

Historique de la construction des ponts en béton précontraint

2.1. INTRODUCTION

Les premiers ponts en béton précontraint français ont été construits il y a plus d'un demi-siècle. Entre cette période pionnière et le temps présent, nombreuses et variées ont été les évolutions technologiques et réglementaires.

Depuis ces deux dernières décennies, les bouleversements des structures privées et publiques induits par la décentralisation, les directives européennes et la mondialisation auxquels s'allie le temps qui s'écoule sont en passe de faire disparaître une bonne partie de la connaissance sur les débuts de la précontrainte et ses diverses évolutions, ainsi que sur le patrimoine des structures en béton précontraint.

Il paraît indispensable que les ingénieurs et techniciens présents et futurs qui ont et auront à gérer, à réparer ou à renforcer les ponts en béton précontraint de notre patrimoine tous réseaux confondus puissent avoir à leur disposition « un fil d'Ariane » qui leur permettra de savoir comment ces ouvrages ont été conçus, calculés et construits.

Le présent document a donc pour but de retracer l'évolution technique de la précontrainte de ses origines à nos jours. Dans ce document sont également traitées

les évolutions des méthodes de construction des ponts et des règles de calcul ainsi que les problèmes rencontrés.

N.B. Afin de ne pas alourdir le présent texte, tous les détails concernant l'évolution des règles de calcul et de charges ont été regroupés en annexe A.

2.2. LES DÉBUTS DE LA PRÉCONTRAINTÉ (AVANT 1940)

Le 2 octobre 1928, Eugène Freyssinet déposa son brevet sur la précontrainte. Quelques années plus tard, en 1939, il déposa le brevet du vérin de mise en tension à double effet avec ancrage par frottement conique. Il est possible de considérer que les débuts industriels de la post-tension remontent à cette année.

Les véritables débuts de la précontrainte sont cependant beaucoup plus anciens. Dès 1908, avant la construction des ponts du Veudre (construit en 1911, détruit par fait de guerre en 1944), de Boutiron (érigé en 1912, encore en service) et de Châtel-de-Neuvre (construit en 1912, détruit par fait de guerre en 1940), Freyssinet avait fait édifier à Moulins dans l'Allier une arche expérimentale de 50 mètres de portée et de 2 mètres de flèche (Fig. 2.1) dont les culées étaient reliées par un tirant en « béton précontraint » de 250 tonnes de force utile.



Figure 2.1. Arche expérimentale de Moulins en 1993 (D. Poineau).

Les fouilles effectuées en 1993 par l'entreprise Freyssinet ont permis de constater le bon état apparent du tirant simplement disposé dans une rigole remplie de sable et cachetée par une fine couche de mortier ! (Fig. 2.2).



Figure 2.2. État des fils du tirant en 1993 (D. Poineau).

La pré-tension fut inventée par Eugène Freyssinet et Jean Seailles. Les premiers ponts faisant appel à cette technique ont été construits quelques années avant la Seconde Guerre mondiale. Il s'agit du pont sur l'oued Fodda en Algérie en 1936 et du pont d'Oelle en Westphalie en 1938.

2.3. LA PÉRIODE DE 1940 À 1945

Durant cette période de pénuries, seulement trois ponts en béton précontraint furent construits. Un pont-dalle de 10 m de portée à Elbeuf-sur-Andelle en Normandie (1942), un autre de 20 m de portée à Longroy également en Normandie (1943) et le célèbre pont à béquilles de Luzancy sur la Marne (Seine-et-Marne) de 54 m d'ouverture (Figs 2.3 et 2.4). Il fut étudié dès 1939 et construit entre 1941 et 1945 en utilisant des voussoirs préfabriqués avec joints bétonnés en place. Il est à noter que le pont de Luzancy a été renforcé par une précontrainte additionnelle il y a quelques dizaines d'années et que les réglages de la poussée des béquilles, prévues à l'origine par E. Freyssinet à l'aide de vérins et de cales biaises, ont été activés ré-

cemment afin de pallier le déplacement d'une des deux culées. Tous ces ponts ont été calculés sous les actions des règles de charges de 1940 (camion de 25 t).



Figure 2.3. Pont de Luzancy (SETRA).



Figure 2.4. Détails des ancrages de la précontrainte transversale du pont de Luzancy (SETRA).

Durant cette période, le procédé Freyssinet fut le seul utilisé. Les câbles étaient constitués de 12 fils de 5 mm de diamètre obtenus à partir de fils machine (corde à piano) de 8 mm de diamètre tréfilés et écrouis avec trempe au plomb :

- charge de rupture : 140 à 150 kgf/mm² ¹;
- limite élastique : 115 à 120 kgf/mm² ;
- allongement à rupture : 7 à 8 %.

Les câbles (12 Ø 5) étaient normalement tendus entre 110 et 115 kgf/mm² pour obtenir, après perte, une tension de l'ordre de 85 kgf/mm² soit une force utile de l'ordre de 20 tonnes.

Les mises en tension furent souvent difficiles et la tension théorique rarement obtenue à cause de frottements très supérieurs aux prévisions, de glissement aux ancrages, etc. Les choix technologiques de l'époque en sont directement responsables :

- rayons de courbures des gaines métalliques trop faibles ;
- remplacement des gaines métalliques par des guipages de papier bitumé à cause de la pénurie en matières premières ;
- mise en place des câbles dans des rainures directement au contact du béton, etc.

Ces dispositions constructives et certaines pratiques de chantier telles que la quasi-absence d'injection (sauf aux extrémités des câbles) ainsi que l'absence de chape d'étanchéité conduisirent, par la suite, à la corrosion des armatures de précontrainte.

2.4. LA PÉRIODE DE 1946 À 1952 (ABSENCE DE RÈGLES DE CALCUL OFFICIELLES)

2.4.1. Généralités

Pendant cette période, la technique du béton précontraint prit un essor rapide en France comme à l'étranger malgré *l'absence de règles de calcul officielles*.

L'Association scientifique de la précontrainte (ASP) fut créée en 1949 et la Fédération internationale de la précontrainte (FIP) en 1950.

En 1951, Yves Guyon publia un ouvrage appelé *Étude théorique et expérimentale du béton précontraint* comportant les résultats de très nombreux essais et qui resta un long moment la « bible » du béton précontraint.

1. 1 kgf/mm² vaut 9,81 N/mm² ou 9,81 MPa.

Il convient de se reporter à l'annexe B pour découvrir l'évolution des procédés de précontrainte pendant cette période, qui fut également marquée par l'apparition de la précontrainte extérieure comme nous allons le voir.

2.4.2. L'apparition de la précontrainte extérieure

Cette technique fut mise en œuvre en Allemagne par le professeur Dischinger pour la première fois en 1928 au moyen de barres en acier mi-dur de 70 mm de diamètre. Cette technique fut reprise en France dans les années 1950 pour la construction de quatre ponts, mais la précontrainte extérieure y fut exercée par des câbles et non par des barres. Il s'agit des quatre ponts à poutre-caisson suivants :
– le pont privé de Vaux-sur-Seine (Yvelines) (Fig. 2.5) à trois travées, réalisé en 1952 par l'entreprise Coignet. Le tablier fut construit en partie par poussage, ce qui fut une première. La mise en tension des câbles nus simplement recouverts d'un produit bitumineux et ancrés dans des blocs de béton aux deux abouts du tablier fut réalisée par écartement et rapprochement des deux câbles parallèles de 36 fils de 5 mm.



Figure 2.5. Pont de Vaux-sur-Seine (D. Poineau).

Il est à noter qu'une précontrainte extérieure additionnelle à base de torons galvanisés fut mise en place en 1982 pour venir au secours de la précontrainte initiale attaquée par la corrosion. Cette nouvelle précontrainte extérieure fut à son tour atteinte par la corrosion (Fig. 2.6) et fut remplacée entièrement dans les années 2000 par une troisième précontrainte extérieure ;



Figure 2.6. État de la précontrainte additionnelle galvanisée de 1982 (photo prise en 1998, D. Poineau).

– le pont de Port-à-Binson (Marne) (Fig. 2.7) à deux travées, construit également en 1952 avec le procédé Coignet. Cet ouvrage n’a fait, à ce jour, l’objet d’aucun renforcement ni de réparation, malgré une protection sommaire des câbles (Fig. 2.8).



Figure 2.7. Câblage Coignet au pont de Port-à-Binson (SETRA).



Figure 2.8. Ancrage d'un câble, point triple : zone à risque (SETRA).

- le pont de Can-Bia près d’Arles-sur-Tech (Pyrénées-Orientales) dont la travée indépendante de 63 m de portée fut précontrainte par des câbles Freyssinet nus et simplement recouverts d’un produit bitumineux. La précontrainte de cet ouvrage fut également atteinte par la corrosion (Fig. 2.9). Cet ouvrage fut expertisé en 1984 et, comme il n’avait plus d’utilité, il fut détruit ;
- le pont de Villeneuve-Saint-Georges (Val-de-Marne) à trois travées dont la centrale est de type cantilever. Ce pont fut construit en 1952 et précontraint par un système constitué de câbles et d’ancrages de ponts suspendus protégés par de la graisse. La précontrainte de cet ouvrage après des travaux de réfection est, à ce jour, dans un excellent état (Fig. 2.10).



Figure 2.9. État des câbles du pont de Can-Bia (D. Poineau).



Figure 2.10. Pont de Villeneuve-Saint-Georges (Chatelain, LCPC).

2.4.3. L'évolution de la conception et des techniques de construction des ponts

Durant toute cette période, les ponts furent calculés sous les actions des règles de charges de 1940, voire sous les charges militaires de la circulaire de 1946. La précontrainte se révéla être un mode d'exécution se prêtant bien à un assemblage d'éléments préfabriqués tant pour les ponts à poutres sous chaussée précontraints

par post ou pré-tension que pour d'autres structures. Examinons à présent quelques ponts remarquables classés par type de structures.

2.4.3.1. Les ponts à poutres préfabriquées post-contraintes

Parmi les ponts à poutres préfabriquées post-contraintes, construits durant cette période, on peut noter :

- la passerelle de Bully-Grenay en 1946 à deux travées de 30 et 31 mètres dont la conception préfigure celle des poutres préfabriquées post-contraintes (ponts appelés VIPP) qui furent construites par la suite à des milliers d'exemplaires ;
- le pont sur la Medjerdah à Djedeida en Tunisie, du type cantilever, dont les poutres ont été constituées par des voussoirs préfabriqués avec joints matés ;
- le pont routier de l'Hermillon sur l'Arc (1947) d'une portée de 51,40 mètres dont les câbles guipés par un kraft bitumé n'ont pu être correctement mis en tension. L'ouvrage a dû être remplacé au bout de 25 ans de service ;
- le pont de la Denise sur l'Arc (1948) d'une portée de 51 mètres et le pont de Bourg-d'Oisans (1948) d'une portée de 43 mètres qui ont été remplacés dans les années 1990 pour cause de corrosion des câbles ;
- le pont de l'Hippodrome à Lille (1947-1951) d'une portée de 63 mètres ;
- le pont de Saint-Waast à Valenciennes (1947-1951) d'une portée de 63,82 mètres, qui détient le record de portée et qui est toujours en service.

En coupe transversale, les tabliers à poutres préfabriquées de cette époque comportaient de nombreuses poutres faiblement espacées (entre 1,00 et 1,50 m). Les tables de compression étaient donc presque jointives et l'intervalle de 3 à 20 centimètres entre celles-ci était bétonné après pose des poutres (Fig. 2.11). Les âmes des poutres étaient donc très minces (de 12 à 16 centimètres). Dans ces ouvrages, les difficultés de mise en œuvre du béton ont souvent été à l'origine d'une mauvaise compacité de celui-ci et de défauts d'enrobage des conduits en sous-face des talons.

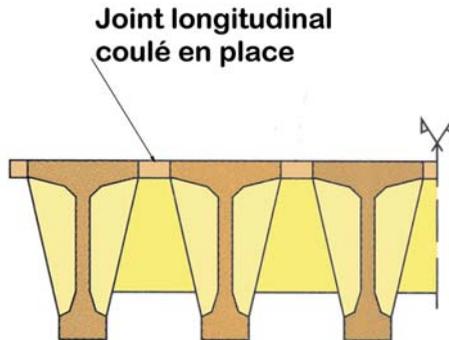


Figure 2.11. Coupe transversale d'un pont à poutres préfabriquées post-contraintes des années 1950 (D. Poineau).

Dans certains ponts (par exemple, les ponts de l'Hermillon et de Bourg-d'Oisans), il n'y avait aucune liaison transversale par le hourdis. Le serrage transversal était assuré par la seule précontrainte des entretoises très rapprochées. Dans d'autres ponts (par exemple, le pont de Rosbrück sur la RN 3), la précontrainte transversale du hourdis était disposée dans des rainures situées dans les tables de compression.

En général, le dévers transversal des ponts était réalisé par un mortier de renfort coulé en place dont la tenue à long terme a rarement été assurée, d'autant plus qu'il n'y avait pas de chape d'étanchéité car le béton comprimé était considéré comme étanche.

2.4.3.2. Les ouvrages à poutres préfabriquées et précontraintes par pré-tension

Parmi les ouvrages à poutres préfabriquées et précontraintes par pré-tension, il y a lieu de citer les ponts à poutres préfabriquées à fils adhérents de la déviation de la RN 305 à Châtillon et Clamart dont les portées s'échelonnaient entre 11 et 34 mètres.

2.4.3.3. Les portiques

Parmi les portiques construits durant cette période, il est possible de citer :

- les cinq ponts sur la Marne de 74 mètres d'ouverture conçus par Freyssinet à Anet, Changis, Esbly, Trilbardou et Ussy dont la réalisation à base de voussoirs préfabriqués a fait l'objet d'une industrialisation très poussée. Il est à noter que, comme le pont de Luzancy, les cinq ouvrages ont été précontraints selon les trois directions. Les travaux ont commencé en 1947 et se sont achevés en 1950 ;
- le pont d'Esquerchin sur la Scarpe à Douai de 52 m d'ouverture exécuté entre 1947 et 1949. Cet ouvrage d'une conception proche des ponts sur la Marne a dû être renforcé par une précontrainte extérieure à cause de la corrosion de certains câbles de précontrainte disposés dans une rainure à la partie supérieure des poutres situées à l'aplomb du caniveau le long des bordures de trottoir (Fig. 2.12).



Figure 2.12. État de certains des câbles du pont d'Esquerchin (D. Poineau).

2.4.3.4. Les ouvrages coulés sur cintre

Parmi les ouvrages coulés sur cintre, il est possible de citer des ponts à nervures tel le pont Hamart sur le canal de Roubaix de 30 mètres de portée, et des ponts-dalles comme le pont de Paris à Beauvais (1950) et le pont de la Genevraye de 24 mètres de portée sur le canal du Loing qui fut précontraint par le procédé Chalos (1951).

2.4.3.5. Les ponts construits par encorbellements successifs

Cette technique de construction par encorbellements successifs a été appliquée en France par Albert Caquot pour la construction du pont en béton armé J. Boulloche à Bezons (1951) : 55 m + 95 m + 55 m à tablier de hauteur variable articulé à la clé et reposant sur appuis par des bielles inclinées, et pour celle du pont de Donzère (1952) du même type : 79,50 m + 100 m + 79,50 m. Dans les deux cas, les équipages mobiles étaient suspendus à une poutre métallique appuyée sur les piles. Le pont de Donzère a été le premier pont à haubans construit en France.

En Allemagne, l'ingénieur Finsterwalder a mis au point cette technique pour l'exécution des ponts en béton précontraint de Neckarsens et de Baldunstein en 1950-1951. La technique a ensuite été utilisée pour la construction en 1952 des ponts de Worms et de Coblenz encastrés sur pile et articulés à la clé, dont la grande travée atteignait 114 mètres de portée. Les équipages mobiles étaient portés par le fléau en cours d'exécution.

Entre 1952 et 1955, fut construit le pont ferroviaire en béton précontraint de La Voulte constitué de plusieurs travées à béquilles de 60 mètres de portée. Conçu par l'ingénieur Esquillan, cet ouvrage fut réalisé par la technique employée par Caquot et décrite ci-dessus (poutre métallique et équipages mobiles suspendus).

2.4.4. L'évolution des dispositions constructives

Le béton précontraint comprimé étant considéré à cette époque comme parfaitement étanche, la majeure partie des ponts fut donc construite sans chape d'étanchéité.

Il est à noter que la faible puissance des câbles disponibles a imposé la présence de nombreux paquets de câbles dans les talons des poutres préfabriquées. La mise en place du béton en a été souvent gênée avec formation de vide et de nids de cailloux pas forcément visibles (Fig. 2.13). Il en est résulté une mauvaise protection des conduits des câbles de précontrainte à l'origine de corrosions des arma-

tures qui se sont manifestées dans certains ouvrages 25 à 35 ans après leur construction, et parfois plus rapidement.



Figure 2.13. Exemple de vide masqué par la laitance (LRCP de Strasbourg).

Comme dans la période précédente, les plus gros problèmes rencontrés ont concerné la mise en tension des câbles en raison de frottements excessifs à cause du guipage ou de la mauvaise étanchéité des gaines en feuillard, du frottement direct des fils sur le béton des rainures, de pertes de tension importantes par relaxation et enfin de rupture de fils au voisinage des ancrages par chevauchement de fils et inégalité de tension...

2.5. LA PÉRIODE DE 1953 À 1964 (LES PREMIÈRES RÈGLES DE CALCUL)

2.5.1. Généralités

Cette période a été marquée par le début des règles de calcul, le développement des méthodes de calcul, une amélioration des caractéristiques des armatures de précontrainte et des procédés de précontrainte existants, l'apparition de nouveaux procédés ainsi que par la construction de très nombreux ponts.

2.5.2. Les débuts des règles

Les premières règles françaises de calcul du béton précontraint apparaissent le 1^{er} octobre 1953 (circulaire n° 141 du ministère des Travaux publics, des Transports et du Tourisme relative aux instructions provisoires sur l'emploi du béton

précontraint). Ces règles visaient essentiellement à maintenir le béton totalement comprimé (en flexion, la compression minimale sur une fibre devait être au moins égale à 8 % de la compression maximale), tout en laissant une ouverture vers les constructions partiellement précontraintes.

Elles ne limitaient pas la contrainte des armatures à la mise en tension. Elles imposaient cependant le calcul des pertes de précontrainte (pertes par relaxation égale à 10 % de la tension initiale, coefficient de frottement en courbe $f = 0,4$ et rayon de courbure ≥ 4 m). Ces règles se référaient à la résistance à la compression du béton mesurée à 90 jours sur cubes.

Malgré ces règles, de nombreuses notes de calculs de cette époque ont continué à prendre des pertes de précontrainte forfaitaires égales à 20 % de la tension initiale (tension finale de l'ordre de 85 kgf/mm^2). Les recalculs actuels et les mesures de tensions (méthode dite de l'arbalète) effectuées sur certains ouvrages montrent que les pertes ont pu être sous-estimées de 5 à 10 %.

