plus élevé que l'écart se creuse entre n_i et n_s ; nous voyons ainsi l'ébauche d'un processus itératif (l'augmentation de l'une des deux quantités n_i et M provoque une augmentation de l'autre) qui converge toujours. Mais la solution vers laquelle on converge peut ne comporter que des câbles inférieurs, la section devenant sur-critique. Il faut alors assurer la sécurité à rupture de la section sous moments négatifs (voir texte principal en 2,214), ce qui conduit en général à prévoir un câble de continuité supérieur par âme.

Admettons qu'il en soit ainsi ; nous donnons à titre indicatif (fig. A16) une disposition pouvant être adoptée pour les câbles de continuité inférieurs (nous n'en représentons ici que le quart). On aurait donc :

4 câbles (supérieurs) de $e_o = 0,601 - 0,125 = 0,476$ m

32 câbles (inférieurs) de $e_o = -(1,199 - 0,08) = -1,119$ m

12 câbles (inférieurs) de $e_o = -(1,199 - 0,13) = -1,069$ m.

Soit une excentricité moyenne de :

$$e_o = \frac{4 \times 0,476 - 32 \times 1,119 - 12 \times 1,069}{48} = -0,974$$

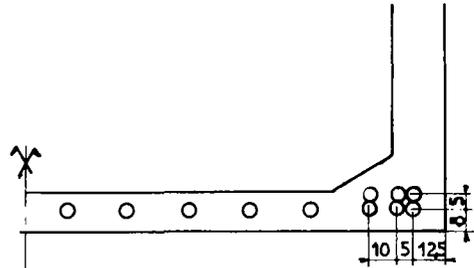


Figure A16

Ceci suppose évidemment que $-0,974 = -0,604 - \frac{M}{25040}$

d'où $M = 9260$ k N m, valeur effectivement atteinte en disposant au voisinage de la fibre inférieure les câbles de continuité nécessaires à la disparition des contraintes de traction sur cette fibre.

1.42. - Section sur pile

Nous ferons la détermination sur la section la plus sollicitée, c'est-à-dire A_2 ; celle-ci est certainement sur-critique vu la prépondérance des moments dus au poids propre. Il s'agit alors de déterminer l'épaisseur du hourdis inférieur pour satisfaire à la relation :

$$\frac{-M_2}{v + c' - d} = \frac{B \bar{v} \bar{\sigma}'_b}{h}$$

Avec les dimensions que nous avons retenues jusqu'à présent nous trouvons successivement (fig. 8 avec $\epsilon = 0,40$ et $h = 4,40$) :

$$B = 10,705 \text{ m}^2 \qquad v = 1,991 \text{ m} \qquad v' = 2,409 \text{ m}$$

$$I = 31,674 \text{ m}^4 \qquad \rho = 0,617 \qquad c' = 1,486 \text{ m}$$

Enfin nous adoptons $d = 0,20$ m pour tenir compte de l'encombrement à priori assez grand des câbles de fléau ; il vient alors :

$$\frac{-M_2}{v + c' - d} = \frac{208160}{1,991 + 1,486 - 0,20} = 63500 \text{ kN}$$

$$\frac{Bv \bar{\sigma}'_b}{h} = \frac{10,705 \times 1,991 \times 14,7 \times 10^3}{4,4} = 71200 \text{ kN}$$

Ces résultats dénotent une surabondance de l'épaisseur du hourdis inférieur ; par approximations successives (en essayant par exemple une épaisseur de 0,30 m au lieu de 0,40 m) on arriverait à encadrer la valeur strictement nécessaire qui se situe aux alentours de 0,32 m.

Avec cette dernière valeur il vient :

$$B = 10,227 \text{ m}^2 \qquad v = 1,895 \text{ m} \qquad v' = 2,505 \text{ m}$$

$$I = 29,571 \text{ m}^4 \qquad \rho = 0,609 \qquad c' = 1,526$$

$$\frac{-M_2}{v + c' - d} = 64600 \text{ kN} \qquad \frac{Bv \bar{\sigma}'_b}{h} = 64700 \text{ kN}$$

La solution est donc satisfaisante ; elle correspond à une force de précontrainte de 64600 kN soient, $\frac{64600}{520} = 124$ câbles, donc $\frac{124}{4} = 31$ câbles par âme.

Les goussets nécessaires pour loger ces câbles sont dessinés à la figure A17 où nous tenons compte de la présence des câbles transversaux. Les câbles longitudinaux sont groupés au plus par paquets de 4 respectant entre eux les intervalles dont nous avons parlé dans le texte principal ; on vérifie que $d = 19,6 \# 20 \text{ cm}$.

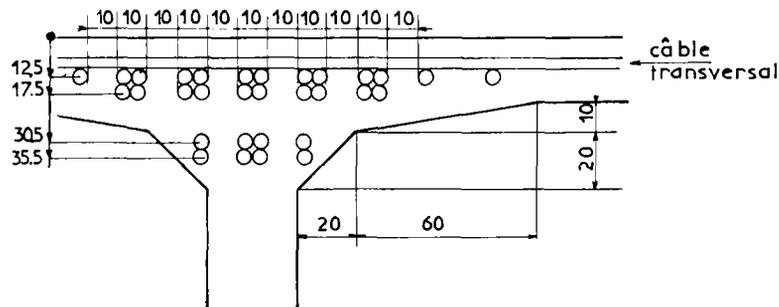


Figure A17

1.5. – Validité de l'approximation faite

L'approximation précédente nous a finalement conduit à la section représentée à la figure A18 ; il est maintenant possible de reprendre les calculs pour contrôler la validité de nos résultats et procéder le cas échéant à une deuxième approximation.

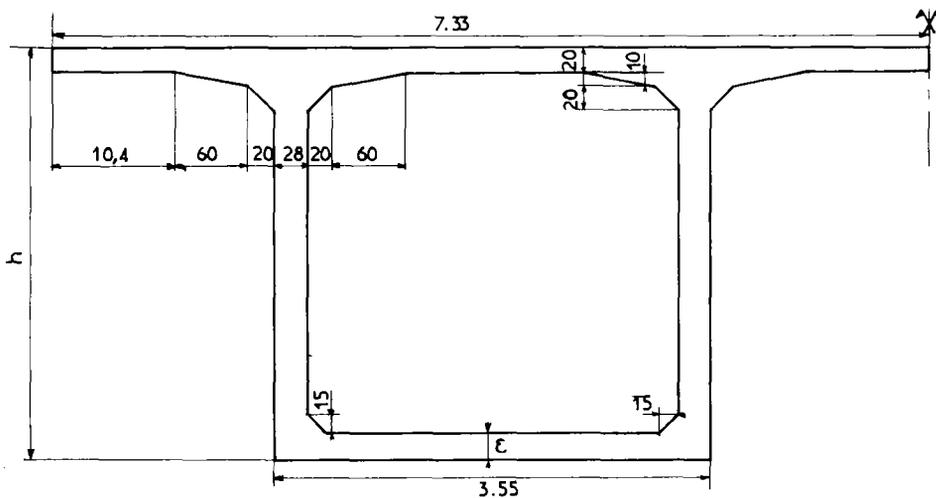


Figure A18

1,51. – Poids propre

1,511. – Pour l'effet des parties en console nous trouvons :

$$B(x) = 6,271 + 3,929 \left(\frac{x}{39,5}\right)^2$$

d'où $T_{g1}(x) = 153,8 x + 0,0206 x^3$

$$- M_{g1}(x) = 76,9 x^2 + 0,00515 x^4$$

sur pile $M_{g1} = - 132500 \text{ kNm}$

1,512. – Effet des parties construites sur cintre

Pour calculer cet effet que nous avons jusqu'à présent négligé, il suffit de calculer les rotations des travées de rive supposées indépendantes et soumises au poids des parties construites sur cintre (fig. A19). En utilisant les notations de M. COURBON nous trouvons successivement (seule ω''_1 est utile) :

$$\omega''_1 = \int_0^{\ell_1} \mu(x) \frac{x}{\ell_1} \frac{dx}{EI(x)}$$

avec $\mu(x) = \begin{cases} \frac{p_0 \ell_1^2}{2} \left[\alpha^2 \left(1 - \frac{x}{\ell_1}\right) - \left(\alpha - \frac{x}{\ell_1}\right)^2 \right] & \text{pour } x \leq \alpha \ell_1 \\ \frac{p_0 \ell_1^2}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{x}{\ell_1}\right) & \text{pour } x \geq \alpha \ell_1 \end{cases}$

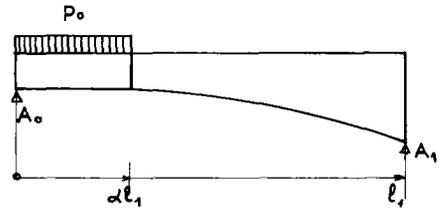


Figure A19

$$\text{donc } \omega''_1 = \int_0^{\ell_1} \frac{p_0 \ell_1^2}{2} \alpha^2 \left(1 - \frac{x}{\ell_1}\right) \frac{x}{\ell_1} \frac{dx}{EI(x)} - \int_0^{\alpha \ell_1} p_0 \ell_1^2 \left(\alpha - \frac{x}{\ell_1}\right)^2 \frac{x}{\ell_1} \frac{dx}{EI(x)}$$

En remarquant que $I(x) = I_0$ pour $0 \leq x \leq \alpha \ell_1$

et que $\int_0^{\ell_1} \frac{x}{\ell_1} \left(1 - \frac{x}{\ell_1}\right) \frac{dx}{EI(x)} = b_1$

on peut écrire $\omega''_1 = \frac{p_0 \ell_1^2}{2} \alpha^2 b_1 - \frac{p_0 \ell_1^2}{2 EI_0} \int_0^{\alpha \ell_1} \left(\alpha - \frac{x}{\ell_1}\right)^2 \frac{x}{\ell_1} dx$

$$\omega''_1 = \frac{p_0 \ell_1^3 \alpha^3}{EI_0} \left[\frac{EI_0 b_1}{2 \alpha \ell_1} - \frac{\alpha}{24} \right]$$

Pour b_1 nous pouvons avoir une meilleure évaluation que celle effectuée plus haut (voir en 1,321) en recalculant le rapport $\frac{I_1}{I_0}$ tel qu'il résulte des dimensions de la figure A18, on trouve (voir plus loin pour les valeurs de I_1 et I_0).

$$\frac{I_0}{I_1} = \frac{2,554}{29,545} = 0,086$$

d'où par les tables de MARSAC : $E I_0 \frac{b_1}{\ell_1} = 0,0967$

Avec $\alpha = 0,177$ et $\alpha \ell_1 = 8,50 \text{ m}$

$$\text{Il vient } E I_0 \omega''_1 = p_0 \overline{8,5^3} \left[\frac{0,0967}{2 \times 0,177} - \frac{0,177}{24} \right] = 163,2 p_0$$

Les formules rappelées en 1,13 et utilisées avec les nouveaux rapports focaux calculés en 1,52 donnent alors pour les moments dus à p_0 sur une travée de rive :

$$\text{en } A_1 - 13,638 p_0 \qquad \text{en } A_2 + 6,11 p_0 \qquad \text{en } A_3 - 3,163 p_0$$

soit au total pour tenir compte, par raison de symétrie, de la même charge p_0 sur l'autre travée de rive :

$$\text{en } A_1 \text{ ou } A_3 \qquad - 13,638 p_0 - 3,163 p_0 = - 16,801 p_0$$

$$\text{en } A_2 \qquad 2 \times 6,116 p_0 \qquad = + 12,232 p_0$$

Avec $p_0 = 6,271 \times 24,53 = 153,8 \text{ kN/m}$, il vient finalement pour les moments M_{g2}

$$\text{en } A_1 \qquad - 16,801 \times 153,8 \qquad = - 2580 \text{ kNm}$$

$$\text{en } A_2 \qquad 12,232 \times 153,8 \qquad = 1880 \text{ kNm}$$

$$\text{en } C_{12} \qquad \frac{- 2580 + 1880}{2} \qquad = - 350 \text{ kNm}$$

1,513. – Moments totaux dus au poids propre

$$\text{en } A_1 \quad : \quad - 135080 \text{ kNm}$$

$$\text{en } A_2 \quad : \quad - 130620 \text{ kNm}$$

$$\text{en } C_{12} \quad : \quad - 350 \text{ kNm}$$

1,52. – Charges d'exploitation

$$\text{avec } \frac{I_1}{I_0} = 0,086 \text{ les tables de MARSAC donnent}$$

$$\text{pour la première travée de rive : } \frac{E I_0 a}{\ell} = 0,2882 \qquad \frac{E I_0 b}{\ell} = 0,0967$$

$$\frac{E I_0 c}{\ell} = 0,0940 \qquad \frac{E I_0 \omega''}{p \ell^3} = 0,01873$$

$$\text{pour les travées centrales : } \frac{E I_0 a}{\ell} = \frac{E I_0 c}{\ell} = 0,1401 \qquad \frac{E I_0 b}{\ell} = 0,1020$$

$$\frac{E I_0 \omega''}{p \ell^3} = - \frac{E I_0 \omega'}{p \ell^3} = 0,02549$$

d'où les nouveaux rapports focaux :

$$\varphi_1 = \varphi_4 = 0 \qquad \varphi_2 = \varphi_3 = 0,5172$$

$$\varphi_3 = \varphi_2 = 0,4485 \qquad \varphi_4 = \varphi_1 = 0,3879$$

On trouve alors en chargeant par travées entières (charge répartie p)

Numéro de la travée chargée	Moments sur appui ($\frac{M}{p}$ en m^2)		
	sur A_1	sur A_2	sur A_3
1	- 173,1	77,6	40,2
2	- 579,2	- 439,7	- 227,4

Des calculs analogues à ceux effectués en 1,323 conduisent aux valeurs suivantes :

moment minimal sur appui : – 44500 kNm en A₂ et – 38700 kNm en A₁

moments extrêmes à la clé : 16800 kNm et – 7900 kNm

1,53. – On trouve de même pour les **superstructures**

moment sur appui : – 27700 kNm en A₂ et – 21640 kNm en A₁

moment à la clé : 5190 kNm

1,54. – **Tableau récapitulatif des moments fléchissants :**

Sections	A ₁	A ₂	C ₁₂
Poids propre M _g	– 135080	– 130620	– 350
Superstructures M _q	– 21640	– 27700	5190
Charges d'exploitation	$\left\{ \begin{array}{l} M_{s1} \\ M_{s2} \end{array} \right.$	–	16800
		38700	– 7900
Totaux	$\left\{ \begin{array}{l} M_1 \\ M_2 \end{array} \right.$	–	+ 21640
		– 195420	– 3060

1,55. – **Section de clé**

Ses caractéristiques sont :

$$B = 6,271 \text{ m}^2 \qquad v = 0,627 \text{ m} \qquad v' = 1,173 \text{ m}$$

$$I = 2,554 \text{ m}^4 \qquad \rho = 0,554$$

On vérifie $\frac{I}{v'} = 2,18 > 1,79$

et on trouve $F \geq \frac{21640 + 3060}{0,554 \times 1,8} = 24800 \text{ kN}$ soit comme précédemment 48 câbles.

1,56. – **Section sur appui**

Ses caractéristiques sont :

$$B = 10,2 \text{ m}^2 \qquad v = 1,396 \text{ m} \qquad v' = 2,464 \text{ m}$$

$$I = 29,545 \text{ m}^4 \qquad \rho = 0,607 \qquad c' = 1,496 \text{ m}$$

On trouve $\frac{-M_2}{v + c' - d} = \frac{202820}{1,936 + 1,496 - 0,2} = 62800 \text{ kN}$

$$\frac{Bv \bar{\sigma}_b}{h} = \frac{10,2 \times 1,936 \times 14,7 \times 10^3}{4,4} = 66000 \text{ kN}$$

La différence entre ces deux valeurs dénote une surabondance du hourdis inférieur qui peut être réduit à environ 0,30 m d'épaisseur ; quant au nombre de câbles il serait un peu surabondant mais ne saurait guère être réduit par suite de la nécessité d'en avoir un multiple de 4 (nombre des âmes).

1,6. – Conclusions

La deuxième approximation effectuée en 1,5 n'apporte que des corrections mineures, en fait elle est inutile et nous ne l'avons présentée que pour montrer à quel point la première approximation peut être satisfaisante, vu la bonne précision avec laquelle les sections principales sont déterminées.

Ces sections peuvent d'ailleurs souvent être choisies à partir d'ouvrages semblables déjà calculés ; éventuellement on ajuste à l'aide de quelques règles de trois pour tenir compte des principales caractéristiques de l'ouvrage à étudier (largeur de chaussée, portées, élancement). Les calculs développés ci-dessus ne servent alors plus que de vérification.

Ayant ainsi déterminé les principales dimensions définissant le coffrage de l'ouvrage, on peut poursuivre l'étude au moyen de programmes de calculs électroniques (voir texte principal en 2,22). Le programme PAR permet d'obtenir la ligne enveloppe des efforts ainsi que les moments fléchissants engendrés par les cas de charge donnant les efforts tranchants extrêmes (valeurs nécessaires pour la correction dite de RESAL). A partir des résultats du programme PAR il faut rechercher les moments hyperstatiques qui paraissent désirables, ainsi que les rotations correspondantes des travées supposées indépendantes. Ces calculs permettent de remplir le bordereau de données du programme DEP ; suivant les résultats de ce dernier programme un second passage pourra être nécessaire qui sera en général le dernier.