Ces instructions, qui visaient également l'exécution des ouvrages par quelques clauses recommandant de prévoir dans les cahiers des prescriptions spéciales (CPS) certaines spécifications sur la composition des bétons (dosage minimal en ciment de 400 kg/m^3) et sur la qualité des armatures de précontrainte, imposaient l'utilisation de gaines métalliques étanches et résistantes en post-tension. Cependant, elles ne traitaient pas de l'injection des gaines. Ces instructions furent complétées le 24 novembre 1964 par la note technique B 03-4, E 6-1 du Service central d'études techniques (SCET) relative aux hypothèses à prendre en compte pour le calcul des dalles de couverture. Cette note dérogeait à l'article 11 de l'instruction en admettant la fissuration du béton des dalles.

Au cours du premier congrès de la FIP en 1953 furent abordées les théories du calcul à la rupture. En France, l'Association scientifique de la précontrainte (ASP), avec l'ingénieur Dumas à sa tête, mena à bien des travaux entre 1956 et 1958 pour fixer les spécifications auxquelles les armatures devaient satisfaire. L'ASP a poursuivi ses travaux jusque vers les années 1970.

Durant cette période, MM. Guyon et Robinson ont publié des ouvrages sur le calcul et la conception des ouvrages en béton précontraint [5].

Enfin, il convient de se reporter à l'annexe B pour découvrir l'évolution de la qualité des armatures et des procédés de précontrainte ainsi que les aspects réglementaires liées à cette évolution pendant cette période.

2.5.3. L'évolution de la conception et des techniques de construction des ponts

Cette période voit, à partir de 1955, le développement de la construction des autoroutes et des voies rapides urbaines, ce qui entraîne un renforcement de l'utilisation de la précontrainte, en particulier dans le domaine des grands ouvrages construits par phases, que sont les ponts construits par encorbellements successifs.

Durant cette période sont apparues entre 1958 et 1960 les nouvelles règles de charges des ponts-routes (camion de 30 t), introduites par les circulaires n° 30 du 5 avril 1958 et n° 65 du 19 août 1960.

À partir de 1955, les coupes transversales des ponts à poutres préfabriquées post-contraintes évoluent, l'espacement entre les poutres augmente, ainsi que la largeur du hourdis coulé en place entre les tables de compression des poutres (Fig. 2.14).

Il y a lieu de noter la mise au point en 1965 au SCET, du premier programme de calcul des tabliers à poutres préfabriquées post-contraintes appelé VIPP.

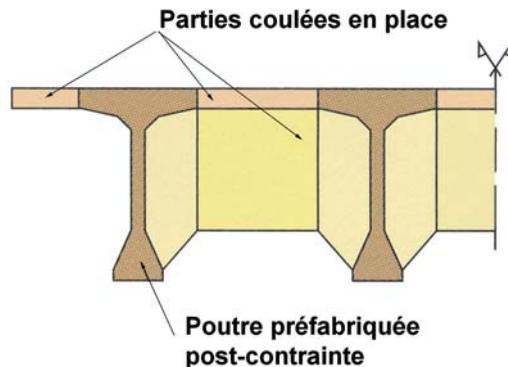


Figure 2.14. Coupe transversale des VIPP des années 1960 (D. Poineau).

Examinons à présent quelques ponts remarquables classés par type de structure.

2.5.3.1. Les ponts à poutres préfabriquées post-contraintes

Parmi les ponts à poutres préfabriquées post-contraintes construits durant cette période, il est possible de citer :

- le pont d'Ondes sur la Garonne (1954) à 5 travées indépendantes précontraintes par le procédé Chalos et dont certains chevêtres sur pile devaient se révéler en 1997 être atteints de réaction sulfatique interne ;
- le viaduc d'accès au pont de Tancarville (1956) dont les poutres de 120 tonnes et de 49 mètres de portée ont été mises en place par levage, puis ripage ;

- le pont de Lattre de Tassigny à Lyon (1956-1957) dont les poutres de 160 tonnes et de 52 mètres de portée ont été mises en place par ripage ;
- le viaduc d'Arcueil (1958-1959) dont les poutres de 36 mètres de portée ont été mises en place par déplacement sur un chemin de roulement et ripage ;
- le pont de la grande rivière à Brest (1958) dont les poutres de 210 tonnes et de 63 mètres de portée ont été mises en place par levage à la bigue ;
- le pont de Girard-de-l'Isle en Gironde (1962) à deux poutres de 61 mètres de portée, espacées de 4,80 mètres et précontraintes chacune par 35 câbles 12 Ø 8. Les poutres ont été construites sur cintre ;
- le viaduc de Roberval (1963-1964) (Fig. 2.15) sur l'autoroute A1, à deux tabliers de plus de 500 mètres de longueur dont la construction des poutres de 34 mètres de longueur, a fait l'objet d'une industrialisation très poussée. Les poutres ont été mises en place grâce à une poutre métallique servant de chemin de roulement puis ripées transversalement ;
- le viaduc du boulevard périphérique de Paris à la porte de Versailles (1963-1964) comportant 28 travées de 87 poutres préfabriquées et d'une longueur totale de 878 mètres environ ;
- le viaduc de Mauldre sur l'autoroute de l'Ouest (1964) dont la hauteur des tables de compression des poutres était réduite et le hourdis coulé sur la totalité de la largeur du tablier (technique Boussiron et procédé de précontrainte BBR-B) ;
- les viaducs de l'Avre et de la Somme sur l'autoroute du Nord (1965) dont les tabliers ne comportent pas d'entretoises intermédiaires...



Figure 2.15. Chantier du viaduc de Roberval (D. Poineau).

2.5.3.2. Les ouvrages coulés sur cintre

Parmi les ouvrages coulés sur cintre, outre les nombreux ponts-dalles, on peut citer :

- le bow-string de la Marionnette (1954) de 41,50 m de portée ;
- le bow-string de la Raterie sur la Sarthe près du Mans (1957) de 65 mètres de portée, construit par l'entreprise GTM (tablier et pièces de pont précontraints et suspentes en torons sous tubes métalliques) ;
- le pont n° 10 à Orly (1958) à poutre-caisson continue courbe et de hauteur variable (projet de E. Freyssinet) ;
- le pont à béquilles Saint-Michel à Toulouse (1958) (projet d'E. Freyssinet) (Fig. 2.16)
- le pont à béquilles et tirant d'équilibrage de Mont-Dauphin sur le Guil (1961-1962)...



Figure 2.16. Pont Saint-Michel à Toulouse (D. Poineau).

Il y a lieu de noter la parution en 1961 du premier dossier-pilote PSBP du Service spécial des autoroutes (SSAR) relatif à la conception et au calcul des ponts-dalles en béton précontraint.

2.5.3.3. Les ponts construits par encorbellement successifs

Parmi les ponts construits par encorbellement successifs, il y a lieu de distinguer les ponts de première et de deuxième génération.

Pour les ponts dits « de première génération », les tabliers de tous ces ouvrages, sauf les ponts en arc, étaient encastrés sur les piles, voire sur les culées, et surtout articulés à la clef. Le pont de Chazey sur l'Ain construit en 1957 par l'entreprise GTM fut le véritable premier pont français en béton précontraint construit par encorbellements successifs et le premier d'une série de grands ouvrages tels que :

- le pont de Savines sur la retenue du barrage de Serre-Ponçon dans les Hautes-Alpes ;
- les ponts du Riou-Bourdou (Fig. 2.17) et du vallon du Réallon, situés près de la retenue de Serre-Ponçon ;
- le pont en arc de la Grande-Côte situé également dans la même région (Fig. 2.18) ;
- le pont de Beaucaire sur le Rhône ;
- le pont de Libourne ;
- le viaduc d'accès au pont « du 25 avril » sur le Tage.



Figure 2.17. Pont du Riou-Bourdou (à noter les déformations du tablier vers le bas au milieu des travées) (J.-M. Lacombe).



Figure 2.18. Pont en arc de la Grande-Côte (D. Poineau).

Pour les ponts dits « de deuxième génération », les tabliers ont été rendus continus par suppression de l'articulation centrale. En effet, les ponts de la première génération ont présenté au bout de quelques années une déformation excessive des consoles due, en particulier, à une mauvaise estimation des effets des déformations différées gênées du matériau béton (effets combinés du fluage et du retrait).

Parmi les ponts de la deuxième génération, il est possible de citer :

- les ponts de Goncelin sur l'Isère et de Lacroix-Falgarde sur l'Ariège (1961-1962) qui sont les premiers ouvrages rendus continus, conçus par la Société technique pour l'utilisation de la précontrainte (STUP) ;
- le pont de Layrac sur la Garonne conçu par GTM ;
- les ponts de Choisy-le-Roi (1965) près de Paris et de Pierre-Bénite près de Lyon, construits par Campenon-Bernard, qui sont les premiers ouvrages à voussoirs préfabriqués et joints conjugués collés... Le pont de Choisy-le-Roi, conçu par Jacques Mathivat, fut à l'origine d'un nouveau type de piles : les piles à voiles souples dédoublés qui permettent un encastrement élastique du tablier vis-à-vis des moments de flexion tout en permettant le libre déplacement longitudinal du tablier sous les effets thermiques. Il y a lieu de noter pour les deux derniers ouvrages cités, deux dispositions de nature à réduire la durabilité (Fig. 2.19) :
 - d'une part, la présence de joints coulés de réglage de part et d'autre des voussoirs sur pile pour le pont de Pierre-Bénite combinée avec une mauvaise continuité des conduits dans ces joints ;

– d’autre part, la présence de câbles dans des rainures en extrados pour ces deux ouvrages¹.



Figure 2.19. Conséquences de la mise en place de câbles dans des rainures et de l’absence de gaine au droit d’un joint de réglage bétonné en place (D. Poineau).

Ces ponts de la deuxième génération cédèrent la place aux ponts dits « de la troisième génération » à partir de 1975 compte tenu des désordres structurels qui y furent constatés à partir de l’année 1972 (voir l’article 6 ci-après relatif à la période 1965-1982).

Pour terminer, il y a lieu de rappeler que cette période, 1953-1964, marque aussi :

- le début de la construction par haubanage avec la construction de plusieurs ponts tels que ceux de Maracaibo (1959-1962) au Venezuela et de Polcevera à Gênes, conçus par l’Italien Morandi ;
- le développement de la technique du poussage avec la construction du pont sur le Rio-Caroni au Venezuela (1963) ;
- la fin de la construction sur cintre des grands arcs en béton armé avec l’érection du pont de Gladsville (1964) près de Sydney en Australie (portée 304,50 mètres).

1. Un risque de corrosion des câbles est à craindre si la chape présente des défauts d’étanchéité permettant la pénétration d’agents agressifs.

2.5.4. Les problèmes rencontrés durant cette période

Cette période est marquée par la polémique sur « la maladie du béton précontraint des années 1960 », à la suite de la rupture de fils et de câbles et d'ouvrages en France, comme à l'étranger, due à la corrosion des armatures de précontrainte. Dans un certain nombre de cas, il s'agissait de ruptures fragiles liées à la corrosion inter-cristalline sous tension. Une polémique s'engagea alors entre les partisans et les adversaires de la précontrainte.

Parmi les pathologies les plus connues de cette époque, on peut mentionner :

- la rupture de frettes de la conduite forcée en béton précontraint du barrage de Bort-les-Orgues (*Annales de l'ITBTP* de février 1962) ;
- la rupture de frettes constatée en 1962 sur la cheminée du centre atomique de Marcoule achevée en 1954 (*Annales de l'ITBTP* de novembre 1964) ;
- la rupture de câbles dans plusieurs ponts dont celui d'accès au centre de Marcoule.

Parmi les facteurs à l'origine des corrosions furent montrés du doigt :

- les fils laminés considérés comme plus sensibles à la corrosion que les fils tréfilés ;
- le pré-étirage considéré comme donnant naissance à un écrouissage dangereux ;
- la présence de certains ions agressifs, tels les chlorures par exemple dans les bétons (ciments à base de laitier) ;
- les injections au coulis de ciment avec l'intrasplast Z qui était un adjuvant à base de poudre d'aluminium destiné à provoquer une expansion du coulis. Ce produit fut jugé susceptible de développer de l'hydrogène naissant générateur de corrosion inter-cristalline sous tension ;
- l'absence de chape d'étanchéité.

Il est à noter que le risque de corrosion bimétallique entre le plomb de certaines gaines et l'acier des armatures n'avait pas été suspecté à l'époque.

2.6. LA PÉRIODE DE 1965 À 1982 (LES DEUXIÈMES RÈGLES DE CALCUL)

2.6.1. Généralités

La première décade de cette période a été marquée en premier lieu, par la mise au point des règles existantes sur la base de l'expérience acquise par la Commission ministérielle de la précontrainte (CMP) qui sera transformée plus tard en Commission interministérielle de la précontrainte ou CIP et, en second lieu, par la construction de très nombreux ponts en béton précontraint y compris dans le domaine des grandes portées où régnait jusqu'alors, en maître, la construction métallique.

La seconde partie de cette période, après la découverte de certaines pathologies structurelles dans les débuts des années 1970, verra le renforcement des règles de conception, le calcul et l'exécution des ponts en béton précontraint construits par phases.

Cette période a été extrêmement fertile en changements avec une continuelle évolution des règles, en particulier, sur le calcul de la tension des armatures (tension initiale, relaxation, coefficients de frottement), des caractéristiques des armatures de précontrainte avec l'apparition des torons supers et des limitations d'emploi de certaines armatures sensibles à la corrosion inter-cristalline sous tension, ainsi que des caractéristiques techniques des procédés de précontrainte.

Cette période marque enfin l'abandon des calculs dits « aux contraintes admissibles » qui seront remplacés à partir de 1983 par les calculs dits « aux états limites ».

N.B. Ces modifications continues doivent inciter l'ingénieur chargé du recalcul d'un ouvrage de cette époque à être très prudent et à faire, en cas de doute, toutes les investigations qui s'imposent.

2.6.2. L'évolution de la réglementation

En 1965, la circulaire n° 44 du 12 août 1965 ou instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint, dite IP 1, remplaça les instructions de 1953. La précontrainte totale restait de rigueur mais sans aucune réserve de compression ($\sigma_{\min} \geq 0$). La résistance sur cylindre à 28 jours remplaçait la résistance sur cube à 90 jours.

Il est à noter que cette circulaire avait été essentiellement rédigée dans l'optique du calcul des ponts à poutres préfabriquées et non des ponts construits par phases. Elle tenait compte de l'évolution des connaissances depuis 1953, en particulier pour le calcul des pertes de tension (par exemple, les formules des pertes par relaxation). Il est à noter que les effets de certaines actions (fluage, poussée au vide...) s'ils étaient bien évoqués par l'IP 1, voire dans d'autres documents, n'étaient ni fixés ni quantifiés par cette circulaire.

En 1966, parut la directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint. Elle avait pour but d'éviter les incidents constatés lors de la construction des ponts et sur les ouvrages en service pendant la période précédente. Elle modifiait la partie exécution de l'IP 1 en insistant sur les points suivants :

- l'obligation d'une chape d'étanchéité ;
- l'utilisation de ciment de type CPA 325, voire de CPA 400, dosé à 400 kg/m^3 pour la fabrication des bétons, afin de limiter les risques de corrosion (le recours à un ciment CPAL au laitier était subordonné à l'avis du Laboratoire central des ponts et chaussées ou LCPC) ;

- la quasi-interdiction des adjuvants dans la composition des bétons suite à la rupture d'une des poutres du viaduc de Guerville, près de Mantes, par écrasement du talon lors de la mise en précontrainte à cause d'un adjuvant mal dosé qui avait perturbé le durcissement du béton ;
- les précautions à prendre pour le stockage des armatures de précontrainte sur le chantier afin de limiter les risques de corrosion inter-cristalline sous tension (Fig. 2.20) ;
- les contrôles à effectuer lors des mises en tension afin de réduire les pertes de précontrainte (Figs. 2.21 et 2.22) ;
- les soins à apporter aux injections des conduits avec, en particulier, un délai maximal de 8 jours à respecter entre la mise en tension et l'injection, toujours pour limiter les risques de corrosion sous tension. De plus, les coulis et les mortiers de cachetage devaient être fabriqués en utilisant uniquement des ciments de type CPA 325.

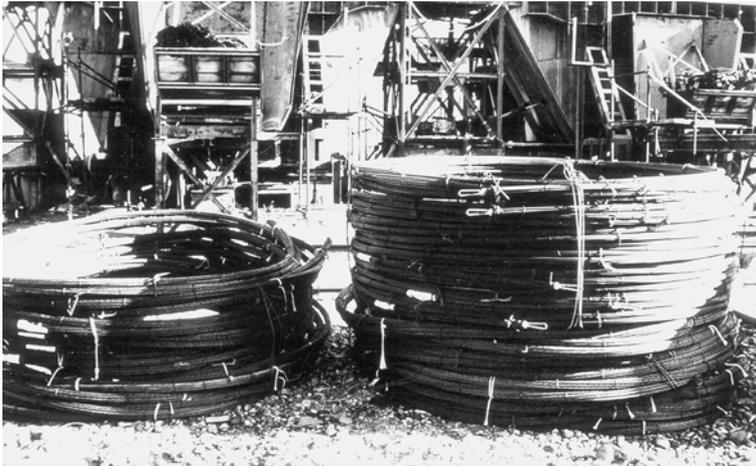


Figure 2.20. Stockage sans précaution des armatures de précontrainte dans les années 1960 (D. Poineau).

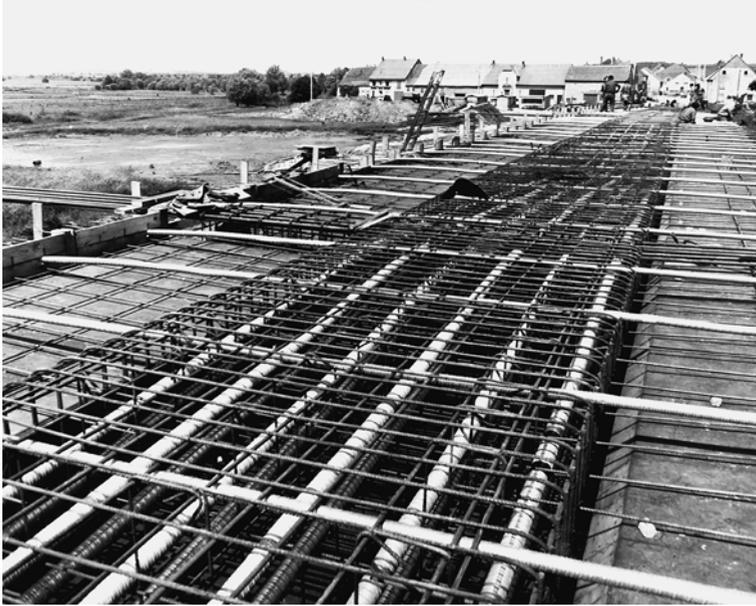


Figure 2.21. Chantier soigné dans les années 1960 (DDE).



Figure 2.22. Chantier très peu soigné dans les années 1960 (D. Poineau).

En 1971 parurent les directives communes au calcul des constructions (DC 71). Elles furent le premier document traitant de la notion d'états limites. Elles étaient destinées à servir de base à la rédaction des futures règles de calculs des ouvrages en métal, en béton armé et en béton précontraint.