2 – CALCULS COMPLÉMENTAIRES

Nous donnons maintenant quelques indications sur certains points particuliers du calcul et tout d'abord l'effort tranchant.

2,1. – Vérification à l'effort tranchant

Nous reprenons l'exemple précédent avec les dimensions arrêtées à la suite de la première approximation.

2,11. – Section à vérifier

Nous nous contenterons ici de vérifier la section à droite de l'appui A_1 , bien que, dans ce type de structure, ce soient souvent les sections au voisinage du 1/4 ou du 1/8 de la travée qui soient les plus défavorables.

En fait, réglementairement, il suffit de vérifier, au voisinage de l'appui, la section située à $\frac{2}{3}v'$ de celui-ci ; c'est donc dans la section γ située à $\frac{2}{3} \times 2,464 = 1,64$ m à droite de A_1 que nous effectuerons les vérifications d'effort tranchant.

2,12. – Caractéristiques de la section

Elle est située à 1,64 m de l'appui, donc :

$$h = 1,80 + 2,6 \left(\frac{39,5 - 1,64}{39,5} \right)^2 = 4,189 \text{ m}$$

$$e = 0,15 + 0,17 \left(\frac{39,5 - 1,64}{39,5} \right)^2 = 0,306 \text{ m}$$

$$\text{d'où } B = 9,835 \text{ m}^2 \qquad I = 25,754 \text{ m}^4$$

$$v = 1,811 \text{ m} \qquad v' = 2,378 \text{ m}$$

Moment statique par rapport à G de la partie de la section située au-dessus (ou au-dessous) de ce point :

$$S = 7,33 \text{ m}^3 \quad \text{d'où } z = \frac{I}{S} = \frac{25,754}{7,33} = 3,51 \text{ m}$$

(notons que z/h est voisin de 0,84, ordre de grandeur utilisable pour une vérification rapide).

D'autre part l'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontale d'un angle φ dont la tangente vaut $\left| \frac{dh}{dx} \right|$ pour $x = 1,64 \text{ m}$, soit :

$$\text{tg } \varphi = \frac{2,6 \times 2}{39,5^2} (39,5 - 1,64) = 0,126$$

2,13. – Calcul des efforts dans la section

2,131. – Poids propre

L'effet de la console se traduit par (voir en 1,511) :

$$T_{g1} = 153,8 (39,5 - 1,64) + 0,0206 (39,5 - 1,64)^3 = 6940 \text{ kN}$$

$$- M_{g1} = 76,9 (39,5 - 1,64)^2 + 0,00515 (39,5 - 1,64)^4 = 120800 \text{ mkN}$$

Pour les parties coulées sur cintre on trouve à partir des valeurs données en 1,512 :

$$T_{g2} = \frac{1880 + 2580}{79} = 60 \text{ kN}$$

$$M_{g2} = - 2580 + 60 \times 1,64 = - 2480 \text{ mkN}$$

D'où au total $T_g = 7000 \text{ kN}$ et $M_g = - 123300 \text{ mkN}$

2,132. – Superstructures

Compte tenu de 1,53 on obtient pour la section γ :

$$T_q = \frac{- 27700 + 21640}{79} + 38,3 (39,5 - 1,64) = 1370 \text{ kN}$$

$$M_q = - 21640 + 1370 \times 1,64 - 38,3 \times \frac{1,64^2}{2} = - 19400 \text{ mkN}$$

2,133. – Charges d'exploitation

La figure A20 donne la ligne d'influence de l'effort tranchant dans la section γ .

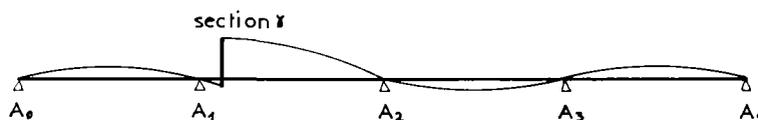


Figure A20

L'effort tranchant maximal s'obtient en chargeant presque toute la travée 2 sur une longueur $(79 - 1,64 \text{ m})$. Les tables ne permettent pas de calculer exactement les efforts sous ce cas de charge ; en fait il est évident que l'absence d'une charge près de l'appui, sur une distance représentant une faible fraction de la travée ($\frac{1,64}{79} = 0,02$) ne saurait modifier beaucoup les moments sur appuis calculés dans l'hypothèse d'un chargement sur toute la travée. Or dans ce dernier cas on trouve (voir en 1,52) :

Moment en $A_1 = - 579,2 p$ et moment en $A_2 = - 439,7 p$

d'où avec $p = 64,48 \text{ kN/m}$

M en $A_1 = - 37300 \text{ mkN}$ et M en $A_2 = - 28400 \text{ mkN}$

$$\text{donc } T_{s1} \text{ en } \gamma = \frac{37300 - 28400}{79} + \frac{64,48}{79} \times \frac{77,36^2}{2} = 2550 \text{ kN}$$

$$M \text{ concomitant} = - 37300 + 2550 \times 1,64 = - 33100 \text{ mkN}$$

L'effort tranchant minimal s'obtient en chargeant entièrement la travée 3 ; on a alors :

$$\text{Moment en } A_1 = 227,4 \times 64,48 = 14700 \text{ mkN}$$

$$\text{Moment en } A_2 = - 439,7 \times 64,48 = - 28400 \text{ mkN}$$

$$\text{d'où } T_{s2} \text{ en } \gamma = \frac{- 14700 - 28400}{79} = - 550 \text{ kN}$$

$$M \text{ concomitant} = 14700 - 550 \times 1,64 = 13800 \text{ mkN}$$

2,134. – Précontrainte

Nous négligeons l'effort tranchant hyperstatique de précontrainte, sûrement très faible. L'évaluation de la réduction d'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles, est évidemment liée au tracé du câblage. Nous supposons (hypothèse raisonnable) que sur les 124 câbles de fléau, 4 par âme (soient 16 au total) ont déjà subi une courbure sensible (4,5 m de rayon en moyenne) leur permettant d'atteindre dans la section γ une inclinaison moyenne égale à 20° .

La réduction d'effort tranchant correspondante vaut alors (avec $\sin 20^\circ = 0,342$)

$$16 \times 520 \times 0,342 = 2850 \text{ kN}$$

D'autre part la distance d passe de 0,20 m à environ 0,23 m d'où le moment dû à la précontrainte :

$$M = 124 \times 520 \times (1,81 - 0,23) = 101900 \text{ mkN}$$

2,135. – Efforts totaux

Ils sont résumés au tableau suivant :

Actions	Efforts tranchants (kN)	Moments correspondants (mkN)
Poids propre	$T_g = 7000$	- 123300
Superstructures	$T_q = 1370$	- 19400
Précontrainte	$T_p = - 2850$	101900
Charges d'exploitation	$T_{s1} = 2550$	- 33100
	$T_{s2} = - 550$	13800
Totaux	$T_1 = 8070$	- 73900
	$T_2 = 4970$	- 27000

2,14. – Correction dite effet RESAL

Elle est due à la variation de hauteur de la poutre et nous avons vu (texte principal en 2,215) qu'il y avait lieu de prendre en compte la composante verticale de la force de compression qui s'exerce sur la membrure inférieure. Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte normale à mi-hauteur de ce hourdis.

Dans le cas de l'effort tranchant maximal T_1 (qui est prépondérant) on trouve successivement :

Contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur :

$$\sigma_i = \frac{124 \times 520}{9,835 \times 10^3} + \frac{73900 (2,378 - 0,153)}{25,754 \times 10^3} = 12,94 \text{ MPa}$$

Correction de Résal :

$$\Delta T_r = 12,94 \times 5,98 \times 0,306 \times 0,126 \times 10^3 = 2980 \text{ kN}$$

2,15. – Justification de l'âme

L'effort tranchant réduit à prendre en compte est finalement :

$$T_r = 8070 - 2980 = 5090 \text{ kN}$$

il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité, égale à :

$$\tau_b = \frac{T_r}{b z}$$

avec ici la largeur nette de l'âme b (déduction faite des trous de gaine) égale à :

$$b = 4 (0,28 - 0,05) = 0,92 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \tau_b = \frac{5090}{10^3 \times 0,92 \times 3,51} = 1,58 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$ est donnée par l'expression de Chalos et Béteille :

$$\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} (\bar{\sigma}'_b - \sigma'_b) (\bar{\sigma}_b + \sigma'_b)$$

$$\text{avec ici } \bar{\sigma}'_b = 14,7 \quad \bar{\sigma}_b = 0,42 \left(0,7 + \frac{6}{100} 35\right) = 1,18$$

$$\sigma'_b = \frac{124 \times 520}{9,835 \times 10^3} = 6,56 \text{ MPa}$$

$$\text{on trouve } \bar{\tau}_b = 2,25 > 1,58$$

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est surabondante du point de vue du cisaillement, ce qui justifie a posteriori le fait de n'avoir effectué aucun calcul vis-à-vis de l'effort tranchant lors du dimensionnement de notre ouvrage.

Nous attirons cependant l'attention sur le fait que le calcul précédent peut conditionner l'épaisseur des âmes dans le cas d'ouvrages élancés (faible hauteur sur appui) ou comportant un nombre d'âmes relativement faible eu égard à la largeur utile.

2,16. – Etriers actifs

Il peut arriver que l'épaisseur des âmes s'avère insuffisante dans une zone bien délimitée (généralement au voisinage de l'appui dans les tous premiers voussoirs). Plutôt que d'épaissir ces âmes il peut être alors avantageux de précontraindre verticalement la zone en cause par des étriers dits actifs.

Supposons par exemple que l'on ait trouvé au paragraphe précédent $\tau_b = 3$, on devra alors réaliser une précontrainte verticale de l'âme telle que celle-ci soit comprimée à une contrainte au moins égale à σ'_{b1} donnée par l'expression suivante :

$$\tau_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_{b1}} (\bar{\sigma}_b' - \sigma_b' - \sigma_{b1}') (\bar{\sigma}_b + \sigma_b' + \sigma_{b1}') + \sigma_b' \sigma_{b1}'$$

On en tire $\sigma_{b1}' \geq 0,6 \text{ MPa}$

d'où une force de précontrainte par mètre linéaire d'âme (pour une seule âme) au moins égale à $0,6 \times 0,28 \times 10^3 = 170 \text{ kN/m}$, valeur facilement réalisable avec de petites unités de précontrainte.

2,2. – Adaptation par fluage

Nous avons vu (voir texte principal en 2,155) que dans un ouvrage hyperstatique construit selon un schéma statique différent du schéma statique définitif, le fluage du béton entraîne progressivement dans la structure une redistribution des efforts, dénommée adaptation par fluage.

Pour donner une idée du type de calcul à effectuer nous traitons ci-après un exemple simple, celui d'une poutre encadrée à ses deux extrémités et qui serait réalisée par clavage de deux consoles identiques.

Pour simplifier à l'extrême le phénomène nous allons supposer que chacune des deux consoles est coulée en une seule fois, puis précontrainte à l'instant t_0 , le clavage ayant lieu immédiatement après. Nous supposons en outre que la force de précontrainte reste constante au cours du temps et que le module élastique du béton ne dépend pas de l'âge auquel on le sollicite.

Dans ces conditions, la rotation instantanée à l'instant t_0 à l'extrémité d'une console vaut (E_i étant le module instantané du béton) :

$$\omega_i = \int_0^{\ell} (M_g + Fe_o) \frac{dx}{E_i I}$$

Désignons par $k_f \ell$ le rapport entre la déformation différée (à t_∞) et la déformation instantanée ; à la rotation instantanée ω_i viendrait progressivement s'ajouter, si les consoles étaient libres de se déformer, une rotation différée de fluage dont la valeur, au temps infini, serait :

$$\omega_f = k_f \ell \omega_i$$

Or le clavage interdit toute rotation ultérieure de l'extrémité des consoles ; il va donc naître, dans la section de clavage, un moment de fluage $M_f(t)$, lequel va provoquer une déformation telle qu'à chaque instant la rotation de la section d'extrémité de console demeure égale à la rotation initiale ω_i .

Au temps infini la rotation due à $M_f(\infty)$ serait :

$$(1 + k_f \ell) M_f(\infty) \int_0^{\ell} \frac{dx}{E_i I}$$

Par suite $M_f(\infty)$ est défini par :

$$(1 + k_f \ell) M_f(\infty) \int_0^\ell \frac{dx}{E_i I} + k_f \ell \int_0^\ell (M_g + Fe_o) \frac{dx}{E_i I} = 0$$

soit

$$M_f(\infty) = - \frac{k_f \ell}{1 + k_f \ell} \frac{\int_0^\ell (M_g + Fe_o) \frac{dx}{E_i I}}{\int_0^\ell \frac{dx}{E_i I}}$$

Si nous avons pu calculer le moment de fluage, c'est au prix d'une schématisation très poussée du phénomène.

Dans la réalité chacune des consoles est constituée de voussoirs d'âges différents, soumis à des sollicitations évoluant au cours de la construction. La force de précontrainte varie dans le temps et les déformations du béton (coefficients E_i et $k_f \ell$) dépendent de l'âge du chargement. Le calcul exact prenant en compte tous ces éléments est donc infiniment plus complexe et relève du calcul électronique.

2.3. – Effets de la température

Nous avons déjà vu (voir texte principal en 2,156) que des gradients de température (entre intrados et extrados) peuvent provoquer des efforts non négligeables.

Pour effectuer les calculs on peut faire l'hypothèse d'une distribution linéaire des dilatations sur la hauteur h d'une section droite, d'où la rotation élémentaire $d\omega$ pour un élément de longueur dx :

$$d\omega = - \Delta\epsilon \frac{dx}{h}$$

avec $\Delta\epsilon = \epsilon_s - \epsilon_i$ désignant la différence de dilatation relative entre la fibre supérieure et la fibre inférieure ; nous avons vu que l'on pouvait adopter une différence de l'ordre de 5°C , d'où $\Delta\epsilon = 0,5 \times 10^{-4}$.

Par intégration on obtient facilement les rotations aux extrémités des différentes travées supposées indépendantes, d'où par la méthode des foyers les efforts dans la structure.

**MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME
SERVICE D'ÉTUDE TECHNIQUE DES ROUTES ET AUTOROUTES**

46, AVENUE ARISTIDE-BRIAND - 92 BAGNEUX - TÉL. 655.42.42

**PONTS EN BÉTON
PRÉCONTRAIT CONSTRUITS
PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS**

**ANNEXE II
MONOGRAPHIES**

A N N E X E II
MONOGRAPHIES

SOMMAIRE

A – OUVRAGES À VOUSOIRS COULÉS EN PLACE À L'AIDE D'ÉQUIPAGES MOBILES

- A₁ PONT DE LACROIX-FALGARDE
- A₂ PONT DE GONCELIN
- A₃ PONT DE CHARMES

- A₄ PONT SUR LE VALLON DU MOULIN À POUFRE
- A₅ PONT DE LAYRAC
- A₆ PONT DE FLEVIEU

- A₇ PONT SAINT-JEAN
- A₈ PONT DE VERBERIE
- A₉ PONT DE CROISSY-SUR-SEINE

- A₁₀ PONT SUR LA LIANE
- A₁₁ PONT DE BOURG-LES-VALENCE
- A₁₂ PONT DE LA PYLE

- A₁₃ PONT AQUEDUC DE NEUILLY-SUR-MARNE
- A₁₄ PONT D'ARLES
- A₁₅ VIADUC DES DEUX AMANTS

- A₁₆ PONT D'OISSEL
- A₁₇ PONT DE GIVORS
- A₁₈ PONT DE MALAUSE

- A₁₉ PONT DE BOUSSENS
- A₂₀ PONT DE CROIX-LUIZET
- A₂₁ PONT SUR L'ADOUR À DAX

- A₂₂ PONT SUR LA DÉRIVATION DU GARD
- A₂₃ PONT DE MOULIN-LES-METZ
- A₂₄ PONT DE L'EMBOUCHURE SUR LA GARONNE

- A₂₅ PONT SUR LA SAÔNE À LYON
- A₂₆ PONT DE TOURVILLE-LA-RIVIÈRE
- A₂₇ PONT N° 2 SUR L'ARVE

- A₂₈ VIADUC DE LA VIOSNE
- A₂₉ PONT J. KENNEDY À DIJON
- A₃₀ PONT DE CANTEPAU

- A₃₁ PONT SUR LA RIVIÈRE DE MORLAIX
- A₃₂ PONT SUR LA RUE PIERRE SEMARD À BREST

B – OUVRAGES À VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS

- B₁ PONT DE CHOISY-LE-ROI
- B₂ PONT DE COURBEVOIE
- B₃ PONT D'OLÉRON

- B₄ PONT AVAL SUR LE RHÔNE À PIERRE BÉNITE
- B₅ PONT AVAL DU BOULEVARD PÉRIPHÉRIQUE À PARIS
- B₆ PONT DE JUVISY

- B₇ PONT DE BONPAS
- B₈ PONT SUR L'ADOUR À BAYONNE
- B₉ PONT AMONT DU BOULEVARD PÉRIPHÉRIQUE À PARIS

B₁₀ PONT SUR LA LOIRE À BLOIS

B₁₁ PONT D'ARAMON

B₁₂ PONT SUR LA LOIRE À TOURS

B₁₃ PONT SUR LE RHÔNE À BOURG-SAINT-ANDÉOL

B₁₄ PONT DE CONFLANS SUR LA SEINE

B₁₅ PONT MIRABEAU À TOURS

B₁₆ PONT SUR LE GARDON À REMOULINS

B₁₇ PONT SUR LA SEUDRE

**C – OUVRAGES EXÉCUTÉS À L'ÉTRANGER – VOUSOIRS COULÉS EN PLACE
OU PRÉFABRIQUÉS**

C_{A1} PONT SUR LA MEDWAY

C_{A2} PONT DE BENDORF

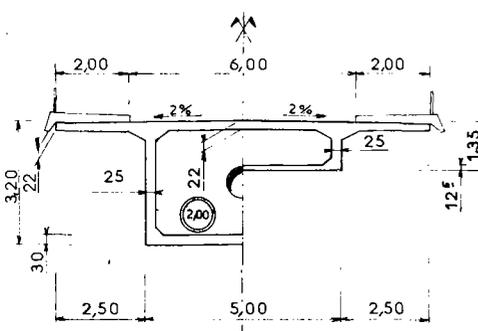
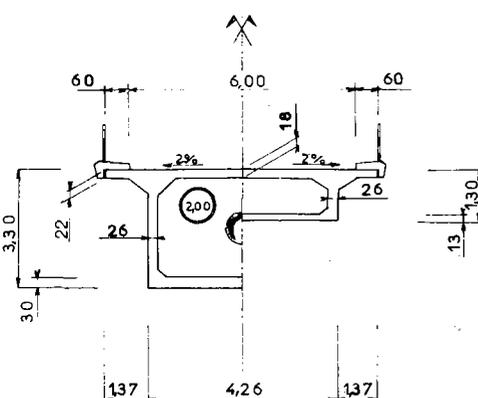
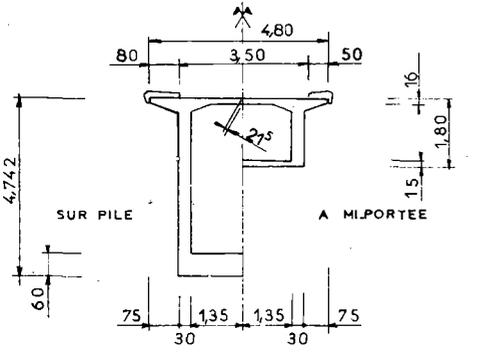
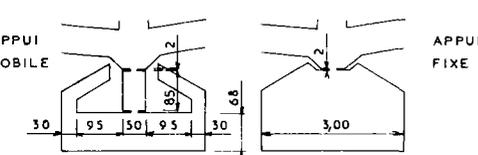
C_{A3} VIADUC D'ALCANTARA

C_{B4} PONT SUR L'ESCAUT

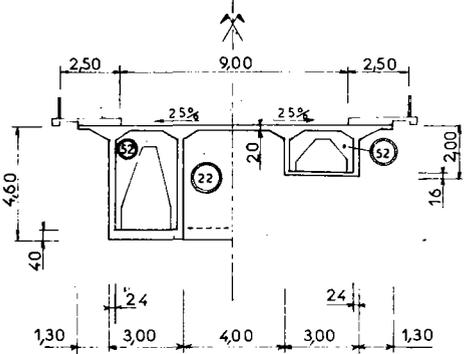
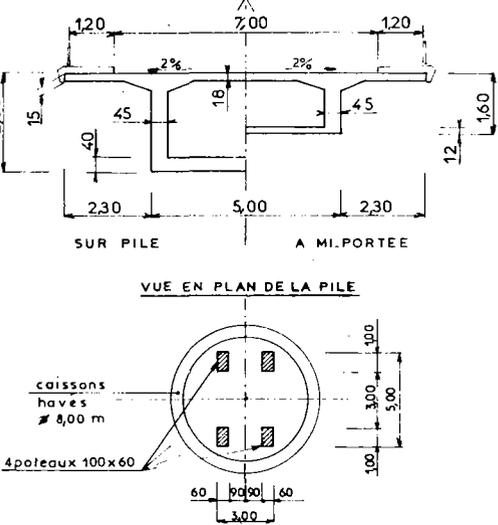
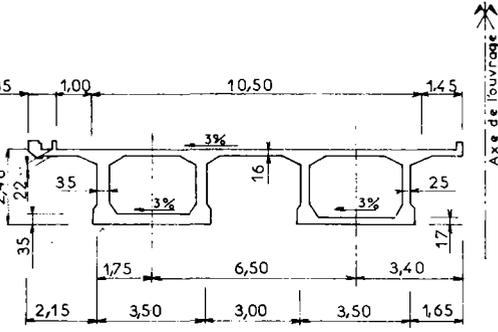
C_{B5} VIADUCS DE CHILLON

C_{B6} PONT D'AYEM

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont de la LACROIX-FALGARDE sur l'Ariège, E.I.T.P. et S.T.U.P. 1961-1962	Revue S.T.U.P. extrait de La Technique des Travaux. (mars-avril 1964) Dossier d'exécution.	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de GONCELIN sur l'Isère Pascal et fils et S.E.R.B. 1961-1962	Revue S.T.U.P. extrait de La Technique des Travaux. (mars-avril 1964) Dossier d'exécution.	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de CHARMES sur le canal d'aménée de la Chute de Beauchastel. Société des Grands Travaux de Marseille. 1962-1963	Construction (avr. 1964) n°4. A.F.P.C. 1964. Un demi-siècle de technique française de la Précontrainte, (Travaux). Dossier d'exécution.	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTEE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipages mobiles</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile : 2,00m courants : 2,85m de clavage : 1,50 m</p>	<p>sur piles : $h = 3,20 \text{ m} \left(\frac{1}{18,9} \right)$ à mi-portée $h = 1,35 \text{ m} \left(\frac{1}{44,9} \right)$</p>	<p>béton précontraint : 550 m³ surface utile : 12,115 m² épaisseur équivalente : 0,45 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 et Fe E 22 : 22,000 kg Au m³ = 40 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale : 26,000 kg au m³ = 47,3 kg m³ transversale : 5,000 kg Au m² = 4,1 kg/m²</p>	<p>Pendant la construction le tablier a été encastré sur pile au moyen de barres $\phi 26$</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12$\phi 8$ (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12$\phi 7$ (STUP) e=1,10m</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTEE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipages mobiles pour travée centrale, sur pont léger type Bailey pour travée de rive.</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile : 2,20m courants : 2,99 à 3,09m de clavage : 1,48 m</p>	<p>sur piles : $h = 3,30 \text{ m} \left(\frac{1}{17,9} \right)$ à mi-portée : $h = 1,30 \text{ m} \left(\frac{1}{45,4} \right)$</p>	<p>béton précontraint : 425 m³ surface utile : 8,65 m² épaisseur équivalente : 0,49 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 et Fe E 22 : 18,000 kg Au m³ = 42,4 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte : 24,300 kg Au m³ = 57,2 kg/m³</p>	<p>Pendant la construction le tablier a été encastré sur pile au moyen de barres $\phi 26$</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12$\phi 8$ (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câble 12$\phi 7$ (STUP) e=1,20m</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTEE</p> <p style="text-align: center;">DETAIL DES APPUIS</p>  <p>APPUI MOBILE APPUI FIXE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, reposant sur des paires. Longueur des voussoirs: travée centrale : 8,54 m travée de rive : 8,186 m</p> <p>Poids des voussoirs sur pile : 221 T courants : 8 B à 63 T</p>	<p>sur piles, $h = 4,742 \text{ m} \left(\frac{1}{18} \right)$ à mi-portée : $h = 1,80 \text{ m} \left(\frac{1}{47,4} \right)$ sur culées : $h = 1,497 \text{ m}$</p>	<p>béton précontraint : 744 m³ surface utile : 960 m² épaisseur équivalente : e = 0,78 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 = 10.489 kg Fe E 22 = 34.605 kg Au m³ = 60,6 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte : 29,300 kg Au m³ = 39,4 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles type CO2 (SEEE)</p>

<p>NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATE D'EXECUTION</p>	<p>REFERENCES</p>	<p>COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE</p>
<p>Pont sur le vallon du MOULIN à POUDRE à Brest Campenon Bernard mars 1962 - mai 1963</p>	<p>Dossier d'exécution Un demi-siècle de technique française de Précontrainte. (Travaux) A.F.P.C. 1963 Travaux n° 372 (jan. 1966.)</p>	<p>Encastrement sur piles - Appuis simples sur culées</p>
<p>Pont de LAYRAC (Lot et Garonne) Grands Travaux de Marseille. jan. 1962 - juil. 1963</p>	<p>A.F.P.C. 1963 Un demi-siècle de technique française de Précontrainte. (Travaux). Dossier d'exécution.</p>	<p>Encastrement sur piles - Appuis simples sur culées.</p>
<p>Pont de FLEVIEU Isère Pascal et Fils (Il comporte deux tabliers juxtaposés)</p>	<p>Extrait de la Technique des travaux (mars, avril 1964)</p>	<p>Appuis simples Ouvrage courbe R:832m. Biais : 68,772 gr.</p>

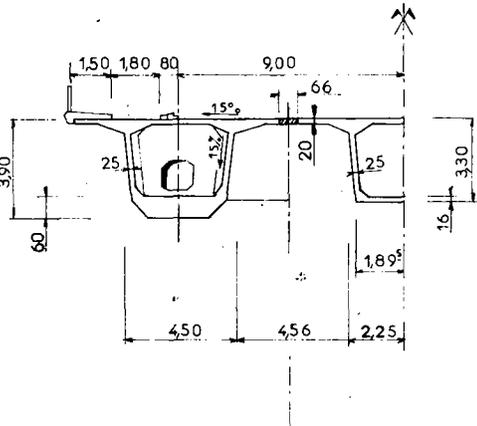
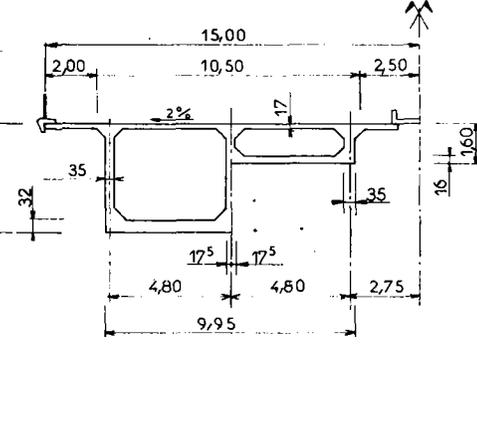
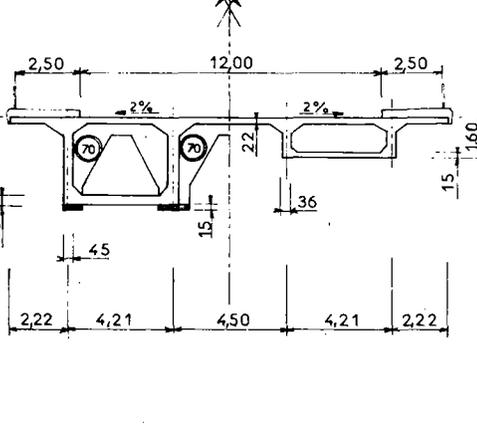
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION DES VOUSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - En travée ELANCEMENT	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile : 7,44 m courants : 3,10 m</p>	<p>sur appuis: $h = 4,60 \text{ m} \cdot \left(\frac{1}{17,79}\right)$ à mi-portée: $h = 2,00 \text{ m} \cdot \left(\frac{1}{40,92}\right)$</p>		<p>Précontrainte longitudinale câbles 12Ø8 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12Ø7 (STUP)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p> <p style="text-align: center;">VUE EN PLAN DE LA PILE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles.</p>	<p>sur appuis: $h = 2,60 \text{ m} \cdot \left(\frac{1}{213}\right)$ à mi-portée: $h = 1,60 \text{ m} \cdot \left(\frac{1}{34,6}\right)$</p>		
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles pour franchissement des voies S.N.C.F. sur échafaudages pour les autres travées.</p>	<p>Hauteur constante = 2,40 m, mais épaisseur et âmes variables à l'intérieur du caisson.</p> <p>élanement: $a = \left(\frac{1}{232}\right)$</p>		<p>Précontrainte longitudinale câbles 12Ø8 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP)</p> <p>$e = 0,50 \text{ m} \text{ à } 0,90 \text{ m}$</p> <p>Précontrainte verticale des âmes : monofils Ø 12 (STUP)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATE D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont SAINT-JEAN à Bordeaux Campenon Bernard avr. 1963 - avril 1965	Travaux n° 377 (juin 1966) A.F.P.C. 65.66	<p style="text-align: center;">Appuis simples (sauf au niveau des culées)</p>
Pont de VERBERIE sur l'Oise (Autoroute A1) Compagnie industrielle des travaux (CITRA) avr. 1963 - févr. 1965 (il comporte deux tabliers juxtaposés)	Un demi-siècle de technique française de Précontrainte. (Travaux). Structures Précontraintes (1966)	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de CROISSY-sur-SEINE Société de Construction des Batignolles 1965 - 1967	Technique des Travaux (mai-juin 1968). n° 5.6 Dépliant A.F.P.C. 1967	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>

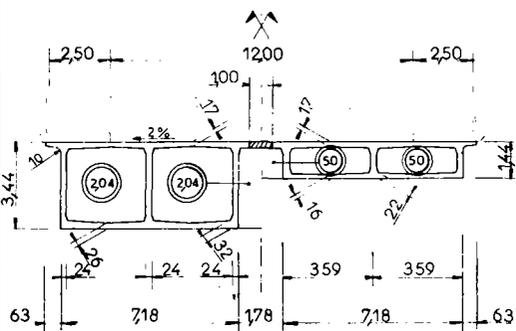
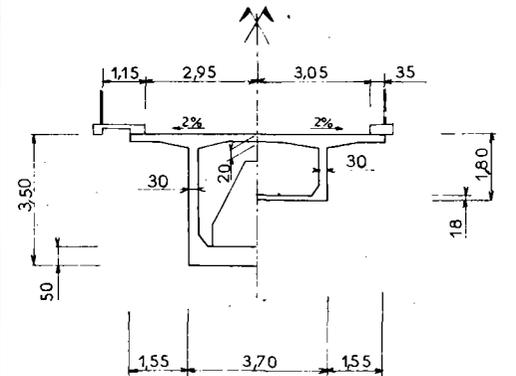
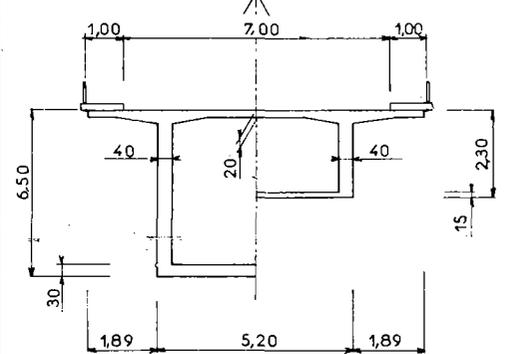
A 7