La même année, les règles de charges de 1960 furent remplacées par celles du titre II du fascicule 61 du Cahier des prescriptions communes (CPC) de 1971, qui viennent d'être remplacées par celles de l'Eurocode 1 partie 2 (NF EN 1991-1-2 et son annexe nationale). Ces règles diminuèrent sensiblement l'intensité des charges réparties A(l), pour les ponts de moyenne portée (entre 15 et 80 mètres de portée) et introduisirent des coefficients de dégressivité des charges fonction de la classe de l'ouvrage (importance du trafic) et du nombre de voies chargées. Ces réductions n'ont pas été sans influence sur les fissurations qui furent constatées à partir de 1972 sur certains ouvrages dont la précontrainte était par ailleurs sous-dimensionnée, faute de prendre en compte les effets de certaines actions. Il est à noter que ces règles de charges ont introduit des modifications dans l'IP 1 (par exemple, la pondération par 1,1 des charges d'exploitation, etc.¹).

Le 28 mars 1973 parut la directive provisoire sur les injections des gaines des ouvrages en béton précontraint. Ce document très didactique traitait des spécifications que devaient respecter les coulis (traditionnels et spéciaux), de la consistance des épreuves d'étude et de convenance, des conditions de fabrication des coulis, de la réalisation et du contrôle des injections, des incidents... Cette directive a permis de faire sur les chantiers de réels progrès dans la maîtrise de la qualité de la protection des câbles de précontrainte. Malheureusement, elle fut quelque peu délaissée ultérieurement lors du développement des coulis à durée d'injectabilité maîtrisée.

En décembre 1972, le Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA) fit paraître un bulletin technique sur les ponts construits par encorbellements successifs, dit BT 7. Ce document traitait de l'historique, de la conception et du calcul et de l'exécution de ces ouvrages. Son annexe n° 1 exposait un exemple de calcul intégrant l'adaptation par fluage et les gradients thermiques. Son annexe n° 2 était un recueil de 55 monographies d'ouvrages construits entre 1960 et 1972 en France et à l'étranger.

En 1973, la circulaire n° 73-153 du 13 août 1973 introduisit l'instruction provisoire n° 2 (dite IP 2) relative à l'emploi du béton précontraint. Il s'agissait d'un règlement de calcul suivant les méthodes dites « aux états limites ». L'IP 2 traitait en particulier des points suivants :

- la résistance caractéristique des bétons à la place de la résistance nominale ;
- les genres (classes) de précontrainte (du genre I où la décompression du béton n'était pas admise au genre III où l'ouverture des fissures était limitée) ;

1. Ce point montre bien la nécessité avant d'aborder le recalcul d'un ouvrage de consulter tous les textes (règles de charges, règles de calcul, circulaires relatives aux procédés de précontrainte, aux armatures, au béton...

- les valeurs caractéristiques des actions dues à la précontrainte (la valeur probable P_m de la tension des armatures était remplacée par deux valeurs en fourchette notées P1 et P2) ;
- les règles particulières relatives aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés en post et pré-tension ;
- des règles pour la prise en compte des déformations différées des bétons par retrait et fluage.

À cette époque, les entreprises comme les services de l'administration n'étaient pas prêts à relever le défi (refonte totale des programmes de calcul, difficultés d'application de la fourchette [P1, P2] lorsqu'il y avait redistribution des efforts par déformations différées gênées, etc.). L'IP 1, qui restait autorisée, a donc continué à être employée sauf pour le calcul des structures précontraintes par pré-tension, pour l'étude de la diffusion des efforts concentrés (efforts sous les ancrages) et pour les études fines des effets des déformations différées.

La circulaire n° 74-60 du 23 avril 1974 modifia les articles suivants de l'IP 1 en liaison avec les nouveaux titres II du fascicule 4 du CPC du 5 mars 1971, puis du 26 mars 1973 :

- l'article 10 relatif au calcul des pertes par relaxation des armatures de précontrainte, introduisit la relaxation à 3 000 heures ;
- l'article 12 réduisit la tension initiale des armatures afin de ne pas dépasser la plus faible des valeurs suivantes :
 - la valeur de l'arrêté d'agrément,
 - $0,85 R_g$ ou $0,95 T_g$ si le remplacement d'un fil est possible,
 - $0,85 R_g$ ou $0,9 T_g$ si le remplacement d'un fil rompu n'est pas possible.

Cette réduction de tension à $0,95 T_g$ avait déjà été recommandée par le SETRA dans son bulletin technique n° 2 sur les armatures et procédés de précontrainte d'août 1972 compte tenu des modifications du titre 2 du fascicule 4 de 1971 ;

- les valeurs des coefficients de frottement en courbe et en ligne droite « f et φ » ont été transférés de l'IP1 dans les arrêtés d'agrément des procédés de précontrainte sauf pour les ouvrages avec de nombreux joints où elles devaient être fixées par le Cahier des prescriptions spéciales ou CPS.

À la suite de l'analyse des causes des fissurations constatées sur un certain nombre de ponts construits par phases successives, la direction des Routes et de la Circulation routière fit paraître, le 2 avril 1975, une circulaire importante, dite circulaire Darpas, complétant l'IP 1 sur les points suivants :

- la redistribution des efforts dus aux déformations différées gênées ;

- la diffusion de la précontrainte (efforts concentrés sous les ancrages) et le cumul des contraintes de cisaillement avec ou sans précontrainte transversale ou verticale (étriers actifs) ;
- les efforts d’entraînement exercés par des câbles ancrés dans un hourdis d’une poutre-caisson ;
- les gradients thermiques (5 °C sous les combinaisons rares d’actions et 10 °C sous les combinaisons quasi permanentes d’actions au sens du BPEL 91 en tenant compte du module de déformation instantanée du béton) ;
- la poussée au vide exercée dans les hourdis courbes par la compression du béton et par les câbles contenus dans ces hourdis ;
- la continuité du ferrailage au droit des joints entre voussoirs (sauf en cas de préfabrication).

En 1977, la circulaire n° 77-67 du 26 avril imposa aux barres de précontrainte une tension initiale qui devait être égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : $0,7 F_{rg}$ et $0,88 F_{tg}$ ¹.

Le 21 décembre 1978, la note d’information LCPC-SETRA compléta la directive de 1973 citée ci-avant et fit le point sur l’utilisation des coulis spéciaux (retardés) pour l’injection des gaines de précontrainte des ponts construits par encorbellements et autres ponts à caractères similaires.

1979 vit la parution des quatre circulaires importantes suivantes :

- la circulaire n° 79-23 du 9 mars 1979, qui a diffusé l’instruction du 15 janvier 1979 sur le contrôle de la qualité des bétons (conditions d’exécution et d’interprétation des épreuves d’étude, de convenance et de contrôle qui ne figuraient ni dans le fascicule 65 du 13 août 1969 visé par la circulaire n° 69-92 ni sous une forme utilisable dans l’annexe B de l’IP 2) ;
- la circulaire n° 79-78 du 16 août 1979 relative à la mise en œuvre des unités de précontrainte qui fixa :
 - les valeurs des coefficients de frottement f et φ (en fonction du rayon de courbure de l’armature, du nombre des joints traversés et de la nature des armatures, fils lisses ou torons),
 - les modules d’élasticité des fils (200 000 MPa) et torons (190 000 MPa) à introduire dans les calculs,
 - les conditions de mesure des coefficients de transmission pour contrôler sur le chantier que les tensions des armatures correspondent bien aux valeurs calculées,

1. F_{rg} étant la charge de rupture garantie et F_{tg} la charge à la limite conventionnelle d’élasticité garantie.

- le choix des conduits (gainés et tubes) ainsi que les diamètres, les rayons de courbure et les dispositions pour assurer la continuité des conduits au droit des joints de construction (cas des voussoirs préfabriqués),
 - la limitation de la contrainte initiale à $0,7 F_{rg}$ pour les armatures à faible rayon de courbure (étriers actifs),
 - la résistance du béton au voisinage des ancrages, les distances minimales entre les plaques d'ancrage et les enrobages de celles-ci,
 - les conditions d'exécution de la mise en tension des armatures de précontrainte,
 - la nécessité et les conditions de mise en œuvre de la protection provisoire et des cachetages ;
- la circulaire n° 79-121 du 14 décembre 1979, relative à la réimpression de l'IP1 déjà citée, intégra les modifications apportées par les circulaires n° 74-60 du 23 avril 1974 et n° 77-67 du 25 avril 1977 ;
- la circulaire 79-25 du 13 mars 1979 introduisit les nouvelles directives communes pour le calcul des constructions (DC 79). Ces directives ont ensuite servi de base pour l'élaboration des règles BAEL et BPEL ainsi que des règles de calcul des fondations.

Avril 1979 vit la parution d'un complément au BT 7 de 1972 qui explicita les prescriptions de la circulaire du 2 avril 1975 et les conséquences de celles-ci sur les quantités de matières ainsi que les nouveaux programmes de calcul, des exemples de calcul, des conseils sur l'exécution (par exemple, des voussoirs préfabriqués, des mesures des coefficients de transmission, des équipages mobiles, des étriers actifs, de la ségrégation et de la maniabilité des bétons, de la protection des ancrages des câbles relevés en travée par des capots métalliques ou un béton de cachetage de qualité avec encollage de la reprise, etc.). Ce document introduisit également des règles sur la stabilité des fléaux en cours de construction afin d'éviter des accidents très graves comme celui qui se produisit en 1973 avec le basculement, par défaut d'équilibre statique, d'un des fléaux du viaduc de Calix à Caen en cours de construction.

En 1980, la circulaire CTOA 1732 du 9 juillet fixa de nouvelles limitations à la tension initiale des armatures de précontrainte soit la valeur fixée par la circulaire d'agrément du procédé, soit $0,8 F_{rg}$. Elle introduisit également le recours aux torons supers en remplacement des torons standards (voir ci-après les caractéristiques de ces torons dans le paragraphe relatif à l'évolution des armatures de précontrainte).

Le même jour, la circulaire CTOA 1736 fixa de nouvelles règles pour l'utilisation des barres de précontrainte :

- barres définitives : tension initiale égale à $0,7 F_{rg}$ et valable pour les barres de nuances 85/105, 90/110 et 110/125 ;
- barres provisoires de brêlage : tension initiale égale à $0,6 F_{rg}$ et $0,5 F_{rg}$ en cas de réemploi et interdiction de l'utilisation des barres de nuance 120/125 jugées trop fragiles.

Enfin, il convient de se reporter à l'annexe B pour découvrir l'évolution de la qualité des armatures et des procédés de précontrainte ainsi que les aspects réglementaires liées à cette évolution pendant cette période.

2.6.3. L'évolution de la conception et des techniques de construction des ponts

2.6.3.1. Généralités

La période 1965-1982 a été marquée par la construction de nombreux ponts types, grâce au développement des dossiers-pilotes avec les calculs automatiques du SSAR puis du SETRA (à partir de 1968 avec la fusion du SSAR et du SCET), l'exécution de très nombreux ponts moyens, voire importants, en utilisant toutes les différentes techniques de construction par phases (encorbellements successifs, poussage, avancement, etc.) et l'apparition de pathologies structurelles (fissurations dues à une insuffisance de résistance) dans de nombreux ponts construits par phases.

Pendant la période 1965-1975, le mode de dévolution des travaux des moyens et grands ouvrages a conduit à favoriser « les variantes larges ». Cette politique a entraîné le laminage de la part de marché habituelle de la construction métallique. Elle a entraîné aussi l'obligation pour les entreprises de « tirer » au maximum sur les quantités mais aussi sur les règles de calcul !

Dès 1975, à la suite des pathologies structurelles constatées sur de nombreux grands et moyens ouvrages en béton précontraint, en particulier ceux construits par phases successives, les appels d'offres avec solution de base imposée se sont développés et les quantités de matériaux béton et armatures ont été revues à la hausse. De plus, la circulaire ministérielle du 23 mai 1980 sur la compétition acier-béton dans le domaine des ponts a imposé les appels d'offres avec deux solutions de base : une en métal et une en béton sur le réseau national lorsque cela était techniquement possible et viable. Cette politique a relancé la construction métallique qui, de plus, s'est fortement automatisée et est ainsi redevenue compétitive.

Les entreprises de construction d'ouvrages de génie civil en béton ont alors réagi cherchant à améliorer la conception et les méthodes de construction des ponts, par divers moyens. Elles ont tout d'abord cherché à simplifier la construction des ponts à poutres préfabriquées post-contraintes (Fig. 2.23) avec :

- la suppression des entretoises intermédiaires voire des entretoises sur appuis, préfabrication du hourdis, utilisation des pré-dalles, suppression de la précontrainte transversale ;
- le coulage du hourdis en pleine largeur sur pré-dalles participantes ou non ;
- la suppression des joints de dilatation inconfortables (soit par continuité mécanique des poutres, soit par attelage des travées au niveau du hourdis).

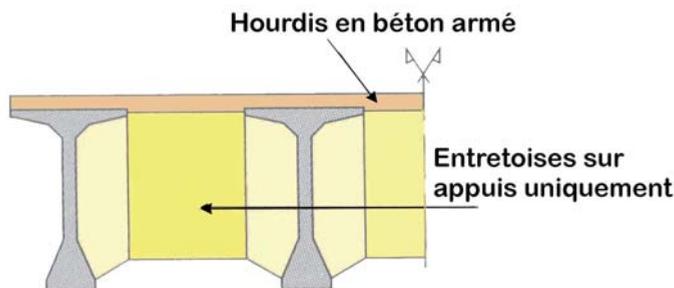


Figure 2.23. Coupe transversale d'un VIPP des années 1970 (D. Poineau).

Malgré ces efforts d'amélioration de la conception, la part du marché des poutres préfabriquées s'est effritée progressivement au bénéfice des ponts mixtes acier-béton à partir des années 1980.

Puis, dans les années 1970, après une période d'expérimentation comportant l'exécution de petits ouvrages, les entreprises ont cherché à employer le béton léger dans la construction de quelques dizaines d'ouvrages. Malheureusement, le renchérissement de l'énergie, en 1973, freina le développement du béton léger sauf pour certains ouvrages particuliers.

Enfin, elles ont eu recours à de nouvelles techniques de construction, telles que la mise en place par rotation, le haubanage, l'avancement pour la construction de passerelles et de ponts moyens, et à la précontrainte extérieure, tout d'abord en réparation, puis, ensuite, à partir des années 1980, dans les ouvrages neufs.

Les dossiers-pilotes du SSAR et du SETRA ont également évolué, et l'on peut mentionner :

- le programme VIP, en 1965, de calcul des ponts à poutres préfabriquées post-contraintes en travées indépendantes ;
- le dossier-pilote PSIDP, en 1966, relatif aux ponts-dalles précontraints ;
- le dossier-pilote VIPP de 1967, relatif aux ponts à poutres préfabriquées post-contraintes ;
- le dossier-pilote PSBQ de 1967, relatif aux ponts à béquilles en béton précontraint.

2.6.3.2. La non-prise en compte des gradients thermiques (structures conçues avant 1975)

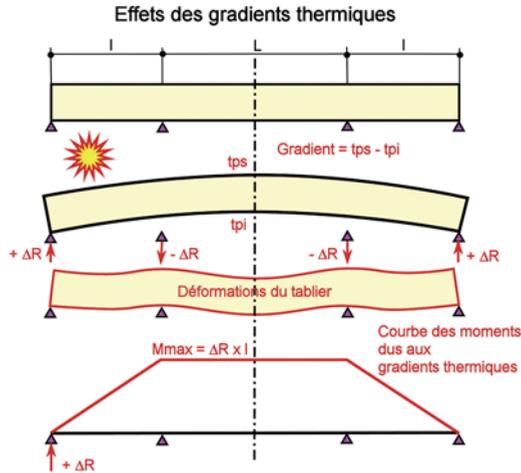


Figure 2.24. Croquis explicatif des effets des gradients thermiques (D. Poineau).

Dans les structures hyperstatiques en béton précontraint conçues avant les années 1970 (voire, construites pendant les années 1976 et 1977), les différences de températures entre les fibres supérieures et inférieures (effets de l'ensoleillement parfois combiné à la mise en place d'enrobés), dont la prise en compte n'était pas clairement explicitée par les règles de calcul antérieures, ont engendré des déformations qui, gênées par l'hyperstaticité de la structure, ont amené une redistribution d'efforts (donc une majoration des sollicitations) qui ont été la cause de fissurations. Il est à noter que les différences de températures transversales (entre les âmes) créent également des sollicitations thermiques (se reporter à l'Eurocode 1 partie 1-5 : « Actions thermiques »).

Ces mêmes phénomènes existent dans les structures hyperstatiques en béton armé, mais la fissuration du béton armé, qui se développe sous ces actions thermiques, réduit l'inertie des sections et, par la même, l'intensité des sollicitations d'où une sorte d'autolimitation de l'importance des fissurations masquant ainsi les phénomènes.

Les effets des gradients thermiques étaient pourtant connus par quelques ingénieurs et, en particulier, par Y. Guyon. Ce dernier, dans le tome 2 de *Constructions en béton précontraint - Classes états limites* (Cours du CHEBAP, Eyrolles, 1966, p. 240-244) consacrées à la construction du pont de Verberie sur l'Oise de l'autoroute A 1, montre l'importance de ces phénomènes, calculs à l'appui.

En effet, lors de la construction par encorbellements successifs de cet ouvrage et avant la réalisation de la continuité de la travée centrale, les gradients thermiques provoquaient pendant la journée des flèches différentielles entre les extrémités des demi-fléaux telles que leur alignement ne pouvait être obtenu. Une procédure spécifique de clavage a dû être mise au point : un joint de clavage de quelques centimètres de largeur en mortier de résines a été réalisé au début d'une nuit entre les extrémités des hourdis inférieurs et supérieurs de la poutre-caisson à trois âmes. Le matin, une fois le mortier durci, quelques câbles de continuité ont été mis en tension pour assurer la continuité de la travée. Ensuite, les âmes et les encorbellements ont pu être bétonnés classiquement et le reste des câbles de continuité mis en tension.

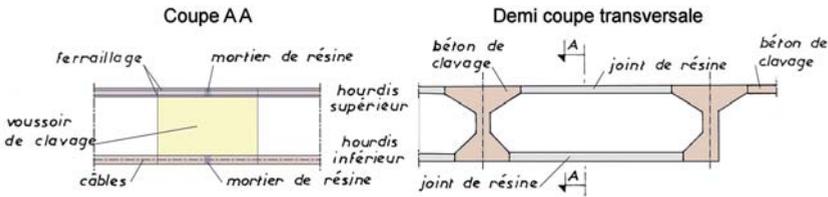


Figure 2.25. Principe du clavage du pont de Verberie sur l'Oise (d'après Y. Guyon).