A 8

A 9

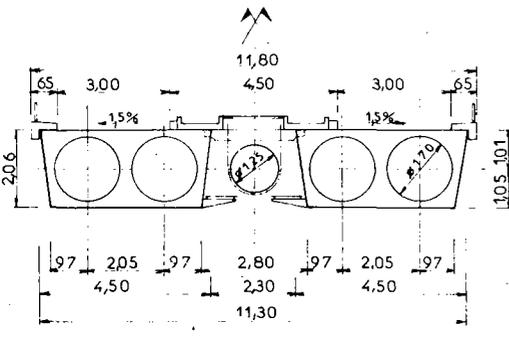
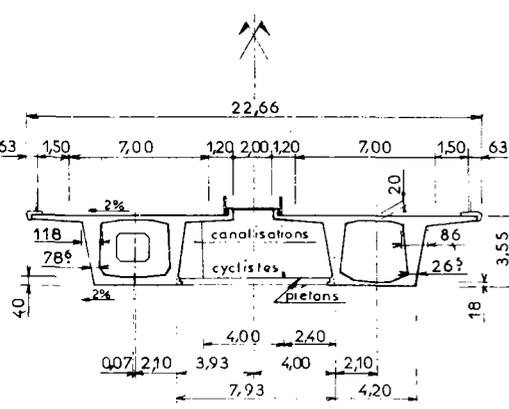
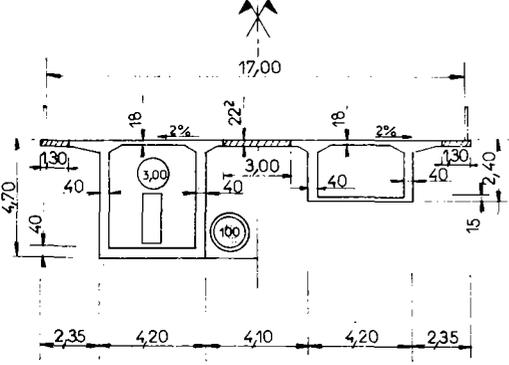
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - En travée ELANCEMENT	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTEE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipages mobiles, avec appuis provisoires en béton armé.</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile: 6,16 m courants et de clavage: 3,08 m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile: 110 T courants: 31 à 45 T</p>	<p>Hauteur constante: 3,30 m, mais goussets de part et d'autre de l'axe des piles, d'où h=3,90 m.</p> <p>élanement: $(\frac{1}{23,3})$</p>	<p>béton précontr. — 6.700m³ surface utile — 12.117 m² épf équivalente — 0,55 m Acier pour B.A. FeE 40 - FeE 22 — 380.000 kg Au m³ — 56,7 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale } transversale } 335.000 kg Au m³ — 50,0 kg/m³</p>	<p>Transversement le tablier comporte 3 poutres caissons</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP) e = 0,70 m</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipages mobiles.</p> <p>Seule la travée centrale a été construite par encorbellements successifs.</p>	<p>sur appuis: h=4,30 m. $(\frac{1}{19})$ à mi-portée: h=1,60 m. $(\frac{1}{51,2})$</p>		<p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte verticale des âmes: monofils Ø8 (STUP)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTEE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipages mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile: 10,00 m courants: 3,15 m de clavage: 1,60 m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile: courants: 30 à 40 T</p>	<p>sur appuis: h=3,40 m. $(\frac{1}{18,13})$ à mi-portée: h=1,60 m. $(\frac{1}{38,75})$</p>	<p>béton précontr. — 1.450 m³ surface utile — 2.380 m² épf équivalente — 0,61 m Acier pour B.A. FeE 40 - FeE 22 — Au m³ — Acier pour précontrainte longitudinale } transversale } 76.000 kg Au m³ — 52,4 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP) e = 0,80 m à 1,10 m</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXÉCUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur la LIANE à Boulogne-sur-mer. Entr. Boussiron et Fougerolle. juin 1965 - jan 1968	A.F.P.C. 1967 Dossier d'exécution	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de BOURG-les-VALENCE sur le Rhône Campenon Bernard déc. 1965 - août 1967	A.F.P.C. 1967 Bulletin technique de l'A.F.P.C. n° 89 (avril 1968)	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de la PYLE Orgelet (Jura) Société des Grands Travaux de Mar- seille. déc. 1965 - juin 1968	Annales de l'I.T.B.T.P. (déc. 68) n° 252. Construction: (jan. 1968) A.F.P.C. 1967	<p style="text-align: center;">Encastres sur piles - Appuis simples sur culées</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place de 2,92 m sur équipages mobiles</p> <p>Longueur du voussoir sur pile 5,85 m des voussoirs courants 2,92 m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile = 185 T courants = 28,5 à 40 T</p>	<p>sur appuis : $h = 3,44 \text{ m } \left(\frac{1}{17,8} \right)$ à mi-portée $h = 1,44 \text{ m } \left(\frac{1}{42,6} \right)$</p>	<p>béton précontr. 1.445 m³ surface utile - 2.105 m² ép équivalente - 0,69 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 - 96.730 kg FeE 22 - 25.060 kg au m³ - 84,2 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } 44 256 kg transversale(1) } Au m³ 30,6 kg m³</p>	<p>Côté rive droite la travée de rive s'élargit en trompette</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 30ø7 (BBR)</p> <p>Précontrainte transversale (1) entretoises seulement) câbles 29ø7 et 17ø7 B.B.R.</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur cintres mobiles, échafaudés sur terrain naturel.</p> <p>Longueur du voussoir sur pile et de clavage 6,00 m, des voussoirs courants 5,80 m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile - 80 T courants - 68 à 43 T</p>	<p>sur appuis : $h = 3,50 \text{ m } \left(\frac{1}{20} \right)$ à mi-portée : $h = 1,80 \text{ m } \left(\frac{1}{38,88} \right)$</p>	<p>béton précontr. - 553 m³ surface utile - 1185 m² ép. équivalente - 0,46 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 FeE 22 - 29.300 kg Au m³ - 53 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } 26.700 kg transversale } Au m³ - 48,3 kg/m³</p>	<p>Construction par enco-bellement à partir des piles par l'intermédiaire de cintres mobiles échafaudés à partir du terrain naturel</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12ø8 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12ø8 (STUP)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipages mobiles calorifugés (climat) et sur échafaudage pour travées de rive</p> <p>Longueur des voussoirs 3,00 m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile = 56,5 T courants = 53,7 à 326 T</p>	<p>sur appuis : $h = 6,50 \text{ m } \left(\frac{1}{16,92} \right)$ à mi-portée $h = 2,30 \text{ m } \left(\frac{1}{47,83} \right)$</p>	<p>béton précontr. - 1.935 m³ surface utile - 3150 m² ép. équivalente - 0,61 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 - 150.000 kg FeE 22 - 10.000 kg Au m³ - 82,7 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale - 75 000 kg Au m³ - 38,8 kg/m³</p>	<p>Les fûts de piles en H imposés par les effets possibles du gel présentent une faible résistance à la torsion, pour éviter pendant la construction les oscillations des fûts ceux-ci doivent être haubonnés</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles CO2 (SEEE)</p>

NOTA: ø=25 cm au droit de la culée.

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont-aqueduc de NEUILLY sur MARNE Campenon Bernard juin 1966 - mai 1968 (Il comporte deux tabliers juxtaposés)	A.F.P.C. 1967 Bulletin technique de l'A.F.P.C. n°89 (avr. 1968) Dossier d'exécution	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont d'ARLES sur le Rhône. Fougerolle et Limousin août 1966 - mars 1969 (Il comporte deux tabliers juxtaposés)	A.F.P.C. 1968. Bulletin technique de l'A.F.P.C. n°89. (avr. 1968).	<p style="text-align: center;">Appuis simples Ouvrage partiellement en courbe</p> <p style="text-align: right;">R=750 m</p>
Viaduc des DEUX AMANTS à Lyon Entr.: Grand Travaux de Marseille 1967 - 1969	A.F.P.C. 1969 - 1970 Dossier d'exécution	<p>Pour les piles 3.4.5 : plaque de glissement en téflon alvéolaire</p> <p style="text-align: center;">Appuis simples Ouvrage partiellement courbe R=5000m</p>

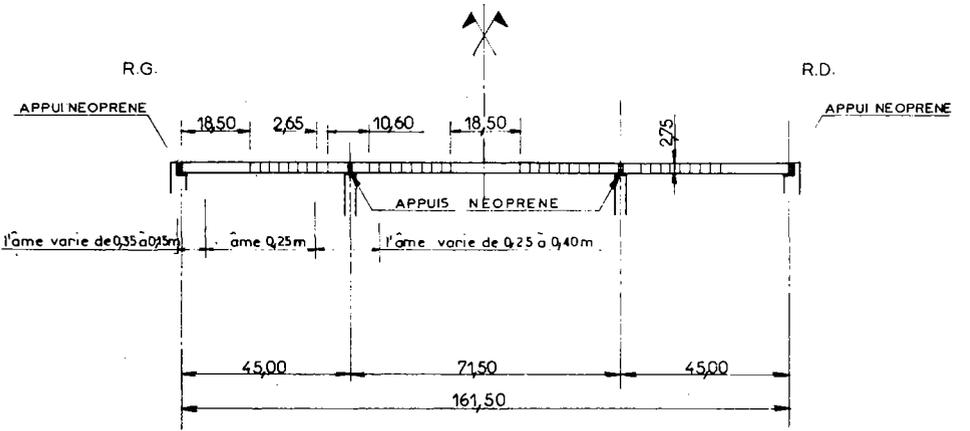
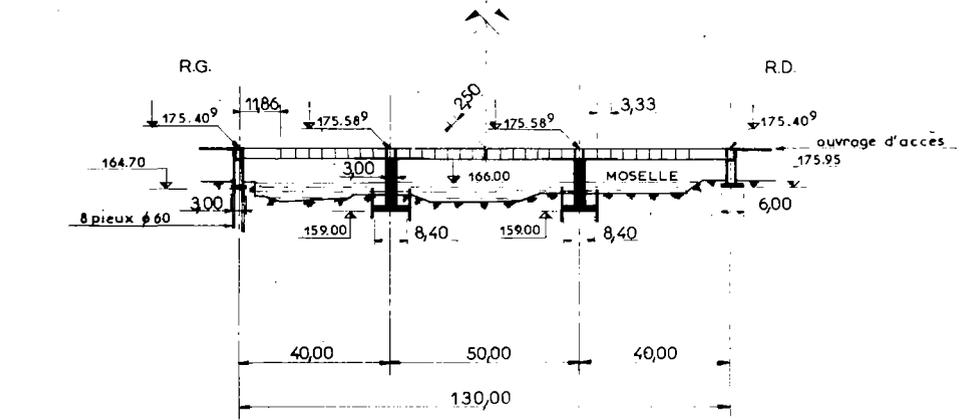
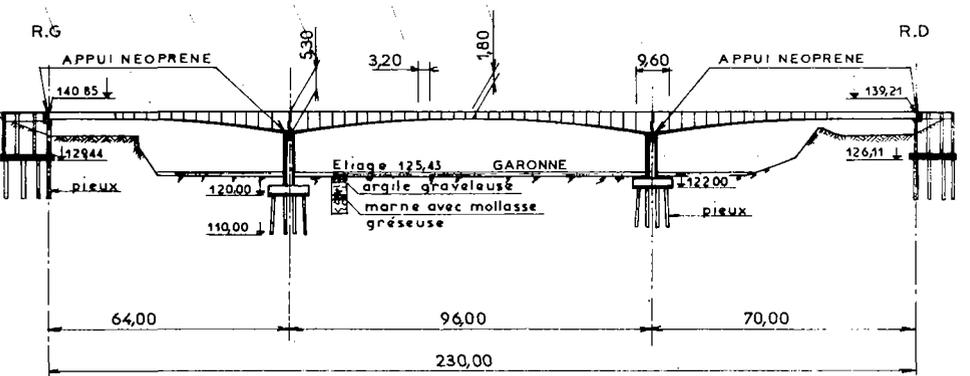
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles. L'équipage mobile est suspendu, d'une part au voussoir précédent, et d'autre part, à la virole en acier du voussoir à bétonner.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 81T courants — 46 à 30T</p>	<p>Hauteur constante = 2,06m élanement: $e = \left(\frac{1}{231}\right)$</p>	<p>(Pour 2 tabliers) béton précontr. — 950 m³ surface utile — 1209 m² épf. équivalente — 0,78m Acier pour B.A. FeE 40 - FeE 22 — 41.500 kg Au m³ — 43,7 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale — 46.000 kg Au m³ — 48,4 kg/m³</p>	<p>La section homogénéisée des canalisations a été prise en compte dans les calculs.</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles, pour franchissement du Rhône, et de la RN.570; sur échafaudages pour les autres travées.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 200 T courants — 90 à 25 T</p>	<p>Hauteur constante = 3,55 m, mais épaisseur variable à l'intérieur du caisson. élanement: $e = \left(\frac{1}{23,9}\right)$</p>	<p>(Pour 2 tabliers) béton précontr. = 5,650 m³ surface utile = 7912 m² épf. équivalente = 0,71m Acier pour B.A. FeE 40 = 254.000 kg FeE 22 = 60.000 kg Au m³ = 53,8 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale = 257.400 kg étriers actifs = 1.750 kg au m³ (précontrainte longitudinale + étriers actifs) = 45,9 kg/m³ acier pour précontrainte transversale = 111.300 kg Au m² = 14,1 kg/m²</p>	
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile — 500m courants — 250m de clavage — 500m</p>	<p>sur appuis: $h = 4,70m \left(\frac{1}{17}\right)$ à mi portée $h = 2,40m \left(\frac{1}{33,3}\right)$</p>	<p>béton précontr. — 6.918 m³ surface utile — 9.886 m² épf. équivalente — 0,69m Acier pour B.A. Fe E 40 — 331.000 kg Fe E 22 — 125.000 kg au m³ — 65,9 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale — 229.000 kg au m³ — 33,1 kg/m³ transversale — 40.000 kg Au m² — 4 kg/m²</p>	<p>La dalle de liaison des voussoirs est coulée avec un voussoir de retard. Les encorbellements sont coulés en 2^{ème} phase</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles type CO2 (S.E.E.E) Précontrainte transversale câbles type F13 (S.E.E.E)</p>