Ce phénomène a été également mis en lumière au pont de Champigny-sur-Yonne pont expérimental où le LCPC souhaitait mesurer les effets des redistributions d'efforts par déformations différées gênées au moyen de pesons. Ces pesons ont montré que pendant une journée ensoleillée, les réactions d'appui sur les culées augmentaient de plus de 20 tonnes pour un gradient thermique linéaire de près de 10 °C (gradient linéaire équivalent au gradient réel mesuré à l'aide de thermocouples). La figure 2.26 montre les courbes réelles de distribution de températures du pont de Champigny : la courbe verte est obtenue à 5 h du matin, tandis que la courbe rouge l'est à 17 h.

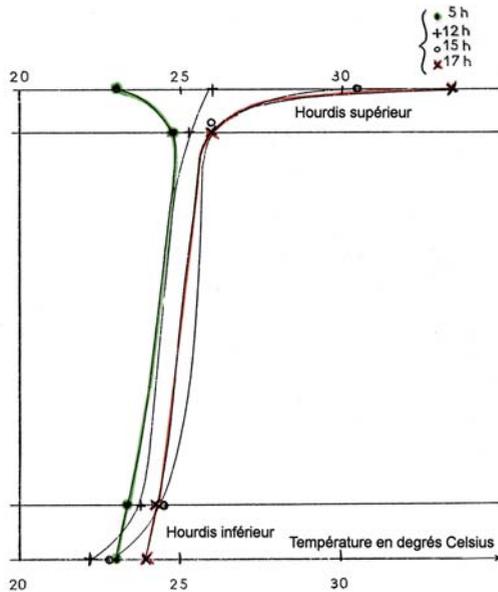


Figure 2.26. Gradients thermiques réels du pont de Champigny (D. Poineau).

2.6.3.3. Les ouvrages réalisés

Il convient de rappeler le changement des règles de charges de 1971, l'introduction des règles du 2 avril 1975 ainsi que les nombreuses circulaires qui ont eu une influence très importante sur la conception et la réalisation des ponts durant cette période de 1965 à 1982.

Nous présentons ci-après quelques ouvrages marquants classés par type de conception ou par technique de construction.

□ *Les ouvrages à poutres préfabriquées précontraintes par pré- ou post-tension*

- Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension de l'autoroute A 10 (1970-1972) où une standardisation poussée des poutres a été mise en œuvre pour réduire au maximum les coûts d'exécution. L'absence d'armatures de couture en partie inférieure entre les abouts de poutres et les entretoises sur appuis intermédiaires ont provoqué l'apparition de fissures verticales remontantes sous l'effet des déformations différées des poutres par fluage ;
- Le pont sur le lac à Bordeaux (1972) dont les poutres ont été rendues mécaniquement continues au moyen de câbles filants dans les talons et de câbles chapeaux dans le hourdis de liaison (seulement deux ouvrages de ce type ont été construits) ;
- Le pont de Pinsaguel à Toulouse (1972) dont les poutres préfabriquées ont été rendues mécaniquement continues par un noyau de béton armé. Les effets des déformations différées gênées n'ayant pas correctement été pris en compte, il s'est produit une fissuration du noyau qui a entraîné une insuffisance de résistance à la flexion, sur appui comme en travée, et l'ouvrage a dû être renforcé ;
- Le pont de Melun (1973) qui présente trois particularités à savoir : une dalle de continuité qui assure uniquement la continuité du roulement par un attelage économique et facile à réaliser des poutres au niveau de hourdis (suppression de joints de dilatation), la suppression des entretoises intermédiaires et sur appuis. Les études effectuées, par la suite, par le SETRA et le CEBTP ont montré qu'il était préférable de maintenir les entretoises sur appuis (le hourdis est moins sollicité et le vérinage des poutres est facilité en cas de changement des appareils d'appui) ;
- Le pont d'Ouche (1969-1970) sur l'autoroute A 6 dont le hourdis supérieur a été préfabriqué par éléments. Les difficultés importantes rencontrées sur le chantier pour obtenir une bonne liaison entre les différents éléments préfabriqués ont conduit à abandonner cette technique de réalisation pour la remplacer par la suite par un hourdis général en béton armé coulé sur des dalles disposées entre les tables de compression des poutres ;

- Les longs viaducs d'accès au pont de Saint-Nazaire - Saint-Brévin (1975) constitués de poutres préfabriquées de 50 mètres de portée et précontraintes par le procédé KA.



Figure 2.27. Pose des poutres de VIPP au pont de Saint-Nazaire (D. Poineau).

□ *Les ponts en béton léger*

- Le pont dalle expérimental de Cheneau dans les Vosges (1971-1972) de 21 mètres de portée ;
- Le pont à béquilles de Bruyères-sur-Oise (1975) ;
- Le pont de Tricastin (1978-1979) dont les trois travées précontraintes ont un balancement particulier (25,25 m ; 142,50 m ; 25,25 m), qui a imposé des appareils d'appui inversés, les travées de rive étant en béton traditionnel. Pendant la réalisation, une poussée au vide locale due au festonnage des câbles longitudinaux à provoqué une rupture partielle du hourdis supérieur ;
- Le pont d'Ottmarsheim construit en 1980 par encorbellements successifs avec une travée en béton léger de 172 mètres de portée.

À l'occasion de la construction du pont d'Ottmarsheim, de nombreuses expériences sur la diffusion des efforts concentrés dans le béton léger ont été effectuées par le CEBTP. À noter, pendant la réalisation, une poussée au vide des câbles de précontrainte dans le hourdis inférieur qui s'est révélée lors de l'injection des conduits. Elle était due à la cassure angulaire au droit des joints entre voussoirs créée par la ligne polygonale des conduits de précontrainte, qui avaient été raidis par un tube rectiligne provisoire pour ne pas subir de déformation pendant le bétonnage sous la poussée d'Archimède du béton frais (le constructeur craignait, à juste titre, un festonnage des câbles et les poussées au vide parasites qui en découlent, mais il avait oublié les effets des cassures angulaires des câbles...).

□ *Les ponts construits par encorbellements successifs de la « deuxième génération »*

- Le pont d'Oléron (1964-1966), d'environ 3 000 mètres de longueur totale, construit à l'aide de voussoirs préfabriqués mis en place, pour la première fois, par une poutre de lancement ;
- Le pont d'Oissel (1970) sur l'autoroute de Normandie de 700 mètres de longueur sans aucun joint de dilatation intermédiaire ;
- Le viaduc de Calix à Caen (1973-1975) à voussoirs préfabriqués avec une portée centrale de 156 mètres. La chute d'un fléau en cours de construction le 19 mars 1973 conduisit le SETRA en liaison avec la profession à imposer des règles de stabilité des fléaux encore en vigueur aujourd'hui ;
- Le pont du Bonhomme (1974), dans le Morbihan, qui est un pont à béquilles de 186 mètres d'ouverture entre pieds de béquilles ;
- Le pont de Saint-Cloud (1974) qui franchit la Seine au sud ouest de Paris, constitué de près de 500 voussoirs préfabriqués de grande largeur (20,4 mètres) qui fut un record à cette époque. Cet ouvrage de hauteur constante comporte des travées de 100 mètres de portée (élancement au 1/30). Cet ouvrage, qui remporta la compétition sur la base d'une variante large par rapport à un projet de base métallique, fut renforcé par précontrainte additionnelle en 1980 ; cette dernière dut être entièrement remplacée en 2008 et 2009 suite à la rupture d'un des câbles à cause de la corrosion provoquée par une mauvaise injection, le coulis à durée d'injection maîtrisée n'ayant pas fait prise dans certaines zones.

Par ailleurs, la conjugaison des voussoirs de grande largeur et comportant 3 alvéoles ne fût pas parfaite, ce qui entraîna ultérieurement un coûteux renforcement du hourdis supérieur de la poutre-caisson par la mise en œuvre d'un vérinage et d'un système de goujons métalliques placés entre les voussoirs afin de supprimer les battements qui existaient au passage des poids lourds ;

- le pont de Gennevilliers sur la Seine (1976) près de Paris avec une portée de 172 mètres ;
- le pont sur la Loire à Orléans (1974-1976) constitué par une poutre-caisson à trois âmes précontrainte longitudinalement par des câbles de fléau horizontaux ne redescendant pas dans les âmes et verticalement par des barres. Un certain nombre d'erreurs de conception et d'exécution ont conduit à une fissuration d'effort tranchant. Le cisaillement réel atteignait près de 6 MPa pour un cisaillement calculé de 3 MPa ! (calcul de flexion transversale simplifié, non-prise en compte de la composante verticale des câbles de continuité majorant l'effort tranchant, tension des étriers actifs non maîtrisée, choix d'une contrainte admissible trop optimiste...). Il fut réparé en 1978 puis en 1987.

□ *Les ponts construits par encorbellements successifs de la « troisième génération »*

- Le pont de Mâcon sur la Saône (1976-1977) qui fut un des premiers de la nouvelle génération. Le SETRA avait pu, juste avant le lancement de la consultation bousculée par la date butoir du plan de relance fixée au 24 décembre 1975 (!), modifier les quantités pour tenir compte des règles du 2 avril 1975. La conception de ce pont fut entièrement remise à plat après signature du marché (suppression du biais excessif, augmentation de la hauteur à la clé...). Ces importantes modifications firent que le décompte général et définitif (DGD) dépassa de 20 % le montant de l'offre ; heureusement, cette dernière était de 20 % inférieure à l'estimation de l'opération qui avait été revue à la hausse avant le lancement de l'appel d'offres ;
- Le pont d'Ottmarsheim déjà cité ;
- L'échangeur de Saint-Maurice entre l'autoroute A 4 et l'autoroute A 86 près de Paris (1980) comportant de nombreux viaducs entrelacés à voussoirs préfabriqués pour une surface totale de 36 000 m² (Fig. 2.28) ;
- Le pont Mathilde près de Rouen (1980) dont les travées sur Seine de 145 mètres de portée sont constituées d'une travée indépendante métallique à dalle orthotrope de 115 mètres de portée, et sont appuyées à l'une de leurs extrémités sur deux poutres-console en béton précontraint de 30 mètres de longueur ;
- Le viaduc de Bellegarde (1979-1982) avec des portées principales de 110 et 130 m, et construit à l'aide de voussoirs préfabriqués.



Figure 2.28. Tabliers de l'échangeur A 4-A 86 de Saint-Maurice (SETRA).

N.B. Les autres ponts construits par phases (sur cintre auto-lanceur, par poussage, par rotation, à l'avancement...) sont également divisés en « deux générations » à savoir celle d'avant 1975 et celle d'après !

□ **Les ouvrages construits sur cintre auto-lanceur**

- Les viaducs de l'autoroute A 8 sur le tronçon Roquebrune-Menton (1969) à poutre-caisson dont les portées s'échelonnent entre 40 et 50 m, et qui ont été construits avec un cintre dit « par-dessus » ;
- Les viaducs d'accès au pont métallique à béquilles de Martigues (1974). Ces ouvrages à nervures ont été construits avec un cintre dit « par-dessous » (la concentration de coupleurs dans les sections de clavage a conduit à la fissuration importante de ces sections (les bonnes dispositions ont été fixées dans le BPEL quelques années plus tard) ;
- Le viaduc sur la Darse (1976) qui est l'ouvrage d'accès au pont de Gennevilliers déjà cité. Il a présenté également une fissuration systématique des zones de couplage et a fait l'objet d'une réparation par précontrainte additionnelle après une tentative de réparation par tôles collées qui se révéla infructueuse ;
- Le viaduc des Egratz près de Chamonix (1977-1981) qui est constitué de trois ouvrages à poutre-caisson dont la longueur totale cumulée est de 2 276 mètres. Il a été construit avec l'aide du cintre autolanceur déjà utilisé sur l'autoroute A 8.

N.B. Cette technique de construction a été abandonnée ensuite à cause du coût très important du cintre auto-lanceur, au bénéfice du poussage.

□ **Les ponts poussés**

- Le pont de Champigny-sur-Yonne (1969-1970) construit par poussage des deux côtés avec un câblage du type encorbellement et une dénivellation d'appui. Cet ouvrage qui avait été équipé par le LCPC de pesons pour suivre la redistribution des effets des déformations différées gênées a permis d'affiner les formules de fluage et de modéliser les effets des gradients thermiques dont les effets étaient sous-estimés, voire totalement ignorés à l'époque et qui n'avaient pas été pris en compte lors de la conception de cet ouvrage. La figure 2.29 montre l'évolution de la réaction d'appui sur la culée

rive droite enregistrée pendant une journée ensoleillée ; cette variation journalière d'environ 200 kN est du même ordre de grandeur que la valeur de la redistribution de la réaction sous l'effet du fluage à long terme. La courbe d'évolution des réactions d'appui en fonction du temps, qui avait été enregistrée, montre parfaitement à quel moment la fissuration s'est développée dans le tablier. Une précontrainte additionnelle de renforcement a été mise en place après un réglage sur plus d'une année des réactions d'appui par

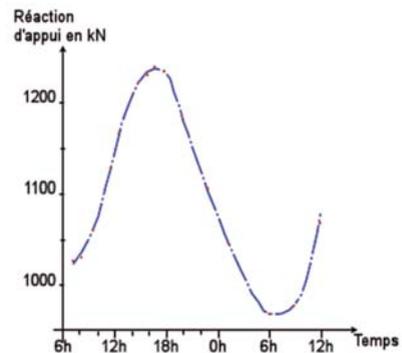


Figure 2.29. Pont de Champigny-sur-Yonne : variation de la réaction d'appui sur culée sous l'effet du gradient thermique (LCPC).

vérinages successifs sur les deux piles (les vérinages ont eu pour but de retrouver les valeurs des réactions d'appui juste au moment de la fissuration) (Fig. 2.30) ;



Figure 2.30. Le pont de Champigny-sur-Yonne après réparations (SETRA).

- Le viaduc de la Boivre près de Poitiers (1969-1970) construit par poussage d'un seul côté avec mât provisoire de haubanage. Une erreur dans la conception du câblage ainsi que la non-prise en compte de certaines actions (gradients thermiques, efforts de diffusion et d'entraînement,...) a conduit à une fissuration spectaculaire des âmes due à la combinaison de la flexion, de l'effort tranchant et des efforts concentrés à proximité des ancrages. Cet ouvrage a été réparé par une précontrainte additionnelle longitudinale pour les poutres et des étriers actifs pour les âmes ;
- Le pont d'Aiguilly (1982) dont certains câbles provisoires de poussage ont été placés à l'extérieur du béton.

Il convient également de noter l'appropriation de cette technique par la SNCF pour construire plusieurs viaducs du TGV Sud-Est entre 1976 et 1979. En effet, la ligne nouvelle TGV entre Paris et Lyon comporte 9 ouvrages en béton précontraint dont 7 ont été poussés. Il s'agit des ouvrages suivants :

- le viaduc de la Seine à Montereau, (131 m) ;
- le viaduc du Serein à hauteur d'Avallon (202 m) ;
- le viaduc de Saulieu (202 m) ;

- le viaduc de la Digoine à hauteur d'Autun (419 m) ;
- le pont sur le canal du Centre et de la RN 74 près de Montchanin (85 m) ;
- le viaduc de la Roche peu avant Mâcon (385 m) ;
- le viaduc de la Saône à Mâcon (339 m).

Tous ces ouvrages ont des tabliers à caisson, et la SNCF a adopté des caissons identiques en dimensions extérieures quand la portée le permettait. Les grandes travées ont des longueurs variant entre 40 et 50 m, sauf pour le pont sur la Seine où la travée centrale atteint 61,4 m.

Sur les sept ouvrages cités ci-dessus, six ont été mis en place par traction ; seul le pont sur la Saône a fait l'objet d'un procédé par poussage appliqué pour la première fois en France, mais courant en Allemagne. Le dispositif de poussage du viaduc de la Saône (système Eberspächer) comprenait sous chaque âme du caisson :

- un vérin vertical de 785 tonnes dont la semelle inférieure revêtue de téflon pouvait glisser sur une surface en acier inoxydable ;
- deux vérins horizontaux accouplés, d'une capacité totale de 300 tonnes, s'appuyant, d'une part, sur la culée et, d'autre part, sur le corps du vérin vertical.

Le caisson avançait par pas de 25 cm avec, à chaque fois, des opérations de levage, glissement, repose du tablier et rétraction des vérins horizontaux qui ramenaient le vérin vertical à sa position initiale.

Il est apparu, à cette époque, que ces ouvrages ferroviaires se prêtaient bien au poussage, dans la mesure où la présence en service de surcharges importantes imposait une précontrainte définitive élevée et minimisait l'incidence relative de la précontrainte centrée de poussage (Pouvreau, 1979).

□ *Les ponts construits par rotation*

- Le pont de Bresilley sur l'Ognon dont la technique par rotation fut partiellement utilisée pour la première fois par l'entreprise Citra en 1969 ;
- Le pont de la Fontenelle près de Trith-Saint-Léger qui fut construit suivant cette technique en 1975 ;
- Les passerelles de Meylan près de Grenoble (1979) et de l'Illhof près de Strasbourg (1988) qui sont en béton léger et haubanées ;
- Le pont sur le Loir à la Flèche (1982), dont la précontrainte est mixte (partiellement intérieure et extérieure au béton). Les conduits de la précontrainte intérieure au béton ont été injectés au coulis de ciment et ceux de la précontrainte extérieure à la graisse.

Ce chantier a montré, qu'outre son prix élevé la mise en œuvre de la graisse était difficile et dangereuse (la température nécessaire pour la mise en œuvre de ce produit oblige à chauffer celui-ci à près de 90 °C). De plus, la graisse a tendance à

ressuer par temps chaud ce qui provoque des fuites d'huile malgré les vases d'expansion prévus pour encaisser les variations de volume de ce produit.

Nota. Sur d'autres ponts des cires pétrolières ont été utilisées (par exemple, les viaducs de la Boivre, des Vignasses, de la Nuec et de l'Oli) ; elles présentent moins d'inconvénients que la graisse, à l'exception de leur prix (on peut utilement se reporter aux articles de la revue Travaux de mars et juillet-août 1985).

❑ *Les ponts construits à l'avancement*

- Le viaduc de Rombas (1973-1975) qui est le premier pont de ce type construit avec l'aide de voussoirs préfabriqués et avec haubannage provisoire. Cet ouvrage a subi, pendant sa construction, des dénivellations différentielles d'appui non prévues qui ont modifié assez fortement sa capacité portante. Il a été réparé ces dernières années par précontrainte additionnelle ;
- Le viaduc de Fontenoy (1976-1977) de même conception que le viaduc de Rombas. Les mesures des coefficients de transmission ont révélé des pertes excessives de précontrainte dues à un câblage trop chahuté avec des rayons de courbures trop faibles.

❑ *Les ponts à haubans*

- Le pont de Brotonne sur la Seine (1975) qui, avec ses 320 mètres de portée centrale, a été un record mondial durant plusieurs années.

❑ *Les ponts construits par pose de voussoirs préfabriqués sur cintre*

L'exemple des ponts des Keys en Floride, construits sur des projets du bureau d'étude Figg and Muller, sous la direction de Jean Muller : les ponts de Long Key (100 travées de 36 m avec une continuité par groupe de 8 travées, et des voussoirs de longueur 5,6 m), Channel Five et Niles Channel. Ces ouvrages ont été construits au moyen de voussoirs préfabriqués à joints conjugués non collés, et ont été mis en place travée par travée, à l'avancement, d'un voussoir sur pile à l'autre. L'ensemble des voussoirs constituant une travée est posée sur une barge, amenée à côté de la travée à construire (Fig. 2.31). Les voussoirs sont alors pris en charge l'un après l'autre par une bigue flottante, et posés sur un cintre de pose par l'intermédiaire de patins. Une fois tous les voussoirs posés, ils sont réglés à l'aide des dispositifs existant sur ces patins. L'ensemble des voussoirs est serré contre l'un des voussoirs sur pile. Le joint de clavage, qui se crée entre l'autre voussoir sur pile et la travée, est bétonné, puis les câbles de précontrainte sont tendus ; ces derniers sont tous extérieurs au béton. Le cintre de pose est alors enlevé, puis remplacé pour la travée suivante. Cette méthode est économique dans la mesure où l'on dis-

pose facilement de moyens de manutention maritime. Elle a permis d'achever l'ouvrage de Long Key avec près d'un an d'avance sur le délai prévu.



Figure 2.31. Le pont de Long Key (Floride) en cours de construction (Association Eugène Freyssinet).

2.6.4. Les problèmes rencontrés durant cette période

Durant la période 1970-1983, outre les problèmes de corrosion des armatures de précontrainte déjà rencontrés précédemment, il y eut des fissurations diverses traduisant des insuffisances de résistance de certains types de ponts.

Le pont de Chazey sur l'Ain fut le premier touché au début des années 1970. Son expertise révéla la combinaison d'une corrosion des câbles avec des insuffisances de résistance vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant (incidence des redistributions d'efforts par déformations différées gênées, sous-estimation du poids des superstructures, etc.). Il fut détruit et remplacé.

Le pont d'Aurec en Haute-Loire présenta, à son tour, des insuffisances de résistance initiées par des efforts d'entraînement et de diffusion dus à des arrêts de nombreux câbles de continuité dans la même section auxquels se combinaient les effets des redistributions d'efforts par déformations différées gênées et les gradients thermiques. Ce pont reçut après expertise une précontrainte additionnelle. Comme ce pont était de la même conception que celui de Lacroix-Falgarde, ce dernier fut inspecté par le LRPC de Toulouse qui découvrit également des fissures.

L'ensemble du réseau technique fut alors alerté, et d'autres ponts présentant des désordres furent recensés puis expertisés. Il est possible de citer, le pont de Bus-sang dans les Vosges (avec en supplément des fissures de poussée au vide), le viaduc des Canadiens sur l'autoroute A 4, le pont de Bayonne, celui de Dax, le pont

de Roquemaure (Fig. 2.32), le viaduc de la Boivre, le pont de Champigny-sur-Yonne, etc.

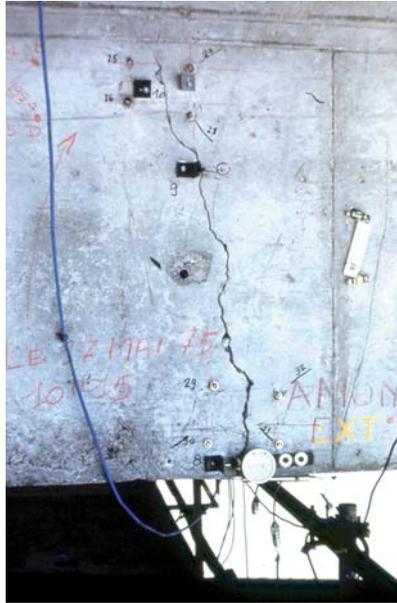


Figure 2.32. Fissure de flexion au pont de Roquemaure sur l'autoroute A 9 (LRPC d'Aix).

Les ponts touchés étaient tous des ouvrages construits par phases (ponts poussés, ponts construits par encorbellements successifs...). Les expertises ont montré la sous-estimation voire la non-prise en compte des effets des déformations différées gênées, la non-prise en compte des gradients thermiques, la mauvaise estimation de la diffusion des efforts concentrés au droit des ancrages des câbles de précontrainte, la non-prise en compte de la poussée au vide des câbles dans les hourdis courbes, etc. Des règles complémentaires sur la conception et le calcul furent mises au point puis incorporées dans la circulaire de la direction des Routes du ministère de l'Équipement en date du 2 avril 1975.

2.6.5. Conclusion

La période 1970-1983 ayant été très fertile en modifications diverses et variées (règles de calcul, qualités des armatures et des procédés de précontrainte...), l'ingénieur chargé du recalcul d'un pont de cette période doit être extrêmement prudent et procéder à une validation systématique de toutes les données du dossier de l'ouvrage.

2.7. LA PÉRIODE DE 1983 À NOS JOURS (LES RÈGLES DE CALCUL AUX ÉTATS LIMITES)

2.7.1. Généralités

La période qui s'étend de 1983 à nos jours se caractérise par :

- la généralisation des règles de calcul aux états limites ;
- l'introduction de « l'Assurance de la Qualité » et la responsabilisation de l'exécutant ;
- le développement de la normalisation (française et européenne) et les effets des directives européennes qui ont entraîné un désengagement progressif du ministère de l'Équipement dans le domaine des homologations et des agréments des produits et matériels (armatures de BA, armatures et procédés de précontrainte), avec, par exemple, le remplacement de la Commission interministérielle d'homologation des armatures de béton armé par l'Association française de certification des armatures pour béton (AFCAB) et celle des peintures par l'Association pour la certification et la qualification en peintures anticorrosion (ACQPA) ;
- l'arrivée progressive des « Eurocodes » ;
- la mise en place dans le domaine de la précontrainte des Agréments techniques européens pour les procédés et de la certification pour les armatures (futur marquage CE).

Cette période est également marquée par ¹ :

- une forte évolution des caractéristiques des matériaux traditionnels (résistance des bétons traditionnels, bétons à hautes performances ou BHP, bétons autoplacants ou BAP, etc.) ;
- l'apparition de nouveaux matériaux (bétons fibrés à ultra-hautes performances ou BFUP, composites à base de fibres de verre, de fibres de carbone, etc.) ;
- une bien meilleure connaissance des phénomènes (gel-dégel, alcali-réaction, carbonatation, réaction sulfatique interne, etc.) à l'origine de la dégradation des matériaux (béton et armatures) et des moyens à mettre en œuvre pour prévenir les dégradations, les stabiliser ou les réparer ;
- l'identification, ces dernières années, d'un certain nombre « de facteurs de durabilité » qui permettent et permettront dans le cadre « d'une démarche performantielle » (se reporter au Guide AFGC sur la conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages de juillet 2004) :

1. En effet, durant cette période, des incitations à la recherche dans le domaine de la construction ont été mises en œuvre dans le cadre « du plan Génie civil » avec, en plus, la création d'un label valorisant l'innovation baptisé « IVOR » (Innovation validée sur ouvrage de référence).

- d’une part, de pouvoir exiger une durée de vie ¹ pour la structure à réaliser,
- d’autre part, de pouvoir suivre le vieillissement de la structure de façon à pouvoir intervenir dans le cadre de « l’entretien préventif » avant tout début de dégradation et non pas, comme c’est le cas actuellement, dans celui « de la réparation » lorsque les désordres sont bien visibles.

En outre, cette période est marquée par un fort développement de l’utilisation de la précontrainte extérieure dans les moyens et grands ouvrages, de la réalisation de ponts haubanés et de passerelles pour piétons, de l’étude et de la construction de structures innovantes (dans les années 1980 mais aussi 2000), des concours (incidences de la décentralisation, évolutions du code des marchés publics, etc.).

Le développement de la « précontrainte extérieure » a eu une incidence forte sur l’évolution des procédés de précontrainte, mais nettement moins sur l’évolution des armatures de précontrainte.

La rupture d’un câble de précontrainte extérieure au sein des tabliers des ponts de Val-Durance sur l’autoroute A 51 en 1994, de Saint-Cloud en 1998, de Vaux-sur-Seine en 1998, de la rivière d’Abord à La Réunion et de Pont-à-Mousson, a de nouveau focalisé l’attention du réseau technique et des professionnels sur le choix des produits de protection des armatures de précontrainte intérieures comme extérieures au béton, ainsi que sur leur mise en œuvre et leur contrôle.

Ces divers incidents ont posé le problème du démontage pour remplacement de câbles extérieurs injectés au coulis de ciment et touchés par la corrosion (voir le paragraphe ci-après sur les problèmes d’injection).

Enfin, durant cette période, l’organisation de l’encadrement technique des solutions présentées aux concours n’est pas toujours suffisamment assurée (règlement de concours laxiste, qualification technique insuffisante du jury, tendance naturelle des jurés à privilégier la solution qui « en jette », impatience des maîtres d’ouvrage, délais insuffisants pour l’examen des solutions, absence de financement des études complémentaires nécessaires, certaines clauses du code des marchés...). Des dérives se sont déjà produites avec à la clé des dérapages financiers importants, des dysfonctionnements dans le comportement de certaines structures élancées, des entretiens et réparations coûteuses à cause de dispositions techniques non durables, des difficultés de gestion en l’absence de dispositions techniques pour la surveillance et la maintenance, etc.

1. Dans l’état des connaissances, cette durée de vie correspond au temps mis par les agents agressifs pour atteindre les armatures de béton armé ce qui entraîne alors le début de leur corrosion.

2.7.2. L'évolution des homologations, de la certification et des avis techniques. L'introduction du marquage CE

La CIP a laissé place, en 2006, à l'Association pour la qualification de la précontrainte et des équipements des ouvrages de bâtiment et de génie civil ou ASQPE (site Internet : www.asqpe.fr), fondée en 2002 et conçue sensiblement sur le modèle de l'AFCAB (Association française de certification des armatures du béton) qui certifie les aciers de béton armé. En effet, après une période de cohabitation des deux structures que sont la CIP et l'ASQPE, cette dernière, dont le siège était jusqu'à une date récente au Laboratoire central des ponts et chaussées, a pris le relais à la suite de la dissolution de la CIP. Il est à noter que l'ASQPE gère à la fois la précontrainte (procédés, armatures, coulis d'injection et mise en œuvre) et les équipements des ouvrages d'art (chapes d'étanchéité, appareils d'appui, joints de dilatation, etc.).

Selon les règles européennes en vigueur jusqu'au 30 juin 2013, pour pouvoir bénéficier du marquage CE, les procédés de précontrainte et les coulis d'injection doivent obtenir un Agrément technique européen ou ATE (en anglais ETA) qui est basé sur un guide d'agrément technique ou GATE (en anglais ETAG, *European Technical Agreement Guidance*) : il s'agit du GATE 013 (en anglais *ETAG 013*). Ce guide a été élaboré par un organisme coordonnateur, l'OEAT (en anglais EOTA) dont le site Internet est : www.eota.be. Les différents pays de l'Union européenne ont agréé des organismes chargés d'instruire les demandes d'agrément dans le cadre de l'*ETAG 013*. En France, c'est le SETRA qui a été désigné pour instruire les dossiers de demande d'agréments et délivrer ces agréments dénommés ATE. L'ASQPE, quant à elle, est chargée de délivrer le marquage CE aux entreprises détentrices des procédés de précontrainte qui auront reçu l'ATE et d'opérer les contrôles prévus par cette procédure.

L'ASQPE délivre également une marque de certification des armatures de précontrainte sur la base de normes françaises et dont le règlement de certification s'inspire fortement de celui de l'ancienne CIP, en attendant la mise en place d'un marquage CE délivré sur la base de normes européennes.

Enfin, il convient de se reporter à l'annexe B pour découvrir l'évolution de la qualité des armatures et des procédés de précontrainte ainsi que les aspects réglementaires et normatifs liés à cette évolution pendant cette période.

2.7.3. L'évolution de la conception et des techniques de construction des ponts

2.7.3.1. Les statistiques sur les réalisations

Les données qui suivent sont tirées des statistiques annuelles sur la construction des ponts qui sont élaborées tous les ans par le SETRA à partir d'enquêtes effectuées auprès des différents maîtres d'ouvrages.

Le tableau 2-I résume les statistiques de construction des ponts sur les routes nationales (RN) et départementales (RD), d'une part, et sur les autoroutes concédées, d'autre part, (AC) pour la période de 1983 à 2003.

Tableau 2-I. Statistiques de construction des ponts routiers sur les RN, RD et AC, de 1983 à 2003.

Moyennes annuelles				
Réseaux	Nombre de ponts réalisés (u)	Surface de ponts réalisée (m ²)	Nombre de ponts en BP (post-tension)	Nombre de ponts-dalles en BP ponts type PSIDP
RN et RD	600	250 000	135 (≈22 %)	100 (≈74 %)
AC	180	95 000	95 (≈ 53 %)	90 (≈ 95 %)

Le nombre des ponts en béton précontraint par post-tension est resté stable et parmi ceux-ci, il est à noter que le pourcentage des ponts-dalles (type PSIDP) est très élevé, comme l'indique le tableau 2-II.

Tableau 2-II. Pourcentage de ponts en BP et de PSIDP construits.

Réseaux	% des ponts en BP par rapport au nombre total des ponts construits	% des PSIDP par rapport au nombre des ponts en BP construits
RN et RD	20 à 25 %	60 à 80 %
AC	40 à 65 %	85 à 95 %

Les statistiques des réseaux des RN et des RD montrent également que la part de marché des ponts en ossature mixte acier-béton est passée de 2 à 5 % au détriment des grands ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, par poussage, etc. (tableau 2-III).

Tableau 2-III. Évolution de la construction des ponts mixtes et des grands ponts en BP.

Évolution en % par rapport au nombre total des ouvrages construits		
Réseaux	Ponts mixtes	Grands ponts en BP
RN et RD	2 % ↗ 5 %	3 % ↘ 0,5 %

Les statistiques (tableau 2-IV) montrent également la quasi-disparition des ponts à poutres préfabriquées post-contraintes (VIPP) dans les années 1990, un nombre toujours faible de ponts en béton léger et la disparition totale des ponts construits sur cintre auto-lanceur.

En 2002, sur les 23 031 ponts du réseau routier national, environ 50 % étaient âgés de moins de 25 ans et 90 % de moins de 50 ans.

Les ponts en béton précontraint représentaient 18 % du nombre total des ponts mais 47,5 % de la surface totale.

Tableau 2-IV. Statistiques du patrimoine des ponts en BP par type.

Type de pont en BP	Nombre en %	Surface en %
Dalles	70	52
VIPP (160 unités)	3 à 4	< 10
Poutres-caissons (280 unités)	7	26

2.7.3.2. Généralités

La période de 1983 à nos jours a été marquée par :

- la politique de la direction des Routes relative au développement de l'innovation, tout d'abord dans les années 1980, puis en 1997 avec la signature de la « charte innovation ». Ce développement nécessaire a été piloté par une expertise technique forte des services techniques centraux, afin d'éviter les aventures sans moyens d'études et de contrôle qui aboutissent à des dérapages financiers impressionnants. Cette politique s'est concrétisée par la construction de ponts innovants (structures tridimensionnelles en béton précontraint, ossatures mixtes acier-béton triangulées et précontraintes, ossatures mixtes à âmes plissées et précontraintes, etc.) ;
- un développement rapide de la précontrainte extérieure dans les grands ponts ;
- la construction des premiers ponts en béton à hautes performances (BHP) et même de ponts en béton fibré ultra-performants (BFUP) ;
- une politique de recherche « de la qualité » avec le développement depuis 1985 « des Plans d'assurance de la qualité ou PAQ » ;

– le développement d’une politique architecturale pour mieux intégrer les ouvrages dans leur site et mieux valoriser l’image du « béton ». La création du « Ruban d’or » en 1991 en est l’illustration la plus médiatique.

2.7.3.3. Les ouvrages réalisés

□ Développement de la précontrainte extérieure dans les ponts neufs

Depuis les années 1950, la précontrainte extérieure n’avait plus été utilisée en France dans la réalisation d’ouvrages neufs. Elle n’était employée qu’en réparation et renforcement des ouvrages existants (Fig. 2.33) [18]. Une nouvelle avancée technique apparut dans les années 1970, tout d’abord au *Long Key Bridge* (voir 2.6.3.3.10), puis au *Seven Miles Bridge* en Floride, et ensuite aux viaducs du Vallon-des-Fleurs et de la Banquière sur l’autoroute A 8 et au pont de Bubiyan au Koweït avec, à nouveau, l’utilisation « de la précontrainte extérieure ».



Figure 2.33. Massif d’ancrage de la précontrainte additionnelle de réparation du pont de Châlons-en-Champagne (SETRA).

Certains ponts sont « à précontrainte totalement extérieure » au béton. Cette précontrainte se présente sous forme de câbles continus courants sur plusieurs travées qui équilibrent les sollicitations développées sous le poids propre, le poids des superstructures, les charges d’exploitation, etc. C’est le cas, par exemple, des viaducs de Sermenaz près de Lyon, Jules-Verne à Amiens et de Val-Durance de l’autoroute A 51.

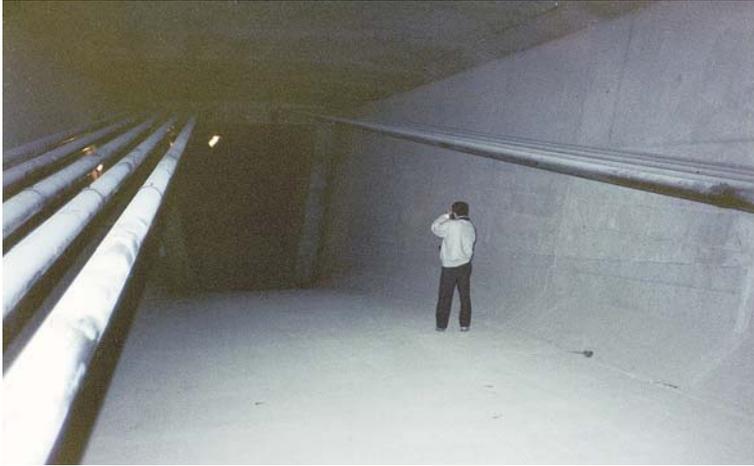


Figure 2.34. Précontrainte extérieure du viaduc de Roquebillière (Lot) (D. Poineau).

La plupart des ponts sont « à précontrainte mixte », c'est-à-dire qu'une partie des câbles reste à l'intérieur du béton. Par exemple, dans un pont construit par encorbellements successifs, les câbles de fléau et une partie des câbles de continuité sont intérieurs au béton. Les câbles extérieurs qui filent sur plusieurs travées équilibrent essentiellement les sollicitations générées par le poids des superstructures et des charges d'exploitation.