<p>NOM DE L'OUVRAGE</p> <p>EMPLACEMENT</p> <p>ENTREPRISES</p> <p>DATES D'EXECUTION</p>	<p>REFERENCES</p>	<p>COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE</p>
<p>Pont d'OISSEL sur la Seine</p> <p>Société générale d'Entreprises</p> <p>déc.1967 - août 1970</p>	<p>L'Ingénieur-constructeur spécial ouvrages d'art n°156 (mars.avr.71)</p> <p>Dépliant AF.P.C. 69.70</p> <p>Dossier d'exécution</p> <p>Annales I.T.B.T.P. n°289 (janv. 1972)</p>	<p>ROUEN ← → PARIS</p> <p>Zone coulée sur échafaudage</p> <p>APPUI GLACIER</p> <p>P.H.E.N. 550 m SEINE</p> <p>éboulis crayeux</p> <p>craie Ile IDIE</p> <p>caissons métalliques</p> <p>laves à l'air comprimé</p> <p>bras du Saule</p> <p>6 voiles</p> <p>puits forés ø 130</p> <p>puits forés ø 130 dont 4 inclinés à 15 %</p> <p>puits ø 200</p> <p>puits forés ø 180</p> <p>DETAIL D'UNE PILE</p> <p>PILE 2: N, 16,50 (caisson en béton armé)</p> <p>PILE 3: N, 14,50 (caisson métallique)</p> <p>PILE 4: N, 13,00 (caisson métallique)</p> <p>PILE 5: N, 12,00 (caisson métallique)</p> <p>Appuis simples</p> <p>biais: 79 gr. (cf. obs.)</p>
<p>Pont de GIVORS sur le Rhône</p> <p>Campenon Bernard</p> <p>sept.1967 - avril 1970</p>	<p>A.F.P.C. 1968</p> <p>L'Ingénieur-constructeur spécial ouvrages d'art. n°156 (mars.avr.71)</p>	<p>RG</p> <p>ancre</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>RHONE</p> <p>RHEN. 154,32</p> <p>alluvions argilo-graveleuses</p> <p>articulations FREYSSINET</p> <p>caissons métalliques</p> <p>2 caissons en B.A. 0,460 m. have à l'air libre</p> <p>30,00</p> <p>110,00</p> <p>20,00</p> <p>110,00</p> <p>30,00</p> <p>300,00</p> <p>DETAIL ANCRAGE SUR CULÉE</p> <p>Appuis néoprène</p> <p>Appuis simples sur piles — ancrage sur culées (soulèvement)</p>
<p>Pont de MALAUSE sur la Garonne</p> <p>Fougerolle et Guiraudie-Auffève</p> <p>jan.1968 - jan.1970</p>	<p>A.F.P.C. 1969-1970</p> <p>Dossier d'exécution</p>	<p>R.D</p> <p>gross béton (est)</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>Etiage GARONNE</p> <p>mollasses</p> <p>parois moulées</p> <p>33,90</p> <p>67,80</p> <p>67,80</p> <p>67,80</p> <p>33,90</p> <p>271,20</p> <p>Appuis simples</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
<p>SUR PILE A MI-PORTÉE</p> <p>CHEVÊTRE appuis GLACIER</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur du voussoir sur pile 6,00m, des voussoirs courants 3,48m, du voussoir de clavage 3,52m</p> <p>Poids des voussoirs sur pile = 437,2 T courants: 127,4 à 79 T</p>	<p>sur appuis: pile 1 et 8: h: 5,00m pile 2, 3, 4 et 5: h: 6,00 m ($\frac{1}{16,7}$) à mi-portée: h: 2,20 m ($\frac{1}{45,5}$)</p>	<p>béton précontr. 9,130 m³ surface utile = 13,000 m² ép^r équivalente = 0,70 m Acier pour B.A. FeE 40 et FeE 22 = 520,000 kg Au m³ = 56,9 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale = 394,000 kg du m³ transversale = 76,000 kg Au m³ = 58 kg/m³</p>	<p>L'ouvrage est droit mais présente un biais de 79gr. par rapport à la Seine. (L'adoption de piles de section circulaire a permis de résoudre ce problème.) Un second tablier sera construit ultérieurement Seules les culées des 2 tabliers accolés ont été construites. Précontrainte longitudinale KA 32. Précontrainte transversale KA 12</p>
<p>SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur du voussoir sur pile 8,00m, des voussoirs courants 3,40m</p> <p>Poids des voussoirs sur pile = 400 T courants: 145 à 69 T</p>	<p>sur appuis: h: 5,50 m ($\frac{1}{20}$) à mi-portée: h: 2,00 m ($\frac{1}{55}$)</p>	<p>béton précontr. = 3,375 m³ surface utile = 5,400 m² ép^r équivalente = 0,625 m Acier pour B.A. FeE 40 FeE 22 = 243,000 kg Au m³ = 72 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale } 244,000 kg transversale } Au m³ = 72,3 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP e: 112m)</p>
<p>SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur du voussoir sur pile 7,00m, des voussoirs courants et de clavage 3,20m</p> <p>Poids des voussoirs sur piles = 87 T courants: 25 à 39 T</p>	<p>sur appuis: h: 4,50 m. ($\frac{1}{15,1}$) à mi-portée: h: 1,50 m ($\frac{1}{45,2}$)</p>	<p>béton précontr. = 1,140 m³ surface utile = 2,441 m² ép^r équivalente = 0,47 m Acier pour B.A. FeE 40 et FeE 22 = 108,000 kg Au m³ = 94,7 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale = 52,000 kg Au m³ = 45,6 kg/m³</p>	<p>Pendant l'exécution l'encastrement sur piles est réalisé au moyen d'une précontrainte verticale et des calages en béton fretté. Les travées de rive sont lestées pour empêcher leur soulèvement Précontrainte longitudinale câbles 12Ø8 (STUP)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
<p>Pont de BOUSSENS sur la Garonne (Haute-Garonne).</p> <p>Entr. Stribick nov.1968 - juin 1970.</p> <p>Bureau d'étude: Europe études</p> <p>A 19</p>	<p>A.F.R.C.1969-1970</p> <p>Dossier d'exécution</p>	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
<p>Pont de CROIX_LUIZET sur le canal de Jonage (Rhône)</p> <p>Société générale d'Entreprises.</p> <p>(Il comporte deux tabliers juxtaposés).</p> <p>1^{er} pont terminé: déc.1968 - déc.1970</p> <p>2^{ème} pont, en cours d'exécution: début: jan.1971 fin prévue: déc.1971</p> <p>A 20</p>	<p>Dossier d'exécution</p>	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
<p>2^{ème} pont sur l'ADOUR à Dax</p> <p>Entr. Boussiron jan.1969 - août 1970</p> <p>A 21</p>	<p>Dossier d'exécution</p>	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipages mobiles. Longueur des voussoirs: sur pile: 13,10m courants: 3,70m de clavage: 1,50m</p> <p><u>Poids des voussoirs:</u> sur pile: 400 T. courants: 74 à 25 T.</p>	<p>sur appuis: h: 5,50 m ($\frac{1}{17,4}$) à mi-portée: h: 2,50 m ($\frac{1}{38,4}$)</p>	<p>béton précontr.: 1.440 m³ surface utile : 2.156 m² ép. équivalente = 0,67 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 = 87.000 kg Fe E 22 = 12.000 kg Au m³ = 68,8 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } transversale } 65 000 kg</p> <p>étriers actifs ϕ 8 ES = 14.500 kg Au m³ = 55 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T13 (STUP) câbles 12 ϕ 8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12 ϕ 8 (STUP) e=0,90m Précontrainte verticale des âmes monofils ϕ 8 (STUP) e=0,90m</p>
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipages mobiles. Les voussoirs sur pile sont dissymétriques. Longueur des voussoirs: sur pile: 9,00m courants: 2,25 et 3,00m de clavage: 3,00m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile = 106,6T courants=30 à 22 T</p>	<p>sur appuis: h: 3,70 m ($\frac{1}{17}$) à mi-portée: h: 1,50 m ($\frac{1}{42}$)</p>	<p>Pour 1 tablier) béton précontr.: 1.180 m³ surface utile : 1.620 m² ép. équivalente = 0,73 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 = 89.030 kg Fe E 22 = 20.000 kg Au m³ = 92,4 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale = 54.240 kg au m³ = 46 kg/m³ transversale = 8.698 kg</p> <p>Au m² = 5,4 kg/m²</p>	<p>Les voussoirs sur pile sont dissymétriques car les fléaux étaient construits à l'aide d'un seul équipage mobile</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles KA 28 et KA 32 Précontrainte transversale câbles KA 10 e=0,65 m</p>
<p style="text-align: center;">SUR PILE, A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipages mobiles. Longueur des voussoirs: sur pile: 6,19m courants: 3,05m de clavage: 3,10m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile = 205 T courants: 96,7 à 64,8 T</p>	<p>sur appuis: h: 3,12 m. ($\frac{1}{20,8}$) à mi-portée: h: 1,60 m. ($\frac{1}{40,6}$)</p>	<p>béton précontraint: 1.500 m³ surface utile : 2.610 m² ép. équivalente = 0,57 m</p> <p>Aciers pour B.A. Fe E 40 = 77.300 kg Fe E 22 = 21365 kg Au m³ = 65,8 kg/m³</p> <p>Aciers pour précontrainte longitudinale = 56.890 kg au m³ = 37,9 kg/m³ transversale = 11.686 kg</p> <p>Au m² = 4,5 kg/m²</p>	<p>Les deux poutres caissons sont exécutées simultanément sans joint dans le hourdis reliant les caissons</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 30 ϕ 7 (B.B.R.) Précontrainte transversale câbles 15 ϕ 7 (B.B.R.)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur la dérivation du GARD Entr. Grands Travaux de Marseille	A.F.P.C. 1969-1970 Dossier d'exécution	 <p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de MOULIN les METZ sur la Moselle Campenon Bernard Europe Etudes (il comporte deux ouvrages à tabliers juxtaposés)	A.F.P.C. 1969-1970 Dossier d'exécution	 <p style="text-align: center;">Appuis dédoublés</p>
Pont de L'EMBOUCHURE sur la Garonne, à Toulouse. Entr. Dodin	Dossier d'exécution.	 <p style="text-align: center;">Appuis simples biais: 76,66 gr.</p>

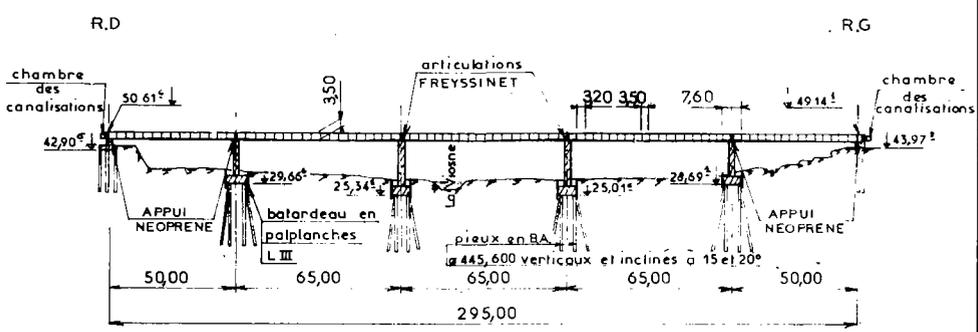
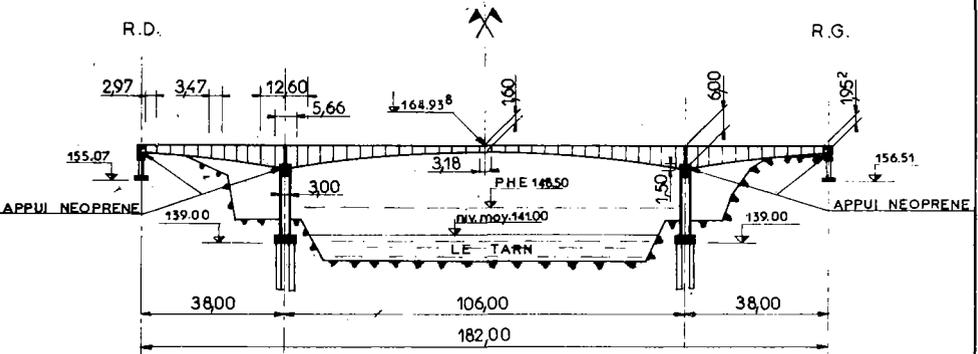
A 22

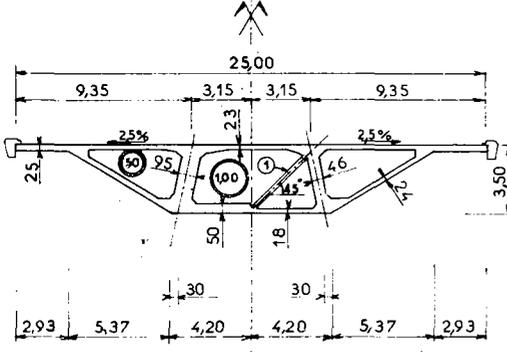
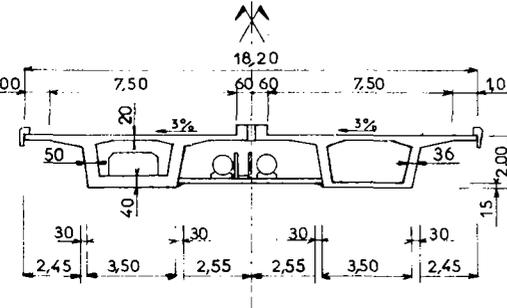
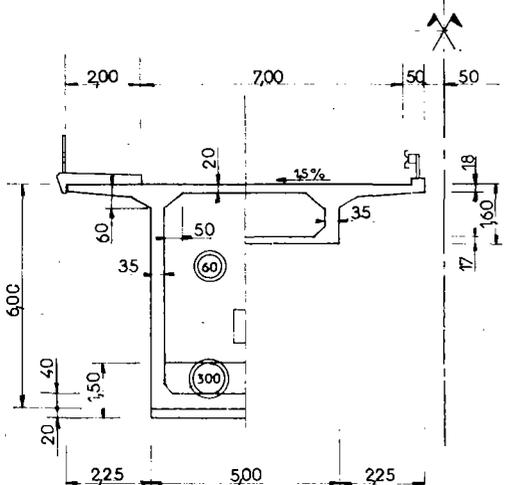
A 23

A 24

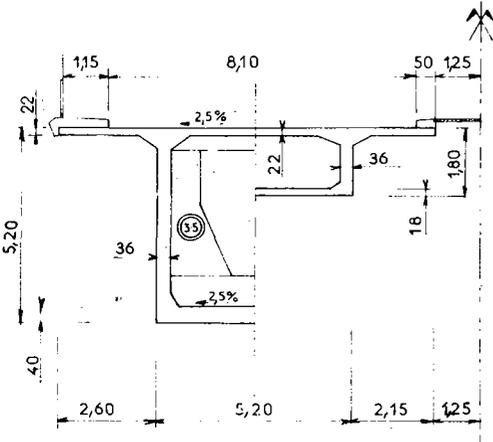
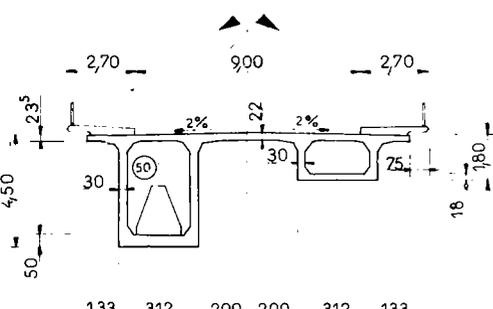
NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur la SAONE accès au tunnel sous Fourvière à Lyon Société générale d' Entreprises. nov.1969-déc.1971 (L'ouvrage comporte deux tabliers juxtapo- sés)	Dossier d'exécution	<p>cas du tablier aval: les portées sont: 30,00m-60,00m-30,00m</p> <p>Appuis simples biais: 81,362 gr</p>
Pont de TOURVILLE-LA-RI- -VIÈRE. (Seine maritime) Campenon Bernard nov.1969-mars 1971	A.F.P.C.1969.1970 Dossier d'exécution	<p>Appuis dédoublés sur piles — Appuis simples sur culées</p>
Pont n°2 sur l'ARVE Gaillard, Anthaz, (Haute-Savoie). Grands Travaux de Marseille juil.1969-juil 1971 (Il comporte deux ta- bliers juxtaposés).	Dossier d'exécution	<p>Appuis dédoublés sur piles. Appuis simples sur culées.</p> <p>R=1007m</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs sur pile 5,00m courants: 225 ou 3,00 m</p> <p>de clavage: 4,00 m</p> <p><u>Poids des voussoirs:</u> sur pile : 93 T courants: 28,4 à 20 T</p>	<p>sur appuis: h: 3,70 m $\left(\frac{1}{16}\right)$ à mi-portée: h: 1,20 m $\left(\frac{1}{50}\right)$</p>	<p>(Pour 2 tabliers) béton précontr. = 1,850 m³ surface utile = 3,240 m² épf équivalente: 0,57 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 : 75.000 kg FeE 22 : 20.000 kg Au m³ : 51,4 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale : 70.000 kg au m³ = 37,8 kg/m³ transversale : 16.000 kg Au m² = 4,9 kg/m²</p>	<p>Les joints des voussoirs sont disposés suivant le bras.</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles type KA 28</p> <p>Précontrainte transversale câbles type KA</p>
	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs : sur pile : 8,12 m courants : 3,34 m de clavage: 1,72 m</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile : 180 T courants : 17 à 54 T</p>	<p>sur appuis: h: 4,80 m $\left(\frac{1}{19}\right)$ à mi-portée h: 2,00 m $\left(\frac{1}{45}\right)$</p>	<p>béton précontr. = 1060 m³ surface utile = 2,205 m² épf équivalente: 0,48 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 } 89.400 kg FeE 22 } Au m³ = 84,3 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale 57 000 kg Au m³ = 53,8 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T 13 (STUP) câbles 12 Ø 8 (STUP)</p>
	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles pour travée centrale, sur échafaudages pour travées de rive.</p> <p>Longueur des voussoirs: sur pile : 600 m courants: 2,56 m de clavage: 4,88 m</p>	<p>sur appuis: h: 5,165 m $\left(\frac{1}{162}\right)$ à mi-portée: h: 2,40 m $\left(\frac{1}{35}\right)$ sur culées: h: 2,20 m $\left(\frac{1}{38,1}\right)$</p>	<p>(Pour 1 tablier) béton précontr. = 1847 m³ surface utile = 2918 m² épf équivalente = 0,63 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 = 129.600 kg FeE 22 = 15.900 kg Au m³ = 78,2 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale = 55.879 kg Au m³ = 30,2 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles type F7 600 T (S.E.E.E.)</p>

<p>NOM DE L'OUVRAGE</p> <p>EMPLACEMENT</p> <p>ENTREPRISES</p> <p>DATES D'EXECUTION</p>	<p>REFERENCES</p>	<p>COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE</p>
<p>Viaduc de la VIOSNE liaison A.15-R.N.15</p> <p>Entr. Boussiron nov.1969 - déc.1971</p>	<p>Dossier d'exécution</p>	 <p>R.D. R.G.</p> <p>chambre des canalisations 50,61° 42,90°</p> <p>350</p> <p>articulations FREYSSINET</p> <p>320 350 760 49,14°</p> <p>chambre des canalisations 43,97°</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>balardeau en palplanches L III</p> <p>229,66° 25,34°</p> <p>pioux en BA 445,600 verticaux et inclinés à 15 et 20°</p> <p>25,01° 28,69°</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>50,00 65,00 65,00 65,00 50,00</p> <p>295,00</p> <p>Encastrement sur piles centrales - Appuis simples sur piles latérales et culées</p>
<p>A 28</p>		<p>cas du pont extérieur: 11,00 m; 39,20 m; 46,70 m; 24,70 m; 20,00 m.</p> <p>R.G. PONT INTERIEUR R.D.</p> <p>239,75°</p> <p>APPUI NEOPRENE,TEFLON n°1</p> <p>588°</p> <p>2,00</p> <p>n°3</p> <p>2,94°</p> <p>n°4</p> <p>243,41°</p> <p>canal de Bourgogne</p> <p>232,50 232,50 234,36 233,20</p> <p>APPUI PENDULAIRE</p> <p>pioux φ 150</p> <p>argile sableuse graviers et sable argileux sable fin argileux</p> <p>232,95 232,00 252,00</p> <p>APPUI PENDULAIRE</p> <p>APPUI NEOPRENE,TEFLON</p> <p>13,00 45,50 45,30 32,00 21,90</p> <p>157,70</p> <p>PILES n°2 et 3</p> <p>40 50 90 40</p> <p>articulations FREYSSINET</p> <p>60 60</p> <p>T.N.</p> <p>150 500</p> <p>ces piles sont en béton précontraint.</p> <p>axe caisson ext 3050</p> <p>axe caisson int 300</p> <p>axe de l'ouvrage 2,94°</p> <p>14,150</p> <p>VUE EN PLAN</p> <p>ces piles sont en béton armé.</p> <p>PILES n°1 et 4</p> <p>40</p> <p>articulations FREYSSINET (plaques de polysyrène)</p> <p>T.N.</p> <p>250 400</p> <p>Encastrement sur piles</p> <p>Appuis simples sur culées</p> <p>Ouvrage courbe: R=150m</p>
<p>A 29</p>		 <p>R.D. R.G.</p> <p>297 347 12,60 5,66 164,93° 1,60</p> <p>155,07</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>139,00</p> <p>3,00</p> <p>PHE 14850</p> <p>150</p> <p>139,00</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>156,51</p> <p>156,51</p> <p>38,00 106,00 38,00</p> <p>182,00</p> <p>LE TARN</p> <p>DETAIL DU DISPOSITIF ANTI-SOULEVEMENT</p> <p>caie béton</p> <p>Appuis simples</p>
<p>A 30</p>		

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p> <p>① Bracon 25 x 25 (1 par voussoir)</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs : sur pile : 7,60 m courants, 3,30 et 3,50 m de clavage : 2,00 m</p> <p>Poids des voussoirs sur pile : 370 T courants, 165 à 76 T</p>	<p>Hauteur constante : 3,50 m.</p> <p>Epaisseur variable du hourdis inférieur du caisson.</p> <p>élancement : $e = \left(\frac{1}{18,6}\right)$</p>	<p>béton précontr. : 5.100 m³ surface utile : 7375 m² ép^r équivalente : 0,69 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 : 330.600 kg Fe E 22 : 48.600 kg Au m³ : 74,4 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale : 128.900 kg au m³ = 25,3 kg/m³ transversale : 57.700 kg Au m² : 7,8 kg/m²</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 30φ7 (B.B.R.)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 18φ7 (B.B.R.) e = 0,70 m</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p> <p>Longueur des voussoirs : sur pile : 5,888 m courants : 2,944 m de clavage : 2,944 m</p>	<p>Hauteur constante : 2,00 m, mais épaisseur variable du hourdis inférieur, et des âmes du caisson.</p> <p>élancement : $e = \left(\frac{1}{22,7}\right)$</p>	<p>(Pour 2 tabliers)</p> <p>béton précontr. : 1.280 m³ surface utile : 2.870 m² ép^r équivalente : 0,46 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 : 96.000 kg Fe E 22 : 6.500 kg Au m³ : 80 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale : 50.000 kg Au m³ : 39,1 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP)</p> <p>câbles 12φ8 (STUP)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles</p> <p>Longueur des voussoirs : sur pile : 12,60 m courants : 3,47 m de clavage : 3,18 m</p> <p>Poids des voussoirs sur pile : 180 T courants : 68 à 37 T de clavage : 34 T</p>	<p>sur appuis : h = 6,00 m ($\frac{1}{17,6}$) à mi portée : h = 1,60 m ($\frac{1}{66,2}$)</p>	<p>(Pour 2 tabliers)</p> <p>béton précontr. : 2.245 m³ surface utile : 3.458 m² ép^r équivalente : 0,65 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 : 135.000 kg Fe E 22 : 12.000 kg Au m³ : 65,5 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale : 98.360 kg Au m³ : 43,8 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T 13 (STUP)</p>

<p>NOM DE L'OUVRAGE</p> <p>EMPLACEMENT</p> <p>ENTREPRISES</p> <p>DATES D'EXÉCUTION</p>	<p>REFERENCES</p>	<p>COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE</p>
<p>Pont sur la rivière de MORLAIX (Finistère)</p> <p>Campenon Bernard en cours d'exécution.</p> <p>(L'ouvrage comporte deux tabliers juxtaposés)</p> <p>A 31</p>	<p>Dossier d'exécution</p>	<p>Encastrement (Piles 3 et 4) — Appuis dédoublés (Piles 1, 2, 5, 6) — Appuis simples (Culées)</p>
<p>Pont sur la rue PIERRE SEMARD à Brest</p> <p>Campenon Bernard en cours d'exécution début des travaux janvier 1972.</p> <p>A 32</p>	<p>Dossier d'exécution</p>	<p>Appuis dédoublés</p>

<p>COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER</p>	<p>MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS</p>	<p>HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS</p>	<p>QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE</p>	<p>OBSERVATIONS</p>
 <p>SUR PILE A MI-PORTÉE</p> <p>NOTA: Les épaisseurs des entretoises des piles s'écrivent sont, 30 cm.</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipage mobile</p> <p>Longueur des voussoirs:</p> <p>sur pile : 8,30 m</p> <p>courants : 3,35 m</p> <p>de clavage (joint)</p> <p><u>Poids des voussoirs</u></p> <p>sur pile — 200 T</p> <p>courants — 63 à 40 T</p>	<p>sur appuis: h=5,20 m. $\left(\frac{1}{15,7}\right)$</p> <p>à mi-portée: h=1,80 m. $\left(\frac{1}{45,5}\right)$</p>	<p>(Pour 2 tabliers)</p> <p>béton précontr. — 6 400 m³</p> <p>surface utile — 8.346 m²</p> <p>épf équivalente — 0,77 m</p> <p>Acier pour B.A.</p> <p>FeE 40 — FeE 22 — 540.000 kg</p> <p>Au m³ — 84,4 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale — 265.000 kg</p> <p>Au m³ — 41,4 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T 13 (STUP)</p> <p>câbles 12 Ø 8 (STUP)</p>
 <p>SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipage mobile</p> <p>Longueur des voussoirs:</p> <p>sur pile : 7,50 m</p> <p>courants : 3,05 m</p> <p>de clavage : 0,10 m (joint)</p> <p><u>Poids des voussoirs</u></p> <p>sur pile — 200 T</p> <p>courants — 85 à 47 T</p>	<p>sur appuis : h=4,50 m. $\left(\frac{1}{17,9}\right)$</p> <p>à mi-portée: h=1,80 m. $\left(\frac{1}{44,8}\right)$</p>	<p>béton précontr. — 1.350 m³</p> <p>surface utile — 2.355 m²</p> <p>épf équivalente — 0,57 m</p> <p>Acier pour B.A.</p> <p>FeE 40 — FeE 22 — 84.000 kg</p> <p>Au m³ — 62,2 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } 71.000 kg</p> <p>transversale } 71.000 kg</p> <p>Au m³ — 52,6 kg/m³</p>	<p>A l'exécution, la longueur des voussoirs a été portée à 3,10 m.</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T 13 (STUP)</p> <p>câbles 12 Ø 8 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12 Ø 8 (STUP)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATE D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
B1 Pont de CHOISY-LE-ROI sur la Seine Campenon Bernard août 1962 - août 1965 (Il comporte deux ouvrages à tabliers juxtaposés)	Extrait de la Technique des Travaux mars-avril 1964. Bulletin de l'A.F.P.C. 1963 (n°82.) Travaux n° 372. (Jan. 1966)	<p style="text-align: center;">Encastrement sur piles - Appuis simples sur culées</p>
B2 Pont de COURBEVOIE Campenon Bernard (Il comporte deux ouvrages à tabliers juxtaposés)	A.F.P.C. 1967. Dépliant de Campenon Bernard: Ponts de Courbevoie et de la Grande Jatte.	<p style="text-align: center;">Encastrement sur piles - Appuis simples sur culées</p>
B3 Pont d'OLERON Charente maritime Campenon Bernard mai 1964 - mai 1966	A.F.P.C. 1965.1966 Dépliants. L'Ingénieur-constructeur E.T.P. n°102 (mars 1966)	<p style="text-align: center;">Appuis dédoublés</p>

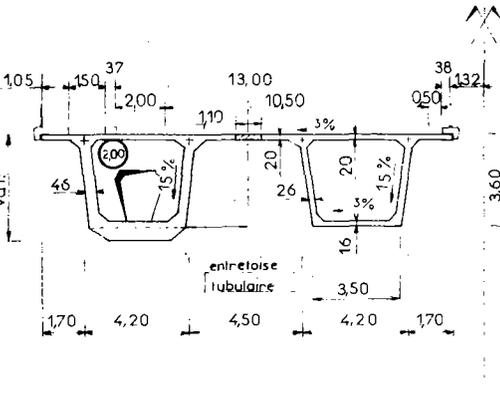
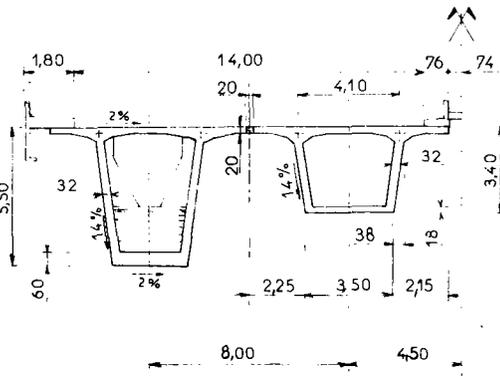
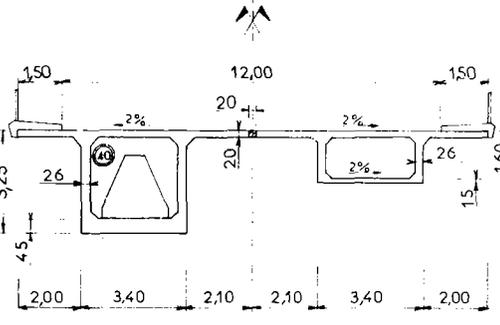
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION DES VOUSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - En travée ELANCEMENT	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 2,50 m mis en place par grue flottante.</p> <p>Poids des voussoirs sur pile — 55 T courants — 20 à 25 T</p>	<p>Hauteur constante : 2,50 m.</p> <p>élancement : $e = \left(\frac{1}{22}\right)$</p>	<p>(Pour les 2 tabliers)</p> <p>béton précontr. — 1830 m³</p> <p>surface utile — 3120 m²</p> <p>épf. équivalente — 0,58 m</p> <p>Acier pour B.A.</p> <p>FeE 40-FeE 22 — 88.000 kg</p> <p>Au m³ — 48 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte</p> <p>longitudinale } 76 000 kg</p> <p>transversale }</p> <p>Au m³ — 41,5 kg/m³</p>	<p>L'ouvrage a subi une compensation (déplacement) et un réglage (rotation) à l'aide de vérins plats pour réduire dans l'ouvrage terminé l'effet des déformations différées</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12 Ø 8 et 12 Ø 7 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12 Ø 7 (STUP) e=0,033 m</p> <p>Précontrainte des âmes (pres piles) étriers actifs Ø 8</p>
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,80 m, transportés de Choisy-le-Roi par voie fluviale, et mis en place par grue flottante.</p>	<p>Hauteur constante : 2,23 m.</p> <p>e = $\left(\frac{1}{26,32}\right)$</p>	<p>(Pour les 2 tabliers)</p> <p>béton précontr. — 3000 m³</p> <p>surface utile — 5360 m²</p> <p>épf. équivalente — 0,56 m</p> <p>Acier pour B.A.</p> <p>FeE 40 - FeE 22 —</p> <p>Au m³ —</p> <p>Acier pour précontrainte</p> <p>longitudinale } 160 000 kg</p> <p>transversale }</p> <p>Au m³ — 53,3 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T 13 (STUP)</p> <p>câbles 12 Ø 8 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12 Ø 8 (STUP) e=0,76 m</p>
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,30 m mis en place par une poutre de lancement, reposant sur le tablier au droit de l'appui. Voussoir sur pile de 3,00 m, voussoir de clavage 3,30 m</p> <p>Poids des voussoirs sur piles — 73 T courants — 52 à 42 T</p>	<p>sur appuis : h = 4,50 m. $\left(\frac{1}{17,5}\right)$</p> <p>à mi-portée : h = 2,50 m. $\left(\frac{1}{31,6}\right)$</p>	<p>béton précontr. — 15.000 m³</p> <p>surface utile — 30 337 m²</p> <p>épf. équivalente — 0,527 m</p> <p>Acier pour B.A.</p> <p>FeE 40 - FeE 22 — 950.000 kg</p> <p>Au m³ — 59,4 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte</p> <p>longitudinale — 630.000 kg</p> <p>au m³ — 39,4 kg/m³</p> <p>transversale — 120.000 kg</p> <p>Au m³ — 4 kg/m³</p>	<p>L'épaisseur du joint de clavage est de 0,10 m</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T 13 (STUP)</p> <p>câbles 12 Ø 8 (STUP)</p> <p>Précontrainte transversale câbles 12 Ø 7 (STUP) e=0,025 m soit 4 câbles par voussoir</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATE D'EXÉCUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
<p>Pont aval sur le RHONE à PIERRE - BENITE Campenon Bernard mai 1964 - sept. 1965 (Il comporte deux ouvrages à deux tabliers juxtaposés)</p>	<p>Travaux juin 66. Dépliant de Campenon Bernard.</p>	<p style="text-align: center;">CANAL DE FUITE</p> <p style="text-align: center;">EVACUATEUR DES CRUES</p> <p style="text-align: center;">Encastrement sur piles - Appuis simples sur culées</p>
<p>PONT AVAL du boulevard périphérique sur la Seine à Paris Campenon Bernard et Société des Grands Travaux de l'Est. avr. 1966 - Mars 1968 (Il comporte deux tabliers juxtaposés)</p>	<p>A.F.P.C. 1967. Travaux, juin 1968 Annales de l'I.T.B.T. (oct. 1968) n°250.</p>	<p style="text-align: center;">cas du tablier aval: 4 travées: 67,47 - 92,00 - 81,33 - 79,54</p> <p style="text-align: center;">TABLIER AMONT</p> <p style="text-align: center;">Appuis simples biais: 68 gr.</p>
<p>Pont de JUVISY sur la Seine Campenon Bernard mai 1966 - mai 1968</p>	<p>A.F.P.C. 1967 Dossier d'exécution.</p>	<p style="text-align: center;">DETAIL DE LA PILE CENTRALE (béton pré-contraint)</p> <p style="text-align: center;">Encastrement sur piles Appuis simples sur culées Appuis pendulaires</p>

B 4

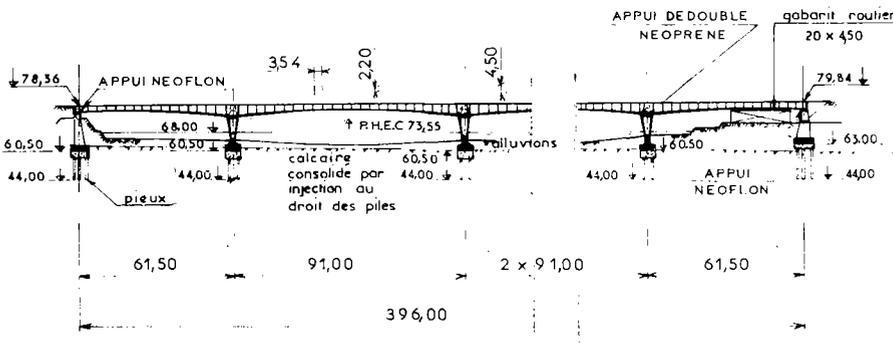
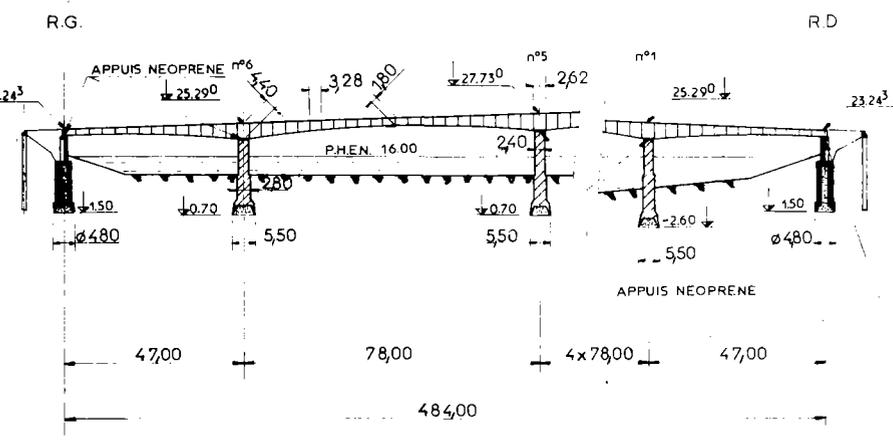
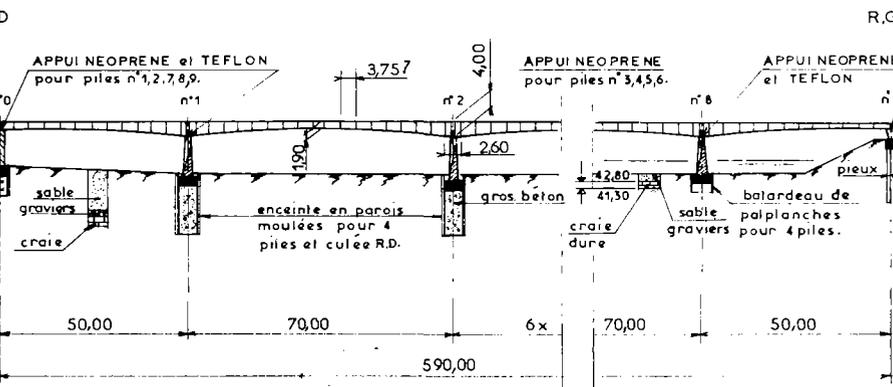
B 5