☐ *Ouvrages innovants des années 1980*

Parmi les nombreux ouvrages innovants des années 1980, il convient de mentionner :

- le pont de Bubiyan (1980-1983) dont le tablier est constitué de deux hourdis reliés par des âmes formant un treillis spatial en béton armé. Ce tablier est précontraint par des câbles extérieurs. Cet ouvrage a été endommagé lors de l'invasion du Koweït par l'Irak en 1990. Depuis, il a été réparé ;
- le pont d'Arbois (1983-1985) dont le tablier triangulé en ossature mixte acier-béton est à précontrainte extérieure (à noter la mise au point de connexions spéciales pour relier les diagonales métalliques aux hourdis) ;
- le pont de Cognac (1985-1986) dont le tablier en ossature mixte, qui comporte deux hourdis béton réunis par des âmes métalliques plissées, est précontraint par des câbles extérieurs ¹ ;

1. La déformation des tôles pliées lors de la mise en précontrainte permet aux efforts de compression de passer préférentiellement dans les hourdis en béton pour optimiser le rendement de la précontrainte, ce qui est le but recherché.

- le viaduc de Charolles, dit du Val-Maupré (Fig. 2.35), terminé en 1988, dont le tablier de forme triangulaire en ossature mixte à âmes plissées, est précontraint par des câbles extérieurs (cet ouvrage fut poussé sur son tube métallique reliant les deux âmes métalliques inclinées en forme de V) ;
- les viaducs de Sylans et Glacières (Fig. 2.36), dont la conception est voisine de celle du pont de Bubiyan, mais ici les âmes triangulées sont précontraintes. Ils ont été exécutés avec un béton à hautes performances de classe de résistance B 65. Ils sont constitués de voussoirs préfabriqués mis en place à l'avancement (suite à quelques défauts de réalisation des injections, quelques barres de triangulation se sont fissurées sous les effets du gel de l'eau de ressuage du coulis d'injection. Ces barres ont été rapidement réparées) ;
- le pont sur la Roize (1987-1990) à trois travées (36 m - 40 m - 36 m) dont la structure tridimensionnelle en acier est connectée à une dalle en BHP de classe de résistance B 80 précontrainte longitudinalement et transversalement. Le tablier est précontraint longitudinalement par des câbles extérieurs.



Figure 2.35. Viaduc du Val-Maupré à Charolles (D. Poineau).



Figure 2.36. Viaducs de Sylans et Glacières (D. Poineau).

□ ***Développements de certaines des techniques innovantes***

Certaines de ces « techniques innovantes » ont connu depuis des développements parmi lesquels on peut citer :

- le pont construit par encorbellements successifs de la Corniche à Dôle sur le Doubs (1992-1994). Ce pont de 496 mètres de longueur totale (48 m - 5 × 80 m - 48 m) est à âmes plissées de hauteur variable et à précontrainte mixte ;
- les trois viaducs du Boulonnais sur l'autoroute A 16 avec respectivement des longueurs de 1 288 mètres, 474 mètres et 243 mètres, et dont les tabliers sont constitués par deux hourdis reliés par un treillis métallique spatial de géométrie semblable à celle des viaducs de Sylans et Glacières. Les tabliers ont été réalisés à l'aide de voussoirs préfabriqués de hauteur constante assemblés par une précontrainte mixte avec six familles de câbles (4T15 intérieurs de fléau, 19T15 extérieurs de fléau, 19T15 intérieurs éclisses, 19T15 extérieurs au tracé ondulé, 19T15 extérieurs rectilignes et 19T15 intérieurs de fléau en fibre inférieure) (à noter que le viaduc le plus long a posé quelques problèmes de vibration des câbles de précontrainte extérieure sous l'effet des vents importants de cette région proche de la mer) ;
- le pont sur le Vecchio en Corse (42,25 m - 137,50 m - 42,25 m) terminé en 2000. Cet ouvrage construit par encorbellements successifs présente la particularité d'avoir des âmes triangulées sous forme de panneaux trapézoïdaux (il est à noter que les flèches dues aux déformations différées semblent être plus importantes que celles prévues par les calculs) ;

- le pont en arc sur le Bras de la Plaine à La Réunion qui a été terminé en 2002 (Fig. 2.37). Le tablier de 260 mètres de portée est constitué par deux hourdis précontraints, reliés par des âmes triangulées, constituées par des tubes métalliques. À la clé, le hourdis inférieur est interrompu. La précontrainte mixte est constituée de câbles 12T15 et 19T15 de classe 1 960 MPa ;
- les deux passages supérieurs de Bourg-lès-Valence à deux travées d'environ 21 mètres de portée qui ont été terminés en 2003. Le tablier de ces ouvrages est constitué par des poutres en double-té en BFUP précontraintes par pré-tension. Il n'y a aucun acier passif dans les poutres. Le BFUP « BSI » est fibré à 3 % avec une résistance de 175 MPa en compression et de 8 MPa en traction ;
- le viaduc de Meaux (Fig. 2.38) terminé début 2005, de 1194 mètres de longueur (34,155 m - 49,68 m - 7 × 52,785 m - 5 × 55,89 m - 93,15 m - 55,89 m - 4 × 52,785 m - 2 × 49,68 m) est destiné au contournement de la ville de Meaux par la RN 3. Le tablier de cet ouvrage est un mono-caisson à bracons métalliques constitué par deux hourdis réunis par des âmes métalliques dites « plano-tubulaires ». Il fut mis en place par poussage. La précontrainte est de type mixte.



Figure 2.37. Le pont du Bras de la Plaine, à La réunion (B. Godart).



Figure 2.38. Le viaduc de Meaux.(SETRA)

□ *Les ponts ferroviaires des lignes à grande vitesse (LGV)*

N.B. Afin de ne pas « mélanger » les ponts-routiers et les ponts ferroviaires, les principales réalisations du TGV-Nord et du TGV-Méditerranée ont été rassemblées ci-après avec un classement par types d'ouvrages.

Les ouvrages de la ligne LGV-Nord ont été construits entre 1989 et 1992. Tous les tabliers des grands ouvrages en béton précontraint de cette ligne ont été construits par la méthode du poussage et leur précontrainte est intérieure au béton ; parmi ceux-ci, on peut mentionner :

- le viaduc de Verberie de 1 526 mètres de longueur qui comporte un tablier sud et une travée de transition de 737 mètres de longueur (« poussé » dans le sens de la descente) et un tablier nord de 789 mètres (poussé dans le sens de la montée) avec des portées variant de 30 à 48,50 m ;
- le viaduc du Crould de 545 mètres de longueur (38 m - 10 × 39,50 m - 35,50 m) ;
- le viaduc de l'Aronde de 450 mètres de longueur (33,90 m - 8 × 47,40 m - 33,90 m) ;
- le viaduc de la Somme de 302,97 mètres de longueur (9 × 33,33 m) ;
- le viaduc de l'Avre de 209 mètres de longueur (31 m - 4 × 36 m - 31 m).

Les ouvrages de la LGV-Méditerranée ont été construits entre fin 1995 et fin 1998. Les tabliers des grands ouvrages en béton précontraint de cette ligne ont été construits par des méthodes diverses (encorbellement, poussage et même rotation) et leur précontrainte est mixte. La plupart des ouvrages se situant en zones sismiques, ils ont fait l'objet d'aménagements parasismiques (mise en place de butées voire d'amortisseurs). Il est ainsi possible de citer :

- le viaduc de Ventabren de 1 750 mètres de longueur avec des portées courantes de 45 mètres dans la partie poussée et de 100 mètres dans la partie construite par encorbellements successifs au droit de l'autoroute A 8. Les fléaux ont été construits parallèlement à l'autoroute, puis mis en place à leur emplacement définitif par rotation et basculement ;
- le viaduc de Vernègues de 1 200 mètres de longueur avec des portées principales de 80 mètres dont le tablier a été construit par encorbellements successifs ; sa coupe transversale est de forme arrondie en partie inférieure ;
- les viaducs d'Avignon de 1 120 mètres de longueur avec des portées principales de 100 mètres dont le tablier a été construit par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs préfabriqués ;
- le viaduc de la Grenette de 930 mètres de longueur avec des portées de 53 mètres dont le tablier a été mis en place par poussage ;
- le viaduc de Roquemaure de 680 mètres de longueur avec des portées principales de 105 mètres dont le tablier a été construit par encorbellements successifs à l'aide d'équipages mobiles.

□ *Les ponts construits par encorbellements successifs*

Parmi les ponts construits par encorbellements successifs, il y a lieu de citer :

- le viaduc de Sermenaz (Fig. 2.39) près de Lyon, terminé en 1984, dont le tablier est constitué de demi-voussoirs préfabriqués reliés par des bandes de hourdis coulées en place. La précontrainte est totalement extérieure au béton, galvanisée et sans protection des câbles (en 2008, un câble galvanisé, situé à ras du hourdis inférieur, près de l'une des extrémités de l'ouvrage, s'est rompu par corrosion, suite à un séjour prolongé dans une flaque d'eau qui stagnait à l'intérieur du caisson) ;



Figure 2.39. Viaduc de Sermenaz en cours de construction (D. Poineau).

- sur l'autoroute A 40, le viaduc de Nantua (1983-1986) de 1 003 mètres de longueur dont le tablier a été construit à l'aide d'équipages mobiles ;
- sur l'autoroute A 40, le viaduc de Neyrolles (1983-1986) de 782 mètres de longueur dont le tablier a été construit à l'aide de voussoirs préfabriqués mis en place par une poutre de lancement ;
- le pont de l'île de Ré (1987-1988) de plus de 3 000 mètres de longueur, dont le tablier est constitué de voussoirs préfabriqués en BHP de classe B 60 assemblés par une précontrainte mixte. Sa construction s'est déroulée en seulement 20 mois ;
- le viaduc de l'Arrêt-Darré (1985-1987) qui supporte l'autoroute A 64 à Lhez, dans les Hautes-Pyrénées. Sa longueur totale est de 512 m et sa portée principale de 100 m. Ses piles sont constituées de voussoirs préfabriqués à joints conju-

gués-collés et précontraintes verticalement. Les cinq fléaux constituant le tablier ont été construits à l'horizontal avec des voussoirs préfabriqués (Fig. 2.40), puis inclinés de 6 degrés, angle correspondant à la pente définitive de l'ouvrage. Après clavage des fléaux, les encorbellements ont été coulés en place par piano-tage avec deux équipages mobiles.



Figure 2.40. Construction des fléaux du viaduc de l'Arrêt-Darré avant leur basculement (SETRA).

- le pont de Chevire à Nantes (1988-1991) de 1 563 mètres de longueur dont le tablier a été construit à l'aide d'équipages mobiles. Les travées d'accès de 65 mètres de portée sont inclinées à 6 % et la travée centrale de 242 mètres de portée comporte une travée indépendante métallique de 162 mètres de portée constituée d'une poutre-caisson à dalle orthotrope portée par deux consoles en béton précontraint. La précontrainte est mixte. Il est à noter que les déformations différées mesurées sur cet ouvrage sont nettement plus importantes que les déformations calculées et ont conduit à un recalage important des joints de chaussées et des appareils d'appui ;
- le viaduc de Bourran à Rodez (1989-1991) à cinq travées dont une de 100 mètres, dont le tablier a été construit à l'aide d'équipages mobiles et dont les piles ont une section constituée par deux voiles courbes ;
- sur la RN 90, le viaduc du Champ-du-Comte, en Savoie (1990-1992), dont le tablier a été construit à l'aide d'équipages mobiles. Le béton du tablier de classe de résistance B 45 est formulé avec de la fumée de silice et un entraîneur d'air (pour la résistance au gel et aux fondants). Sa précontrainte est mixte ;
- le pont d'Arcins près de Bordeaux (1990-1993) est composé de deux ouvrages parallèles de 643 mètres de longueur avec une portée maximale de 102 mètres. Ses tabliers sont constitués de voussoirs préfabriqués assemblés par une précontrainte mixte ;

- sur l’autoroute A 75, les viaducs du Rioulong de 342 mètres de longueur et avec une portée maximale de 81 mètres, et du Piou de 414 mètres de longueur avec une portée maximale de 90 mètres (1993-1995). Ces tabliers mono-caisson à bracons métalliques ont été construits à l’aide d’équipages mobiles et sont à précontrainte mixte ;
- sur l’autoroute A 40 le doublement des viaducs de Nantua et de Neyrolles (1993-1995). Le premier viaduc a été construit à l’aide d’équipages mobiles, tandis que le second a fait appel à la technique de l’avancement pour la pose des voussoirs préfabriqués. Ces deux viaducs sont à précontrainte extérieure ;
- le viaduc de Rogerville sur l’autoroute A 29 (1993-1994) qui est composé de deux ouvrages parallèles de 680 mètres de longueurs. Les piles en V de forme architecturale complexe sont précontraintes. Les tabliers mono-caisson à bracons sont constitués de voussoirs préfabriqués assemblés par une précontrainte mixte (câbles 19T15 intérieurs et extérieurs). À noter, des dispositifs de dilatation à la clef de certaines travées d’une conception nouvelle afin d’éviter les voussoirs cantilevers d’appui classiques ;
- le viaduc de Tanus (Fig. 2.41) franchissant la vallée du Viaur sur la déviation de la RN 88 (1995-1998) qui a une longueur de 572,60 mètres. Il comporte une travée centrale de 190 mètres, encadrée par deux travées de 130 mètres. Le tablier de cet ouvrage culmine à plus de 100 mètres de hauteur. Il supporte quatre voies de circulation et est constitué par un mono-caisson à âmes inclinées construit à l’aide d’équipages mobiles et à précontrainte mixte ;



Figure 2.41. Viaduc de Tanus sur le Viaur (SETRA).

- le viaduc de la Barricade sur l'autoroute A 89 (60 m - 110 m - 150 m - 110 m) dont les piles sont à double voile et le tablier en mono-caisson avec une précontrainte mixte ;
- le viaduc de la Clidane sur l'autoroute A 89 (42 m - 86 m - 132 m - 112 m - 92 m - 74 m) dont les piles sont à double voile et le tablier en mono-caisson avec une précontrainte mixte ;
- le pont doublant le pont Salomon construit entre 1978 et 1981 sur la RN 88 qui a une longueur de 505 mètres. Il a été construit à l'aide d'équipages mobiles et sa précontrainte est mixte. Il présente la particularité d'avoir été dimensionné avec les Eurocodes 1 et 2. Sa construction s'est déroulée entre 1998 et 2000 ;
- le nouveau pont sur le Rhin (1999-2002) qui comporte deux viaducs d'accès : l'un de 215 mètres de longueur côté France construit par poussage et à précontrainte mixte protégée par une injection à la cire et l'autre de 280 mètres de longueur côté Allemagne construit sur cintre à précontrainte intérieure au béton. Le tablier de l'ouvrage principal à trois travées (121 m - 205 m - 131 m) a été construit à l'aide d'équipages mobiles et sa précontrainte est mixte et protégée à la cire. Cet ouvrage détient le record de France de portée des ponts à poutres-caissons de hauteur variable ;
- le viaduc de Tulle sur l'autoroute A 89 de 850 mètres de longueur avec une travée principale de 186 mètres qui a été terminé en 2003. Le tablier de type mono-caisson a été construit à l'aide d'équipages mobiles. Le béton du tablier est de classe de résistance B 60 et la précontrainte est mixte.

▣ ***Les ponts à béquilles construits par encorbellements successifs***

Parmi les ponts à béquilles construits par encorbellements successifs, il y a lieu de noter :

- le pont sur le loch d'Auray (1987-1989) de 295 mètres de longueur qui comporte un ouvrage principal à béquilles de hauteur variable avec une ouverture de 108,75 mètres entre pieds de béquille et qui a été construit par encorbellements successifs. Côté rive gauche, il se prolonge par des travées de hauteur constante qui ont été construites sur cintre. Cet ouvrage a reçu une précontrainte transversale classique et une précontrainte longitudinale mixte ;
- le pont sur la Truyère à Garabit de l'autoroute A 75 (terminé en 1993) avec une ouverture de 195 mètres entre pieds de béquille. Cet ouvrage a reçu une précontrainte transversale classique et une précontrainte longitudinale mixte.

▣ ***Les ponts construits par poussage***

Parmi les ponts construits par poussage, il y a lieu de signaler :

- le viaduc de Val-Durance terminé en 1985 à précontrainte totalement extérieure et câbles de poussage antagonistes aux câbles définitifs à tracé ondulé. Cette précontrainte a été entièrement remplacée à la suite de la rupture d'un

câble et la découverte que d'autres câbles présentaient des corrosions causées par la présence d'eau dans les gaines injectées avec un coulis retardé ;

– le viaduc de Charix sur l'autoroute A 40 (1985-1987) constitué de deux tabliers courbes de 524 et 542 mètres de longueur à précontrainte mixte ;

– le viaduc Jules-Verne à Amiens (1986-1987) de 941,50 mètres de longueur à précontrainte totalement extérieure, démontable et protégée par une injection à la cire pétrolière ;

– les tabliers des viaducs d'accès au pont de l'Iroise en mono-caisson de hauteur constante avec des bracons métalliques et à précontrainte mixte ;

– les tabliers des viaducs d'accès au pont de Normandie en mono-caisson de hauteur constante et à précontrainte mixte ;

– le viaduc courbe de Drancy constitué de deux tabliers respectivement de 338 et 442 mètres de longueur (1995-1997), dont la portée maximale est de 59,92 mètres. Les tabliers sont à précontrainte mixte ;

– le viaduc des Bergères sur l'autoroute A 89 de 465 mètres de longueur et dont les portées varient entre 42,5 mètres et 65 mètres. Le tablier en mono-caisson est courbe et sa précontrainte est mixte ;

– les viaduc d'accès au nouveau pont sur le Rhin, côté français ;

– le viaduc de Meaux de conception innovante (voir ci-avant la partie relative aux ponts innovants).

☐ *Les ponts construits par rotation*

Parmi les ponts construits par rotation ¹, il y a lieu de mentionner :

– le pont de Brasilly sur le Fier, près d'Annecy, terminé en 1983 ;

– la passerelle de l'autoroute A 4 près de Noisy-le-Grand (22,35 m - 43,70 m - 22,35 m) à nervure unique et qui a été terminée en 1994 ;

– les 16 passages supérieurs construits au-dessus de la RN10 dans son aménagement autoroutier (future autoroute A 53) avec un haubanage provisoire, dans les années 2000.

☐ *Les ponts construits à l'avancement*

Parmi les ponts construits à l'avancement, il y a lieu de citer :

– le viaduc de Neyrolles de l'autoroute A 40 qui double le viaduc existant. Contrairement au premier ouvrage qui avait été construit par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs préfabriqués posés avec une poutre de lancement, le tablier de ce viaduc a été construit également à l'aide de voussoirs préfabriqués mais mis en place à l'avancement. La précontrainte est de type mixte ;

1. Voir aussi les parties du présent document consacrées aux ponts ferroviaires et aux ponts à haubans.

– le viaduc de Barrails sur l'autoroute A 89 (1998-2000) de 1 460 mètres de longueur avec des travées variant de 28 à 50 mètres, qui a été construit à l'aide de voussoirs préfabriqués mis en place à l'avancement.