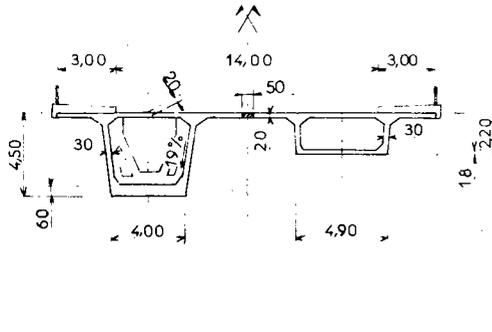
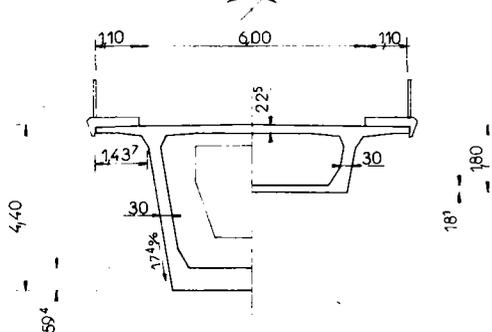
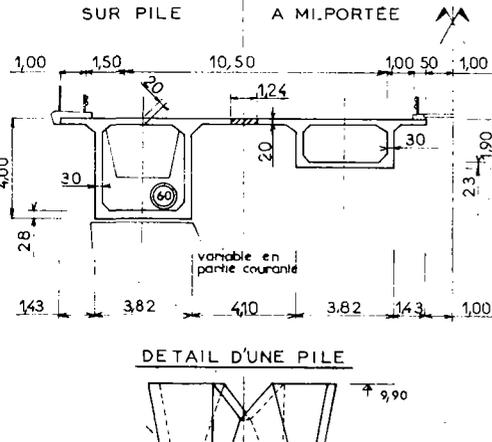
B 6

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: _ Sur appuis _ En travée ELANCEMENT	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,00m mis en place, par appareils de levage, se déplaçant sur la partie du fléau déjà construite. Les voussoirs sur pile sont coulés en place (dispositions spéciales dues au biais).</p>	<p>Hauteur constante: 3,60 m, mais goussets de part et d'autre des piles.</p> <p>Elancement pour canal de fuite: $e = \left(\frac{1}{23,3} \right)$</p> <p>Elancement pour évacuateur des crues $e = \left(\frac{1}{20,9} \right)$</p>	<p>(Pour les 4 tabliers)</p> <p>béton précontr. — 8.800 m³ surface utile — 14.600 m² épf. équivalente — 0,60 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 - FeE 22 — 460.000 kg</p> <p>Au m³ — 52,2 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale — 370.000 kg au m³ — 42 kg/m³ transversale — 80.000 kg</p> <p>Au m² — 5,5 kg/m²</p>	<p>Les efforts dans les piles dus aux déformations différées et au retrait complémentaire ont été compensés au cours de la construction des tabliers</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø7 (STUP)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,53m, mis en place par grue flottante au centre, par appareils de levage R.D., et par grue à chenilles R.G.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile: 75t courants: 60 à 40t</p>	<p>sur appuis: h: 5,50 m $\left(\frac{1}{16,73} \right)$ à mi-portée: h: 3,40 m $\left(\frac{1}{27,06} \right)$</p> <p>goussets linéaires de 19,40 m, de part et d'autre des piles.</p>	<p>(Pour les 2 tabliers)</p> <p>béton précontr. — 6.800 m³ surface utile — 10.350 m² épf. équivalente — 0,66 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 - FeE 22 — 430.500 kg</p> <p>Au m³ — 63,3 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } 326.000 kg transversale }</p> <p>Au m³ — 47,9 kg/m³</p>	<p>Le profil en long de l'ouvrage est en pente régulière de 11%. Le profil en long des chaussées est obtenu à l'aide d'un renformis d'épaisseur variable</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 13T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP) (Ø70m)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,80m, mis en place par grue flottante, pour travées centrales. Les voussoirs de travée de rive sont coulés en place sur échafaudages.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 50T courants — 45 à 29T</p>	<p>sur appuis: h: 3,25 m. $\left(\frac{1}{20,57} \right)$ à mi-portée: h: 1,60 m. $\left(\frac{1}{41,6} \right)$</p>	<p>béton précontr. — 1.525 m³ surface utile — 3.202 m² épf. équivalente — 0,476 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 } — 93.000 kg FeE 22 }</p> <p>Au m³ — 51 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } — 66.800 kg transversale }</p> <p>Au m³ — 43,80 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATE D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
B7 Pont de BONPAS sur la Durancè, R.N.573 (Bouches du Rhône) Entr. Léon Ballot, avril 1967 - fév.1969, (Il comporte deux tabliers parallèles)	A.F.P.C. 1968 Bulletin technique de l'A.F.P.C. n°89. Dossier d'exécution.	<p>VALENCE ← → MARSEILLE</p> <p>R.D. R.G.</p> <p>APPUI NEOTOPF Joint de chaussée DEMAG</p> <p>R.N.573 Canal Crillon alluvions marne compacte Barandeau Larsen V</p> <p>zones coulees en place</p> <p>VUE EN PLAN</p> <p>Appuis simples R:3000 m, avec raccordement clothoidal. biais: 83gr. à 93 gr.</p>
B8 Pont sur l'Adour à BAYONNE Constr. Edmond Coignet, et Entr. Truchetet Tansini. nov.1967 - juil.1970	L'ingénieur constructeur spécial ouvrages d'art n°156. (mars.avn. 1971) Dossier d'exécution.	<p>R.G. R.D.</p> <p>APPUI NEOPRENE TEFLON</p> <p>APPUI NEOPRENE</p> <p>C.D. 52 rocher caissons haves en B.A. sable moyen sable grossier caisson haves en B.A. parois moulées</p> <p>Appuis simples biais: 85 gr.</p>
B9 PONT AMONT du boulevard périphérique sur la Seine à Paris Campenon Bernard et Entreprise Industrielle juil.1967 - juil.1969 (Il comporte deux tabliers parallèles)	A.F.P.C. 1968 Travaux (mars 70) Dépliant: Pont amont sur la Seine	<p>R.G. R.D.</p> <p>APPUI DOUBLE NEOPRENE APPUI NEOPRENE</p> <p>2 voûtes accolées</p> <p>pioux moulés gros béton argile plastique marneuse calcaire craie campanienne viroles en B.A.</p> <p>Appuis dédoublés sur piles - Appuis simples sur culées biais: 82 gr.</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - En travée ELANCEMENT	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN JEUVRE	OBSERVATIONS
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 2,50 m, mis en place par grue à chenilles, et par chassis métallique servant de levage.</p> <p>Les voussoirs sur pile et le voussoir de clavage (2,40m) sont coulés en place. Poids des voussoirs: 30 à 20 T</p>	<p>sur appuis: h: 4,40 m ($\frac{1}{16,3}$) à mi-portée: h: 1,80 m ($\frac{1}{40,0}$)</p>	<p>(Pour les 2 tabliers) béton précontr. = 9,635 m³ surface utile = 15,344 m² ép. équivalente = 0,62 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 = 433.700 kg Fe E 22 = 30.700 kg</p> <p>Au m³ = 49,2 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale = 403.200 kg Au m³ = 41,8 kg/m³ transversale = 130.600 kg Au m² = 8,5 kg/m²</p>	<p>Le voussoir sur pile est constitué d'un élément coulé en place de 5,60 m de longueur encadré par 2 voussoirs préfabriqués de 2,00m. Le tablier est encasté sur la culée R.D. et la dilatation se fait sur 548 m (appuis NEOTOPF et joints DELMAG ± 30 cm)</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12φ8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12φ8 (STUP) e=0,625m</p>
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,14 m, mis en place par appareils de levage et chariots de transfert.</p> <p>Poids des voussoirs sur pile: 75 T courants: 50 à 30 T</p>	<p>sur appuis: h: 4,70 m ($\frac{1}{16,0}$) à mi-portée: h: 1,80 m ($\frac{1}{41,9}$)</p>	<p>Béton précontr. 2,810 m³ surface utile = 4,589 m² ép. équivalente = 0,61 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 = 130.000 kg Fe E 22 = 9.500 kg</p> <p>Au m³ = 49,6 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale = 116.600 kg Au m³ = 41,5 kg/m³ transversale = 24.700 kg Au m² = 5,4 kg/m²</p>	<p>L'épaisseur des âmes des poutres caissons varie de 0,26m à 0,36m</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12φ8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12φ8 (STUP) e=0,65m</p>
<p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p> <p style="text-align: center;">AU VOISINAGE DE LA CULÉE R.D. Voussoirs avec 3^e âme var. 12,50 à 29,00</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,33 m mis en place par grue flottante et par grue à chenilles.</p> <p>Poids des voussoirs sur pile: 2x80 t courants: 65 à 45 t</p>	<p>sur appuis: h: 4,80 m ($\frac{1}{18,75}$) à mi-portée: h: 2,95 m ($\frac{1}{30,51}$)</p>	<p>(Pour les 2 tabliers) Béton précontr. = 6,660 m³ surface utile = 11,300 m² ép. équivalente = 0,59 m</p> <p>Acier pour B.A. Fe E 40 = 40.000 kg Fe E 22 = 60.000 kg</p> <p>Au m³ = 69 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale = 240.000 kg au m³ = 36 kg/m³ transversale = 140.000 kg Au m² = 12,4 kg/m²</p>	<p>A ses 2 extrémités le tablier s'élargit.</p> <p>Côté RD les voussoirs de rive comportent une 3^eme âme</p> <p>Côté R.G. l'élargissement est absorbé par la dalle de jonctions des caissons</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12φ8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12φ8 (STUP) e=0,80m</p>

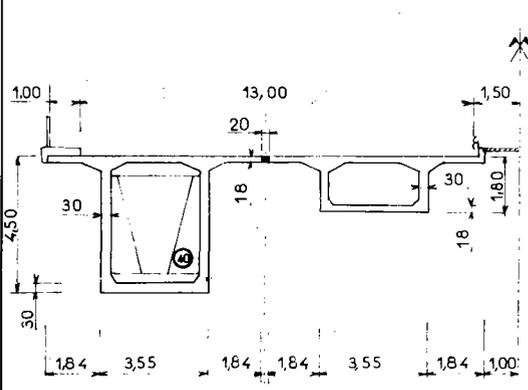
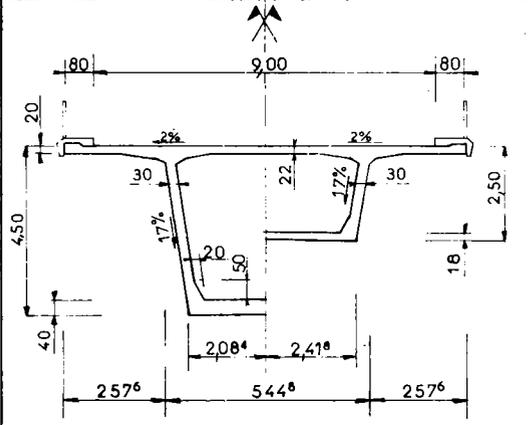
NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXÉCUTION	RÉFÉRENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur la Loire à BLÔIS Campenon Bernard mars 1968 - avril 1970	L'ingénieur-constructeur spécial : ouvrages d'art, n°156. (mars, avr. 1971) A.F.P.C. 1969-70 Dossier d'exécution	 <p style="text-align: center;">Appuis dédoublés sur piles — Appuis simples sur culées</p>
B 10	Pont d'ARAMON sur le Rhône Campenon Bernard fev. 1969 - nov. 1970	 <p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
B 11	Expomat n° 27 (juin 1971) L'ingénieur-constructeur spécial : ouvrages d'art, n°156 (mars, avr. 1971). Dossier d'exécution.	 <p style="text-align: center;">Appuis simples biais : 71,8 gr.</p>
B 12	Pont sur la Loire à TOURS Entr. Coignet. en cours d'exécution. début des travaux : février 1970. fin des travaux prévue : avril 1972. (L'ouvrage comporte deux tabliers juxtaposés).	(This section is merged with the previous one as it contains the same diagram and caption.)

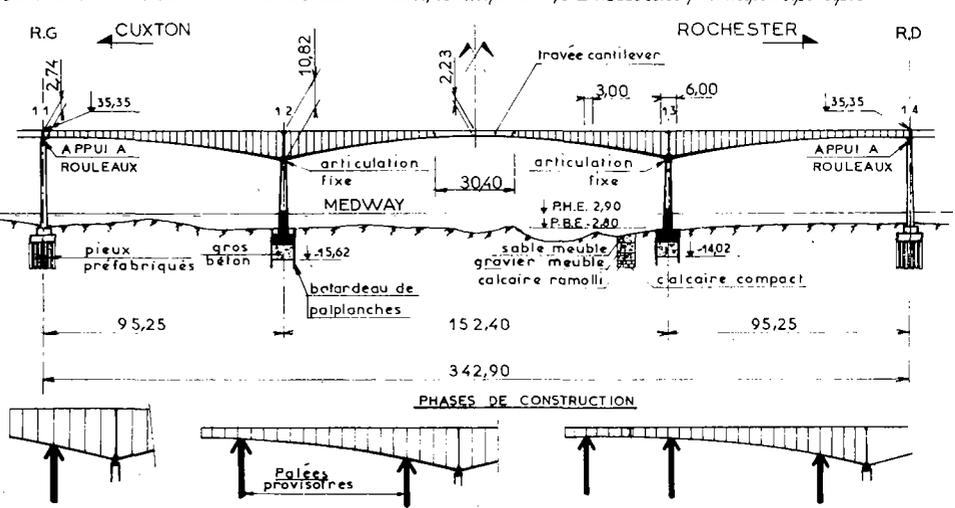
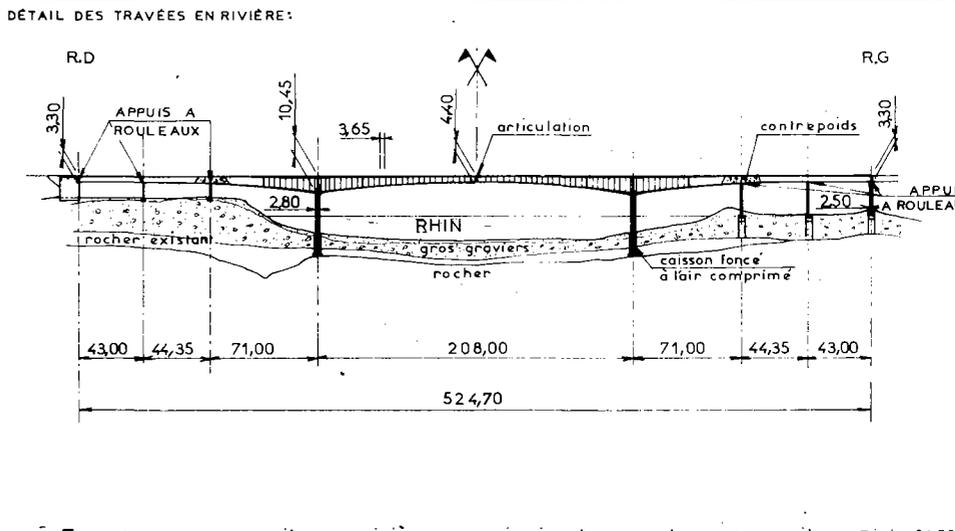
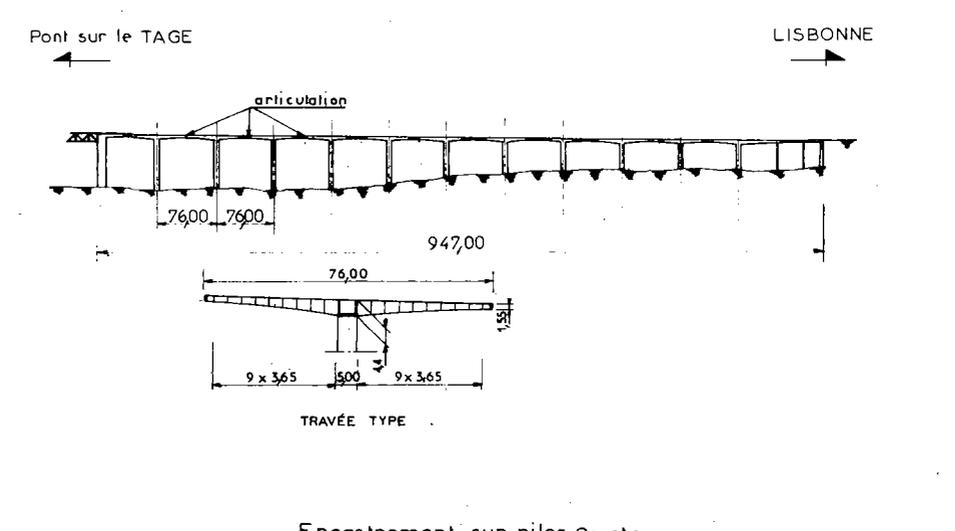
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,54 m mis en place par poutre de lancement.</p> <p>Voussoirs sur pile 2,80 m de longueur</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 75 T courants — 65 à 40 T</p>	<p>sur appuis : h : 4,50 m $\left(\frac{1}{20,2}\right)$ à mi-portée : h : 2,20 m $\left(\frac{1}{41,3}\right)$</p>	<p>béton précontr. — 4415 m³ surface utile — 7920 m² épf. équivalente — 0,56 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 FeE 22 — 254.000 kg Au m³ — 57,5 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale } — 274.000 kg transversale } Au m³ — 62 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP) e=0,80m</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,28 m mis en place par portique de lancement.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 75 T courants — 52 à 25 T</p>	<p>sur appuis : h : 4,40 m $\left(\frac{1}{17,7}\right)$ à mi-portée : h : 1,80 m $\left(\frac{1}{43,3}\right)$</p>	<p>béton précontr. — 2.315 m³ surface utile — 3.969 m² épf. équivalente — 0,58 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 et FeE 22 — 207.400 kg Au m³ — 89,5 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale — 103.200 kg Au m³ — 44,5 kg/m³</p>	<p>Les joints de voussoirs et les axes de voussoirs sur piles sont normaux à l'axe d'extrados</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP)</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p> <p style="text-align: center;">DETAIL D'UNE PILE</p> <p>niveau supérieur des semelles</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,757 m, mis en place par bardou et cadre de lancement.</p> <p>Voussoirs sur pile 2,35 m à 2,374 m de longueur</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile : 39,4 T courants: 39,5 à 30,6 T</p>	<p>sur appuis : h : 4,00 m $\left(\frac{1}{17,5}\right)$ à mi-portée : h : 1,90 m $\left(\frac{1}{36,8}\right)$</p>	<p>(Pour les 2 tabliers) béton précontr. 9.550 m³ surface utile : 17.110 m² épf. équivalente : 0,55 m</p> <p>Acier pour B.A. FeE 40 : 650.000 kg FeE 22 : 10.000 kg Au m³ : 69 kg/m³</p> <p>Acier pour précontrainte longitudinale 400.000 kg Au m³ = 41,9 kg/m³ transversale = 40.000 kg Au m² = 2,3 kg/m²</p>	<p>Les élargissements du tablier sont obtenus par écartement des poutres caissons. Des appuis supplémentaires servent au guidage des tabliers et évitent les déplacements latéraux</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12 T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (Coigne)</p>