□ *Les ponts à haubans construits par des méthodes combinées*

Parmi les ponts à haubans construits par des méthodes combinées (cintre, poussage, rotation, encorbellements successifs...), il y a lieu de signaler :

– le pont de Gilly près d'Albertville en Savoie (1989-1991) à deux travées de 60 et 102 mètres avec un pylône en A incliné. Ce pont a été construit sur cintre, parallèlement à la berge, puis mis en position par rotation ;

– le pont sur l'Isère de l'autoroute A 49 (1989-1991) de 304 mètres de longueur et comportant 5 travées (16 m - 49,33 m - 74,67 m - 148 m - 16 m). Il comporte un seul mât avec une suspension axiale constituée par des haubans en éventail formés de monotorons galvanisés et protégés uniquement par une gaine en polyéthylène de 1,5 mm d'épaisseur sans aucun produit (graisse ou cire) entre le toron et la gaine. Le tablier est un mono-caisson entretoisé de forme triangulaire très aplatie (21,40 mètres de largeur et 2,40 mètres de hauteur) qui a été construit par encorbellements successifs. Il est à noter que les gaines des monotorons se sont fissurées, notamment à leur passage sur le mât. Des réparations ont dû être effectuées pour assurer la protection des torons ;

– le pont de Bourgogne à Chalon-sur-Saône (1990-1992) à 8 travées dont une de 152 mètres de portée. Il comporte une suspension latérale avec des haubans constitués de monotorons gainés-protégés. Le tablier a une coupe transversale en forme d'assiette renversée. La travée centrale a été construite par encorbellements successifs et les travées de rive sur cintre. Il est à noter que les eaux de pluie arrivent en coulant le long des monotorons jusqu'aux ancrages malgré les diverses protections mises en œuvre, des réparations devront être effectuées. Les embases des pylônes qui baignent dans la Saône sont affectées par une réaction de gonflement sulfatique interne (RSI) ;

– le pont de l'Iroise sur l'Élorn, près de Brest (1990-1994), de 800 mètres de longueur totale et de 23,40 mètres de largeur comporte deux pylônes en béton de classe de résistance B 80 avec une suspension axiale. La travée centrale d'une portée de 400 mètres est constituée par une poutre-caisson dont les encorbellements sont supportés par des bracons préfabriqués. Cette travée centrale partiellement en béton léger a été construite par encorbellements successifs. Les travées latérales en béton traditionnel, ont été mises en place par poussage. La précontrainte de cet ouvrage est du type mixte protégée par une injection à la cire pétrolière. Les haubans ont été équipés d'amortisseurs pour limiter les vibrations au vent ;

– le pont de Normandie (1990-1995) à suspension latérale, conçu par Michel Virlogeux. Une petite partie de la travée centrale de 856 mètres de portée est

constituée par une poutre-caisson en béton et le reste par une poutre-caisson métallique à dalle orthotrope. Les travées de rive en béton de classe de résistance B 60 ont été mises en place par poussage (le pont de Normandie a détenu pendant plusieurs années le record de la plus longue portée haubanée, mais il a été détroné en 1999 par le pont de Tatara au Japon avec 890 mètres de portée, puis, en 2008, par le pont chinois de Sutong avec 1 088 m de portée et, tout récemment, en 2012 par le pont Russky à Vladivostok avec 1104 m de portée) ;

– le pont de la liaison Beaucaire-Tarascon (Fig. 2.42) (1999-2000) d'une longueur totale de 407,50 mètres de 12,10 mètres de largeur comporte une travée centrale de 192,80 mètres. Il est à suspension latérale supportée par deux pylônes en forme de lyre. Il se caractérise par un tablier très mince de 0,77 mètre d'épaisseur à deux nervures latérales réunies par des pièces de pont préfabriquées ;

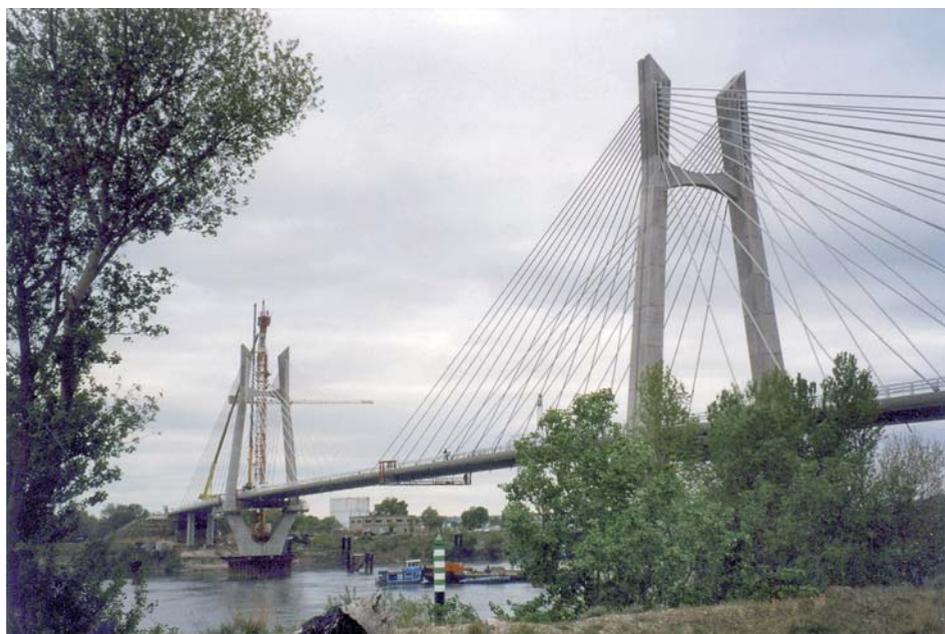


Figure 2.42. Le pont à haubans de la liaison Beaucaire-Tarascon (D. Poineau).

– le viaduc de Millau dont la structure a été conçue par Michel Virlogeux. Ce viaduc détient le record du monde du pont multi-haubané le plus long du monde (2 460 m) et de la pile de pont la plus haute du monde (245 m). Bien que le tablier soit entièrement métallique, le béton précontraint a été utilisé pour la construction des piles. Les piles sont dédoublées sur les 90 mètres supérieurs. Les fûts dédoublés des piles sont précontraints sur toute leur hauteur afin de réduire les efforts de traction extrêmes et donc de limiter leur fissuration dans les conditions des états limites de service. Cette précontrainte est faite à l'aide de

huit câbles 19T15 : quatre câbles sont ancrés dans des bossages en saillie juste au-dessus du palier situé à -60 m, et les quatre autres sont ancrés dans des bossages en saillie entre les deux paliers de la jonction des jambes à -90 m, juste au-dessus du palier inférieur.

□ *Les ponts à précontrainte extradossée*

L'extension du principe de la précontrainte extérieure, consistant à augmenter l'excentricité des câbles sur appuis jusqu'à les placer au-delà de la fibre supérieure du tablier finit par déboucher sur la notion de précontrainte extradossée dont Jacques Mathivat, assisté de son bureau d'études SECOA, fut un précurseur dans les années 1980. Si les premiers ponts de ce type furent construits en Europe (le pont du Ganter, 1980, en Suisse, et le Ponte dos Socorridos dans l'île de Madère, 1993), puis au Japon, ce procédé fut appliqué en France sur :

- le PS 33 à Saint-Rémy-de-Maurienne, situé sur l'autoroute A43 et construit en 1995 ; cet ouvrage de 100,8 m de long comporte deux travées de portées 52,5 m et 48,3 m qui franchissent l'Arc et la route départementale qui le longe ;
- le viaduc de la Ravine des Trois Bassins sur la route des Tamarins à La Réunion (2006-2008) ; il comporte cinq travées de portées égales à : 18,6 - 126 - 104,4 - 75,6 - 43,2 m pour une longueur totale de 374 m et une largeur de 22 m. La précontrainte longitudinale est extradossée à la nappe centrale. Elle passe sur deux mâts déviateurs dont les hauteurs de 18 m et 9 m sont proportionnées aux travées qui les encadrent.

□ *Les ponts en arc*

Parmi les ponts en arc construits par haubanage ou palées provisoires et haubanage, il y a lieu de citer :

- le pont de Trellins près de Grenoble (1983-1985) de 134 mètres d'ouverture, construit par haubanage avec un tablier supérieur en béton précontraint à deux nervures mis en place par poussage ;
- le pont Chateaubriand sur la Rance (1988-1990) de 261 mètres d'ouverture en BHP de classe de résistance B 60, construit par haubanage et palées provisoires avec un tablier supérieur bipoutre en ossature mixte acier-béton mis en place par poussage ;
- le pont de la Roche-Bernard (1993-1995) de 201 mètres d'ouverture construit suivant la même méthode que l'arc de la Rance avec un tablier supérieur en caisson métallique à consoles latérales connecté à une dalle en béton précontrainte transversalement par des monotorons gainés-protégés.

□ *Les ponts construits sur cintre*

Parmi les ponts construits sur cintre, il y a lieu de mentionner :

- le pont Palmers sur l'autoroute A 86, en Seine-Saint-Denis, de section trapézoïdale et de 5 000m² de surface, construit entre 1987 et 1989 ;
- le pont de Joigny (1988-1989), dont le tablier à deux nervures est en BHP de classe de résistance B 60 et qui est précontraint uniquement par des câbles extérieurs ;
- le pont-dalle nervuré du Val-d'Orly de 1 100 mètres de longueur construit entre 1989 et 1990 ;
- le pont en dalle nervurée modulaire de la rocade autoroutière de Marseille, construit entre 1994 et 1996. Dans cet ouvrage, les nervures ont été classiquement construites sur cintre, mais le hourdis a été préfabriqué par tronçons et clavé sur les nervures comme une dalle préfabriquée de pont-mixte (l'aspect des joints de clavage est peu satisfaisant) ;
- l'OA 13 sur l'autoroute A 75 à dalle sous-bandée de 53 mètres de portée qui a été terminée en 1993 ;
- le pont de Saint-Rémy-de-Maurienne sur l'autoroute A 43 (1995-1996), comportant deux travées de 50 mètres à précontrainte extradossée. En coupe transversale, le tablier, en forme de U, comporte deux nervures latérales réunies par un hourdis inférieur nervuré transversalement.

□ *Les petits ouvrages en BHP et BAP*

En ce qui concerne les petits ouvrages en BHP et BAP, le concours organisé en 1994 par la direction des Routes pour la construction d'ouvrages en BHP (revue *Ouvrages d'art* du SETRA n° 25, novembre 1996) a permis de désigner un lauréat qui a réalisé plusieurs ponts du type à nervure unique et encorbellements nervurés. Les encorbellements étaient préfabriqués et la nervure coulée en place¹.

On peut également mentionner la construction sur cintre de ponts-dalles précontraints à très larges encorbellements en BHP en Charente (par exemple, sur la déviation de la RN 141 à Chasseneuil).

□ *Les très grands ponts construits à l'étranger par des entreprises françaises*

La technique française du béton précontraint s'exporte particulièrement bien à l'international grâce aux grandes entreprises qui sont leader dans ce domaine, et nous pouvons donc mentionner les quelques très grands ponts suivants construits à l'étranger :

1. Il y a lieu aussi de noter le développement rapide de la construction de petits ponts en béton armé de type cadre ou portique avec l'aide d'éléments préfabriqués assemblés sur place et ce dès 1990.

- le pont Vasco de Gama près de Lisbonne au Portugal (1995-1998) de 12,3 kilomètres de longueur (17,2 km avec les liens autoroutiers et les divers échangeurs et viaducs d'accès). Il comporte un grand nombre d'ouvrages construits suivant diverses techniques dont les principaux sont listés ci-dessous¹ :
 - le viaduc nord de 448 mètres de longueur dont le tablier en dalle nervurée a été construit sur cintre,
 - le viaduc de l'exposition de 672 mètres de longueur dont le tablier a été construit par encorbellements successifs à l'aide de deux lignes de voussoirs préfabriqués,
 - le pont principal haubané latéralement de 829 mètres de longueur dont le tablier construit par encorbellements successifs à partir des pylônes est constitué par deux nervures latérales en béton précontraint réunies par des pièces de pont métalliques,
 - le viaduc central de 6 531 mètres dont le tablier est constitué de deux poutres-caisson préfabriquées par travée entière qui sont ensuite posées à la bigue et rendues continues,
 - le viaduc sud de 3 825 mètres dont le tablier en dalle nervurée a été réalisé au moyen d'un cintre par-dessus ;
- le nouveau pont sur l'estuaire de la Severn (1993-1996) de 5 125,69 m de longueur et de 33 m de large. Cet ouvrage est composé par :
 - deux viaducs d'accès dont les portées s'échelonnent entre 98 et 118 mètres ; ils sont formés de poutres-caissons de hauteur variable constituées par des voussoirs préfabriqués à précontrainte mixte,
 - un pont principal à haubans en ossature mixte acier-béton avec une travée centrale de 456 mètres de portée ;
- le pont de l'île du Prince Édouard dans l'embouchure du Saint-Laurent, au Canada (1994-1997), de 12,9 kilomètres de longueur. Les fléaux de 250 mètres de longueur constituant le tablier ont été préfabriqués à terre, transportés par un engin de pose flottant, mis en place sur les têtes des piles et clavés ensuite deux à deux au niveau de la clé des travées ainsi constituées ;
- le pont de Rion-Antirion, en Grèce (2000-2004), de 2 883 mètres de longueur et de 27,20 mètres de large est composé :
 - de deux viaducs d'accès de 392 mètres et 239 mètres de longueur,
 - d'un pont principal multi-haubané de 2 252 mètres de longueur (286 m - 3 × 560 m - 286 m) dont le tablier est un bipoutre en ossature mixte acier-béton. Le tablier a la particularité d'être suspendu aux pylônes de haubanage de façon à pouvoir s'accommoder des déplacements dus aux séismes et de l'écartement éventuel de la faille sur laquelle est construit l'ouvrage, et

1. Cet ensemble de tabliers très divers dénote une certaine marque d'unité architecturale.

d'être relié aux pylônes par des amortisseurs fusibles qui s'effacent lors de séismes de forte intensité.

□ **La précontrainte dans les renforcements et les aménagements des ponts**

La précontrainte est également très utilisée pour le renforcement de ponts dont la force portante est insuffisante ou lors de l'aménagement de ponts (par exemple de largeur insuffisante), voire aussi pour déplacer un tablier avant sa démolition... Voici quelques exemples non exhaustifs :

- le renforcement du tablier à poutres préfabriquées post-contraintes du pont sur le canal du Centre à Chalon-sur-Saône (Figs. 2.43 et 2.44) pour permettre le passage des convois exceptionnels très lourds (type E) ;
- la transformation du PS 73 (pont de type PSI-DP) sur l'autoroute A 6 près de Beaune en pont à haubans entre novembre 1991 et avril 1992, de façon à pouvoir supprimer une pile de cet ouvrage lors de l'élargissement de l'autoroute ;
- en région parisienne, le ripage en dehors de la plate-forme de l'autoroute avant démolition du pont Faidherbe de type PSI-DP construit en 1967 ;
- le renforcement par précontrainte additionnelle, au cours de l'année 2000, du pont de Saint-Waast à Valenciennes, l'un des tous premiers ponts de type VIPP et construit en 1951 ;
- l'élargissement du viaduc sur la Marne de l'autoroute A 104 en Seine-et-Marne, comportant des viaducs d'accès de type PSI-DP et un pont principal du type VIPP [17] ;
- le renforcement du viaduc de Merlebach, un VIPP de 6 travées qui permet à l'autoroute A 320 de franchir plusieurs voies de circulation et la Roselle à Freymin, avant son remplacement par un pont mixte.



Figure 2.43. Renforcement du pont sur le canal du Centre (DDE).



Figure 2.44. Pont sur le canal du Centre - Détails du renforcement (DDE).

2.7.4. Les problèmes rencontrés durant cette période

2.7.4.1. Généralités

Dans l'ensemble, il y a eu nettement moins de pathologies structurelles relevées que pendant la période précédente.

Bien entendu, il restait un certain nombre de ponts conçus dans les années 1970 dont les désordres structureux (non liés aux matériaux) n'avaient pas encore été réparés. Ces ponts ont été remis en état durant ces deux dernières décennies.

Il a aussi été constaté « des pathologies structurelles » mais classiques (fissures de diffusion, poussées au vide de certains câbles) sur des ponts en cours de construction suite à des erreurs de conception ou des défauts d'exécution. Il faut aussi retenir que la puissance actuelle des câbles de précontrainte ne pardonne pas les erreurs !

Deux problèmes méritent cependant d'être mis en exergue :

- Le premier problème concerne une fissure de type flexion-effort tranchant qui a été découverte en 1992 sur une des poutres préfabriquées post-contraintes d'un tablier de pont de type VIPP ancien, à proximité d'un appui (viaduc du Pré-Claou). Les expertises effectuées ont révélé la présence de câbles corrodés et rompus. Ce VIPP de type bi-poutre a été renforcé par une structure triangulée métallique capable de reprendre, dans un cas extrême, l'ensemble du poids du tablier et des charges roulantes (voir annexe D). D'autres ponts ont ensuite été affectés par le même phénomène (Figs. 2.45 et 2.46). Des problèmes de corrosion de câbles avaient déjà été détectés dans les années 1980 sur des ponts à poutres préfabriquées post-contraintes mais sans aucune fissure. L'annexe D

présente des exemples de désordres liés à la corrosion des armatures dans les ponts à poutres préfabriquées post-contraintes de type VIPP.

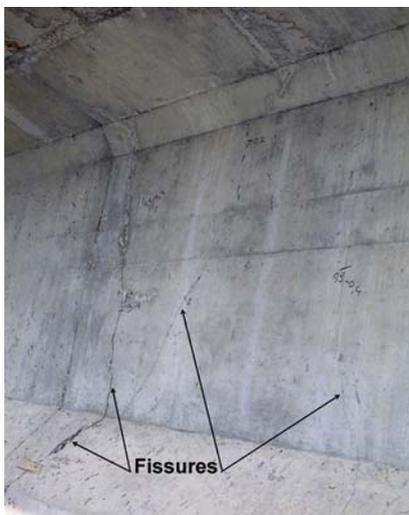


Figure 2.45. Fissure d'une poutre du viaduc du Vallon-Charretier, Var (D. Poineau).



Figure 2.46. Fissure d'une poutre du viaduc du Vallon-Charretier, Var (D. Poineau).

- Un guide méthodologique de surveillance et d'auscultation définissant les niveaux d'investigation à effectuer est paru en octobre 2001 [13] et un programme de surveillance renforcée de ces ouvrages anciens construits avant 1967 a été lancé et a porté sur environ 700 ouvrages au total et plus particulièrement sur les 250 ponts construits avant 1957. Des études de risque ont été également lancées par l'ASFA (Association des Sociétés françaises d'autoroutes) [19] et, plus récemment, par l'État [20] sur leur patrimoine de VIPP, afin de dégager des priorités de traitement parmi les ouvrages pathologiques.
- Le second problème est relatif à des contrôles d'injection réalisés en 1994 sur un ouvrage en fin de construction (pont de Rochefort) qui ont révélé un mauvais remplissage des conduits de précontrainte au voisinage des points hauts et la présence entre le mortier durci et le vide d'un produit blanchâtre humide ayant la consistance « d'une pâte dentifrice ». Compte tenu des risques de corrosion des armatures (effet de point triple, condensation évaporation, corrosion basique), des analyses du produit pâteux ont été effectuées. De plus, des investigations ont été menées sur d'autres ouvrages et d'autres cas ont ainsi été découverts. Il est à noter que le produit pâteux durcit à l'air libre. L'origine du phénomène est due à une incompatibilité entre certains ciments et certains adjuvants utilisés pour obtenir des coulis à durée d'injectabilité maîtrisée. Cette incompatibilité provo-

que une instabilité et une décantation excessive du coulis et la formation de la pâte.