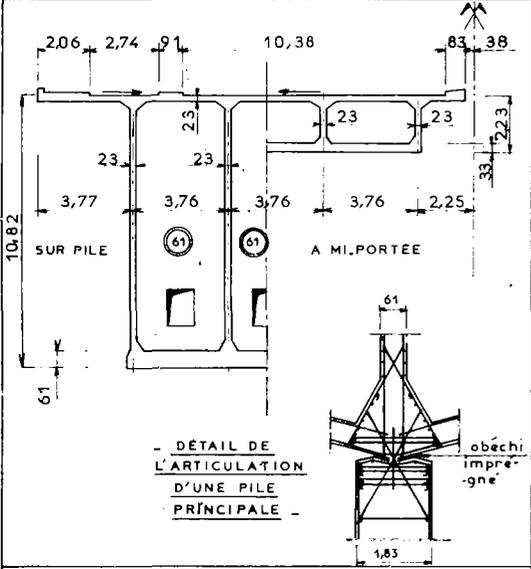
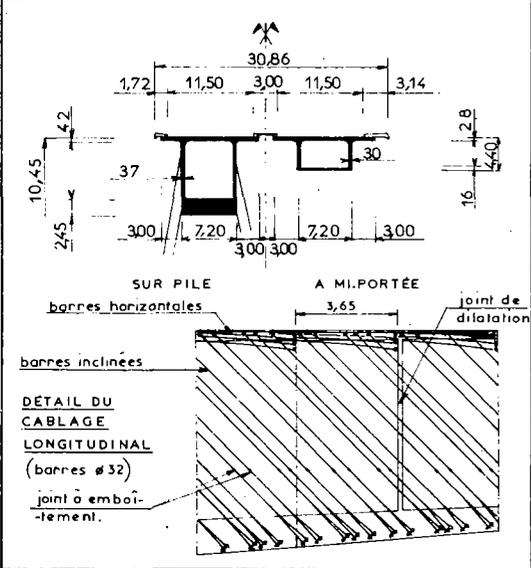
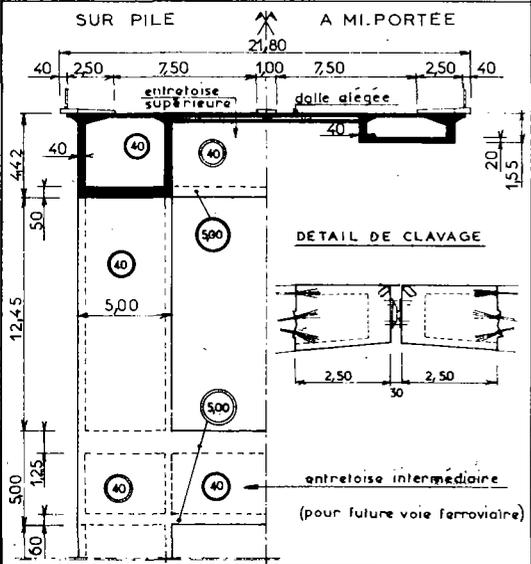
NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXÉCUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur le Rhône à BOURG SAINT AN- DEOL. Campenon Bernard avr. 1970. juil. 1971	Dossier d'exé- cution.	<p style="text-align: center;">Appuis simples</p>
Pont de CONFLANS sur la Seine Campenon Bernard en cours d'exécution début des travaux: avril 1970 fin des travaux: décembre 1971 Le premier ouvrage est en service.	Dossier d'exé- cution.	<p style="text-align: center;">Appuis dédoublés sur piles - Appuis simples sur culées biais = 6 gr.</p>
Pont MIRABEAU à TOURS Entr. Coignet en cours d'exécution. début des travaux: octobre 1970. fin des travaux pré- vue: déc. 1972.	Expomat n°27 (juin 1971). L'Ingénieur cons- tructeur spécial ouvrages d'art. n°156.(mars.avr 71) Dossier d'exé- cution.	<p style="text-align: center;">Appuis simples biais: 71,8 gr.</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,28m, mis en place par grue à chenilles, sur plateforme provisoire "pontons". Voussoir sur pile: 2,62m de longueur.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 65T courants — 52 à 25T</p>	<p>sur appuis: $h = 4,40 \text{ m. } \left(\frac{1}{17,7} \right)$ à mi-portée: $h = 1,80 \text{ m. } \left(\frac{1}{43,3} \right)$</p>	<p>béton précontr. — 1733 m³ surface utile — 3260 m² éq. équivalente — 0,53 m Aciers pour B.A. FeE40-FeE22 — 140.000kg Au m³ — 80,8kg/m³ Aciers pour précontrainte longitudinale — 80.000kg Au m³ — 46,1kg/m³</p>	<p>Les piles comportent des clefs de centrage destinées à s'opposer aux déplacements transversaux du tablier au droit des appuis néoprène téflon.</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) câbles 12Ø8 (STUP)</p>
	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,31m, mis en place par grue flottante, et poutre de brélage.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile = 63T courants = 42 à 54T</p>	<p>Hauteur constante = 2,80 m, mais houndis inférieur d'épaisseur variable. élancement: $e = \left(\frac{1}{23,6} \right)$</p>	<p>béton précontr. — 1600m³ surface utile — 2485m² éq. équivalente — 0,64 m Aciers pour B.A. Fe E 40 } = 106.000 kg Fe E 22 } Au m³ = 66,2kg/m³ Aciers pour précontrainte longitudinale — 80.000 kg étriers actifs 2400 kg Au m³ (précontrainte longitudinale + étriers actifs) = 51,5 kg/m³ aciers pour précontrainte transversale 12.500 kg Au m² = 5 kg/m²</p>	<p>Les câbles de fleaux ont un tracé horizontal et sont ancrés au niveau des goussets supérieurs. Les âmes sont précontraintes verticalement par des barres Ø 26.</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) Précontrainte verticale des âmes - barres Ø 26 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø7 (STUP) e = 0,80 m</p>
	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,757m, mis en place par bandeur et cadre de lancement. Voussoir sur pile 2,75m à 2,374 m de longueur.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile = 40,4 T courants: 40,5 à 31,6T</p>	<p>sur appuis: $h = 4,00 \text{ m } \left(\frac{1}{17,5} \right)$ à mi-portée: $h = 1,90 \text{ m } \left(\frac{1}{36,8} \right)$</p>	<p>béton précontr. 4.960 m³ surface utile = 9.440 m² éq. équivalente = 0,53 m Aciers pour B.A. FeE 40 = 330.000 kg FeE 22 = 5.000 kg Au m³ = 67,5 kg/m³ Aciers pour précontrainte longitudinale = 210.000 kg au m³ = 42,3 kg/m³ transversale = 21.000 kg Au m² = 2,2 kg/m²</p>	<p>Cet ouvrage présente les mêmes caractéristiques que le pont autoroutier B12.</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur le GARDON à Remoulins. Campenon Bernard en cours d'exécution début des travaux : septembre 1970. fin des travaux prévue : février 1972. (L'ouvrage comporte deux tabliers juxtaposés)	Chantiers de France n° 43 (sept. 1971)	<p style="text-align: center;">Appuis simples biais: 73 gr.</p>
Pont sur la SEUDRE Marennes-La Tremblade (Charente maritime). Campenon Bernard en cours d'exécution début des travaux : janvier 1971 fin des travaux prévue : juin 1972.	Dossier d'exécution.	<p style="text-align: center;">Appuis dédoublés sur piles — Appuis simples sur culées</p>

COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER	MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS	HAUTEURS DU TABLIER - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS	QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN OEUVRE	OBSERVATIONS
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,30m, mis en place par grue terrestre</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile : 61T courants : 27,5 à 41T</p>	<p>sur appuis : h: 4,50 m ($\frac{1}{17,5}$) à mi-portée : h: 1,80 m ($\frac{1}{44}$)</p>	<p>béton précontr. — 4140 m³ surface utile — 7112 m² ép. équivalente — 0,58 m Acier pour B.A. FeE 40 et FeE 22 — 245 000 kg au m³ — 59 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale et transversale — 215 700 kg au m³ — 52 kg/m³</p>	<p>Pendant la construction un appui supplémentaire a été mis en place et de plus les voussoirs sur piles sont ancrés sur celles-ci par des câbles 12Ø8</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø8 (STUP) e=1m</p>
 <p style="text-align: center;">SUR PILE A MI-PORTÉE</p>	<p>Voussoirs préfabriqués de 3,30m, mis en place par poutre de lancement.</p> <p><u>Poids des voussoirs</u> sur pile — 75T courants — 52 à 39T</p>	<p>sur appuis : h: 4,50 m ($\frac{1}{17,5}$) à mi-portée : h: 2,50 m ($\frac{1}{31,5}$)</p>	<p>béton précontr. — 5200 m³ surface utile — 10 144 m² ép. équivalente — 0,51 m Acier pour B.A. Fe E 40 } — 272 000 kg Fe E 22 } Au m³ — 52,3 kg/m³ Acier pour précontrainte longitudinale } — 213 000 kg transversale } Au m³ — 41 kg/m³</p>	<p>Les joints des voussoirs ne sont pas verticaux (cf détail du voussoir sur pile)</p> <p>Précontrainte longitudinale câbles 12T13 (STUP) Précontrainte transversale câbles 12Ø7 (STUP)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
Pont sur la MEDWAY Rochester (Kent). (Angleterre) Entr. Kier et Christ- tiani, et Nielsen. (Il comporte deux tabliers juxtaposés)	Bulletin 40 (sept. 1965); Réimpres- sion de "LE GENIE CIVIL" du 15 déc. 1964. Annales de l'I.T.B.T.P. n°9.10 (sept.oct.1964)	DÉTAIL DES TRAVÉES EN RIVIÈRE : viaduc ouest - 3048 - 4 x 33,53 - 6 x 41,15 - viaduc est - 3048 - 4 x 33,53 - 3928 - 3920 -  <p>Appuis simples - fixes sur piles - mobiles sur piles culées</p>
Pont de BENDORF sur le Rhin (Allema- -gne). Dyckerhoff et Widmann .k.g. jan. 1962 - déc. 1964. (Il comporte deux tabliers juxtaposés)	Straßen- und Tief- -bau, n°6 (juin 1965) Beton und Stahl- -betonbau (avr. 65)	DÉTAIL DES TRAVÉES EN RIVIÈRE :  <p>Encastrement sur piles en rivière - appuis simples sur les autres piles - Biais 81,5°</p>
Viaduc d'ALCANTARA Lisbonne (Portugal) S.O.P.O.L. (filiale des Ets. Sainrapt et Brico) oct. 1962 - déc. 1965.	Annales de l'I.T.B.T.P. n°240 (déc. 1967).	Pont sur le TAGE LISBONNE  <p>TRAVÉE TYPE</p> <p>Encastrement sur piles - Courbe</p>

<p align="center">COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER</p>	<p align="center">MODE D'EXECUTION ET POIDS DES VOUSSOIRS</p>	<p align="center">HAUTEURS DU TABLIER: - Sur appuis - A mi-portée ELANCEMENTS</p>	<p align="center">QUANTITES DE MATERIAUX MISES EN ŒUVRE</p>	<p align="center">OBSERVATIONS</p>
 <p align="center">- DETAIL DE L'ARTICULATION D'UNE PILE PRINCIPALE -</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles, avec supports provisoires sous les travées d'accès.</p>	<p>sur appuis : $h = 10,82 \text{ m} \left(\frac{1}{40,9} \right)$ à mi-portée : $h = 2,23 \text{ m} \left(\frac{1}{68,3} \right)$ sur appuis de travées latérales $h = 2,74 \text{ m} \left(\frac{1}{55,6} \right)$</p>	<p>surface utile : 9876 m² Pour le pont de 997,46 m : poids total de FeE 22, mis en œuvre : 5.420.000 kg. poids total du béton, mis en œuvre : 18.000.000 kg. longueur totale des barres de précontrainte : 300 km environ. force de précontrainte maximale, sur les piles principales n°12 et 13 : 26.000.000 kg environ.</p>	<p>Précontrainte longitudinale Barres Macalloy Précontrainte transversale Barres Macalloy</p>
 <p align="center">DETAIL DU CABLAGE LONGITUDINAL (barres ø 32) joint à emboîtement.</p>	<p>Voussoirs coulés en place, sur équipements mobiles.</p>	<p>sur appuis : $h = 10,45 \text{ m} \left(\frac{1}{19,9} \right)$ à mi-portée : $h = 4,40 \text{ m} \left(\frac{1}{47,3} \right)$ sur appuis R.G et sur culée R.D : $h = 3,30 \text{ m} \left(\frac{1}{215} \right)$</p>		<p>Précontrainte longitudinale Barres ø 32 Dywidag Précontrainte transversale Barres ø 32 Dywidag</p>
 <p align="center">DETAIL DE CLAVAGE</p>	<p>Voussoirs coulés en place sur équipements mobiles. Longueur des voussoirs : sur pile : 5,00 m courants : 3,65 m au droit de l'articulation : 250 m</p>	<p>sur appuis : $h = 4,42 \text{ m} \left(\frac{1}{17,1} \right)$ à mi-portée : $h = 1,55 \text{ m} \left(\frac{1}{49} \right)$</p>	<p>Béton précontr. : 12.000 m³ surface utile : 19.887 m² épf. équivalente : 0,60 m Acier pour B.A. FeE40 - FeE 22 : au m³ : Acier pour précontrainte longitudinale } 612 500 kg transversale } au m³ : 51 kg/m³</p>	<p>Précontrainte longitudinale câbles type CO2 (S.E.E.) Précontrainte transversale câbles type CO2 (S.E.E.)</p>

NOM DE L'OUVRAGE EMPLACEMENT ENTREPRISES DATES D'EXECUTION	REFERENCES REFERENCEES	COUPE LONGITUDINALE SCHEMATIQUE
<p>Pont sur l'ESCAUT ORIENTAL (Hollande)</p> <p>Van Hattum et Blanvoort à Amsterdam mai 1963 - nov. 1965.</p> <p>CB 4</p>	<p>Annales de l'I.T.B.T.P. n° 228 (déc. 1966)</p>	
<p>Viaducs de CHILLON sur l'autoroute du Léman. (Suisse).</p> <p>Consortium des viaducs de Chillon, Entr. Chapuisat, Dentan Fr. juil. 1966 - nov. 1969. (L'ouvrage comporte deux tabliers juxtaposés).</p> <p>CB 5</p>	<p>La Technique des Travaux. n° 327 (jan. fév. 1971).</p>	
<p>Pont d'AYEM sur l'Ogooué (Gabon)</p> <p>Grands travaux de l'Est. avr. 1967 - avr. 1969.</p> <p>CA 6</p>	<p>A.F.P.C. 1969-1970 Travaux. n° 427, (oct 1970). Dossier d'exécution.</p>	