La même année, un câble de précontrainte extérieure rompu par corrosion était découvert dans le viaduc de Val-Durance en service depuis 1985. L'expertise effectuée sur l'ensemble des câbles montra la présence de la pâte blanchâtre et l'existence d'autres câbles corrodés (Fig. 2.47). En 1998, une nouvelle rupture fut détectée sur un autre ouvrage mais la pâte blanchâtre se trouvait en point bas dans une partie rectiligne ! À ce jour, quatre câbles de précontrainte extérieure se sont rompus dans quatre ponts différents (Val-Durance (Figs. 2.48 et 2.49), Saint-Cloud, La Rivière-d'Abord (Fig. 2.50) et Pont-à-Mousson), auquel on peut ajouter la rupture d'un câble de précontrainte extérieure de renfort de l'une des poutres qui supporte la statue de La Défense (se reporter aux bulletins *Ouvrages d'art* du SETRA n° 19 de novembre 1994 et n° 23 de mars 1996).



Figure 2.47. Pâte blanchâtre et câble corrodé (DDE).



Figure 2.48. Rupture par corrosion d'un câble du viaduc de Val-Durance. Noter la conjugaison de ruptures anciennes et plus récentes (D. Poineau).



Figure 2.49. Viaduc de Val-Durance, fouettement d'un câble rompu (D. Poineau).



Figure 2.50. Pont de La Rivière-d'Abord, expulsion de l'extrémité du câble rompu (DDE).

Pour les ponts en service, en l'absence d'une déformation de la gaine en forme d'hélice permettant de repérer la rupture probable de torons (Fig. 2.51), le réseau des laboratoires ne disposait pas de moyens permettant de détecter la présence d'humidité dans une gaine en PEHD sans ouvrir celle-ci. De plus, aucun dispositif permettant de détendre en douceur les câbles injectés au coulis de ciment n'existait sur le marché. Enfin et surtout, il n'était pas envisageable d'exposer les personnels chargés des visites et de l'entretien à des risques inutiles.



Figure 2.51. Gaine en PEHD déformée (D. Poineau).

Un programme de recherche a été lancé en même temps qu'une première enquête pour informer les gestionnaires d'ouvrages et pour lister tous les ponts à câbles extérieurs avec les caractéristiques des produits de protection.

Les études et recherches effectuées ont permis, d'une part, la mise au point par le LRPC d'Autun d'un appareil utilisant une sonde capacitive permettant de détecter la présence de défauts de remplissage dans une gaine de précontrainte extérieure et, d'autre part, la mise au point par le LCPC en liaison avec l'École centrale de Nantes d'un amortisseur absorbant l'énergie de rupture des câbles et limitant ainsi les risques de fouettement. Ces amortisseurs ont été utilisés à grande échelle lors du démontage de la précontrainte du viaduc de Saint-Cloud en 2008 et 2009 (Figs 2.52 et 2.53).

La seconde phase de l'enquête comportant des investigations précises a ensuite été lancée, sur la base d'une note diffusée par le SETRA [21].



Figure 2.52. Viaduc de Saint-Cloud : amortisseur en place avant la coupe du câble (LCPC).

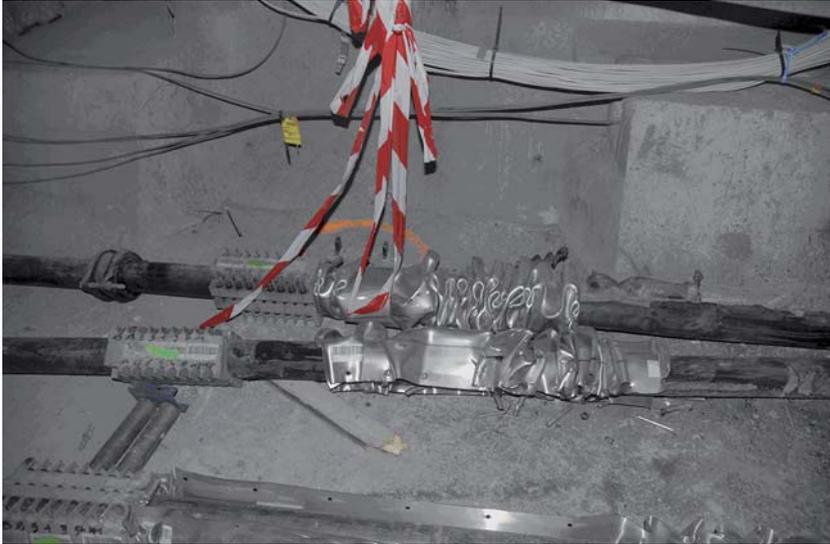


Figure 2.53. Viaduc de Saint-Cloud : amortisseurs déformés après la coupe du câble (LCPC).

L'annexe E donne davantage de détails sur les problèmes d'injection des conduits de précontrainte avec certains coulis adjouvantés et leurs conséquences sur la durabilité des câbles.

2.7.4.2. Autres types de problèmes rencontrés lors de travaux

Des pathologies classiques ont également été constatées sur un certain nombre de ponts lors de travaux de construction ou de réparation (poussées au vide locales, rupture du béton sous ancrage, chute d'éléments préfabriqués, etc.). Ils n'ont pas fait l'objet d'un recensement exhaustif. Il est cependant possible de citer cinq cas : le pont de Behonne, un pont à Bernay, un pont à Montereau, un pont à Nemours et un pont sur la déviation de Chasseneuil.

En 1989, à Bar-le-Duc, pendant des travaux de création d'une bretelle sur le pont de Behonne (pont en service depuis plusieurs années), lors du sciage à la scie diamantée d'une portion de hourdis en encorbellement au droit d'une des piles, l'ouvrier chargé de cette opération, en l'absence de tout responsable sur le chantier, a coupé plusieurs câbles de précontrainte d'une des nervures ! La lame de scie qui s'est fort heureusement coincée, a empêché la rupture de l'encorbellement et la chute de l'ouvrier qui était installé, avec son matériel, juste dessus ! (Figs. 2.54 et 2.55).

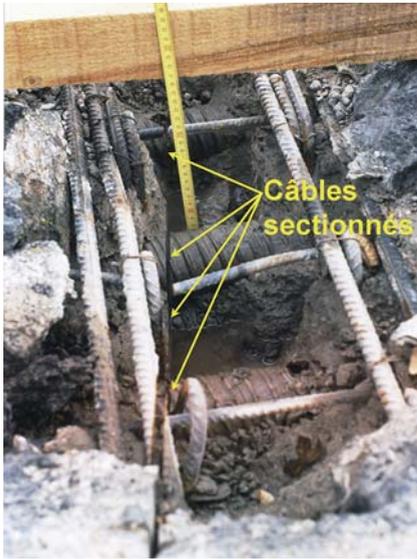


Figure 2.54. Câbles coupés sur le pont de Behonne (D. Poineau).



Figure 2.55. Lame de scie coincée dans l'encorbellement du pont de Behonne (D. Poineau).

En 1993, pendant la construction d'un pont de type VIPP à Bernay, dans l'Eure, une poutre posée sur des cales provisoires constituées par des morceaux d'anciennes traverses de chemin de fer, au-dessus d'une voie ferrée a basculé sur celle-ci, heureusement entre le passage de deux trains (Figs. 2.56 et 2.57). Dans cet accident, outre les erreurs commises sur le chantier, le choix de la solution est à mettre en cause. En effet, au-dessus de voies circulées importantes, il vaut mieux adopter des méthodes de construction qui limitent les risques (comme par exemple, le poussage ou la rotation). De plus, tout calage doit être réalisé à base de matériaux incompressibles et des contreventements sont à mettre en place pour limiter les risques de basculement des poutres tant que le hourdis n'a pas encore été coulé. De plus, lors de l'expertise, des nids de cailloux ont été détectés sous plusieurs talons de poutres ce qui traduisait un mauvais remplissage des talons et une formule de béton imparfaite. L'élément de poutre témoin coulé sur le chantier semblait réussi mais le dessous du talon n'avait pas été examiné lors de cet essai de convenue !



Figure 2.56. Accident de Bernay, chutes de poutres de VIPP sur les voies ferrées (D. Poineau).



Figure 2.57. Pont de Bernay, poutres sur cales et non contreventées (D. Poineau).

En 1994, lors de la construction par encorbellements successifs d'un pont à Montereau dans le département de Seine-et-Marne, faute d'avoir mis en place les armatures sous forme de cadres prévus par le bureau d'études pour le maintien des câbles de continuité intérieurs au béton (les câbles 19T 15 n'étaient maintenus que par les fils de fer utilisés pour le maintien des armatures de béton armé), les câbles se sont déplacés pendant le bétonnage. Lors de leur mise en tension, ils ont provoqué un feuilletage et des éclatements locaux spectaculaires du hourdis inférieur (Fig. 2.58).



Figure 2.58. Pont de Montereau, poussée au vide provoquant le feuilletage du hourdis (D. Poineau).

En 1995, lors de la construction d'un pont poussé à la géométrie très « tirée » sur l'autoroute A 6 près de Nemours (Seine-et-Marne), au moment des mises en tension, des éclatements du béton à proximité et même sous des ancrages se sont produits systématiquement (Fig. 2.59) ; un basculement brutal d'un vérin s'est également produit (Fig. 2.60). L'expertise a montré que les enrobages des ancrages étaient insuffisants et que des empilements d'armatures de béton armé rendaient le bétonnage difficile. Le tablier qui était encore sur l'aire de fabrication a été détruit et reconstruit. Il y a lieu de rappeler qu'à proximité des ancrages, il faut impérativement limiter les contraintes dans le béton aux valeurs fixées par les règles de calcul (SETRA, 2006) et que les armatures de frettage et de diffusion ne sont là que pour limiter la fissuration.



Figure 2.59. Pont à Nemours, éclatements du béton des ancrages transversaux (D. Poineau).



Figure 2.60. Pont à Nemours, écrasement total du béton sous l'ancrage et mise à la verticale du vérin (D. Poineau).

En 1999, sur la déviation de Chasseneuil en Charente, après la mise en tension des câbles d'un pont biais dont le tablier comportait une nervure étroite et de très larges encorbellements pourtant réalisés avec un béton de classe B 80, il a été constaté des fissures de diffusion franches et dissymétriques (Fig. 2.61). L'expertise conduite avec une étude par éléments finis des contraintes a permis d'expliquer la fissuration située dans l'angle aigu (Fig. 2.62). La note de calculs d'exécution avait fait une étude classique des efforts de diffusion en adoptant une longueur de régularisation des efforts trop importante. Il y a lieu de rappeler qu'il faut toujours faire une analyse fine lorsqu'on se trouve en présence d'une structure inhabituelle (prise en compte du changement d'échelle).



Figure 2.61. Pont à Chasseneuil, fissures de diffusion (D. Poineau).

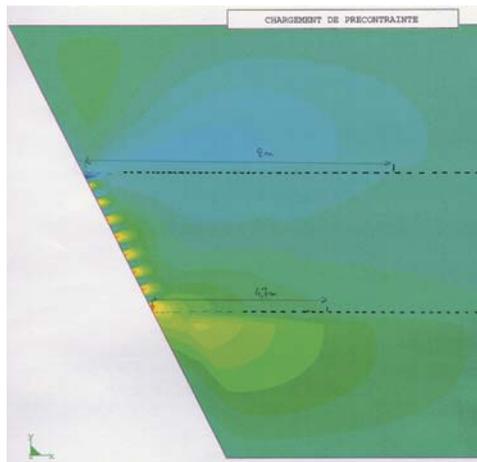


Figure 2.62. Pont à Chasseneuil, concentration de contraintes dans l'angle aigu (SETRA).

2.7.4.3. Désordres dus à l'alcali-réaction et aux réactions sulfatiques internes

Les premiers cas d'alcali-réaction sur les ponts sont apparus en 1988-1989. Une enquête a été menée pour cerner l'importance du phénomène qui affecte surtout les régions du Nord de la France et de la Bretagne. Environ 400 ouvrages sont touchés à des degrés divers. Parmi les ouvrages touchés certains sont précontraints.

Un comité technique a été créé et un programme de recherches important a été élaboré en commun par les professionnels et l'administration. Deux recommandations successives du LCPC relatives à la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction sont parues, la première (provisoire) en 1991, et la seconde (définitive) en 1994. Le strict respect des prescriptions de ces textes, permet d'éradiquer et de maîtriser les risques d'alcali-réaction pour les ouvrages neufs.

Des recommandations relatives à la prévention des désordres causés par la réaction sulfatique interne ont également été publiées en 2007 par le LCPC.

Le maintien en état de service des ouvrages touchés par une réaction de gonflement interne du béton est assimilable aux soins palliatifs. Dans tous les cas, il faut empêcher le contact entre le béton et l'eau extérieure qui est le facteur déclenchant de la réaction. Malheureusement, de l'eau interstitielle est disponible dans la matrice du béton. Il est donc possible de ralentir le phénomène mais sans pouvoir le stopper.

Les dégradations dues à la formation d'ettringite secondaire après prise du béton peuvent se produire en particulier lorsque la température de prise du béton dépasse 65 à 70 °C, mais d'autres conditions interviennent dans le déclenchement du phénomène. Des études sont actuellement en cours sur ce sujet pour essayer de traiter la centaine de cas recensés qui concernent principalement des éléments massifs, cependant aussi quelques poutres préfabriquées en béton précontraint dont l'étuvage a été mal maîtrisé (Fig. 2.63). Les désordres qui se développent sont analogues à ceux générés par la réaction alcali-granulats.



Figure 2.63. Poutre de PRAD fissurée par une réaction sulfatique interne (B. Godart).

2.7.4.4. Autres désordres

Comme tous les autres ponts en béton, les ponts en béton précontraint peuvent être affectés par les effets du gel, les sulfates, l'eau de mer, etc. Ils sont aussi et surtout soumis à la corrosion des armatures de béton armé (Fig. 2.64).



Figure 2.64. Corrosion des armatures passives sur un pont en BP (D. Poineau).

La corrosion est due, soit au développement de la carbonatation du béton qui fait chuter le pH du béton et annihile la passivation des armatures, soit à la présence des chlorures. L'attaque des chlorures apportés par les fondants routiers, l'air marin ou l'eau de mer est plus rapidement dommageable que celle due à la carbonatation.

Bien entendu, la carbonatation et les chlorures sont aussi les ennemis des armatures (torons et fils crantés) des structures précontraintes par pré-tension.

2.8. CONCLUSION

L'épopée du béton précontraint qui vient d'être condensée en quelques dizaines de pages montre que la perfection est difficile à atteindre et que chaque progrès est parfois compensé, en partie, par une pathologie nouvelle parfois inattendue. Les progrès et la connaissance sont cependant là bien présents. La précontrainte d'aujourd'hui est fort différente et de bien meilleure qualité que la précontrainte des débuts.

L'expérience accumulée dans les techniques de réparation permet de venir à bout des désordres structurels, non liés à une dégradation des matériaux, qui peuvent

encore se manifester pendant la phase de construction d'un ouvrage voire sur un ouvrage en service.

Si les techniques actuelles de laboratoires permettent, en l'absence de désordres apparents, de détecter à quel moment des armatures enrobées de béton (armatures de béton armé et de pré-tension) peuvent se trouver soumises à la corrosion, ce n'est pas encore le cas pour les armatures de précontrainte de post-tension intérieures au béton mais, des progrès ont été accomplis pour les armatures de précontrainte extérieures au béton.

Il est donc nécessaire de poursuivre les recherches afin de pouvoir intervenir avec plus d'efficacité, en particulier, sur les types de ponts les plus sensibles actuellement en service.

Pour les ouvrages à construire, sous réserve de soigner les détails de la conception, de choisir les procédés permettant d'assurer une protection efficace des armatures de précontrainte et de contrôler leur mise en œuvre, il est facile d'obtenir une excellente durabilité des structures précontraintes (voir chapitre 6).

Cependant, il y a lieu de prendre garde aux bouleversements qui se manifestent depuis quelques années :

- le passage des règles nationales aux règles européennes ouvre la voie à des erreurs d'interprétation donc à des risques de nouvelles pathologies ;
- la normalisation européenne bien qu'elle soit très riche par cette mise en commun d'expériences diverses a tendance, du fait de la règle du consensus, à privilégier des niveaux d'exigences plancher en particulier pour le marquage CE (heureusement, ce n'est pas toujours le cas) ;
- la tendance à privilégier le spectaculaire et ses acrobaties techniques à la justesse des proportions et à la qualité de la conception et de l'exécution.

Bibliographie

- Barbez P. – « Le viaduc de Pomponne de l'autoroute A 104, Élargissement du viaduc sur la Marne ». *Travaux* n° 752, avril 1999, p. 14-18.
- Calgaro J.-A., Virlogeux M. – *Projet et construction des ponts*, Presses des Ponts, 1987.
- Combault J. – « Les ponts en béton de grande portée. L'influence des techniques de construction ». Symposium de l'AIPC, Leningrad, URSS, 11-14 sept., 1991, Association française pour la construction, , p. 7-41.
- Dabert J.-L., Cremona Ch. – « Analyse de la criticité du patrimoine VIPP autoroutier », *GC'2009*. Association française de génie civil, 18-19 mars 2009.
- Grattasat R. – « Conception des ponts », cours de l'ENPC, 1958.
- Grattasat R. (ss la dir. de) – *Ponts de France*, Presses de Ponts, 1982.
- Guyon Y. – *Construction en béton précontraint* (2 tomes), Cours du CHEBAP, Eyrolles, 1961.

- Guyon Y. 1968 – *Étude théorique et expérimentale du béton précontraint* (2 tomes), Eyrolles, 1968.
- HA, TRL, SETRA, LCPPC – *Post-tensioned concrete bridges* (Ponts en béton précontraint par post-tension), éditions Thomas Telford Ltd , 1999.
- LCPC – *VIPP viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes* – Guide méthodologique de surveillance et d'auscultation, 2001.
- Merot J.-P. – « Ouvrages construits sur cintre autolanceur ». *Les grands ouvrages en béton précontraint* (sous la direction de J. Mathivat et M. Virlogeux), Association française pour la construction, 1979, p. 175-192.
- Placidi M. – « La construction d'ouvrages d'art avec mise en place par rotation ». *Les Grands ouvrages en béton précontraint* (sous la direction de J. Mathivat et M. Virlogeux), Association française pour la construction, 1979, p. 237-268.
- Poineau D., Lacombe J.-M., Desgagné G., Creppy C., Marneffe H., Dufлот L., Ribolzi P., Vandeputte B.,
- Pouvreau J. – « Les ponts poussés du TGV ». *Les grands ouvrages en béton précontraint* (sous la direction de J. Mathivat et M. Virlogeux), Association française pour la construction, 1979, p. 221-235.
- Robinson J.-R. – « Béton précontraint », cours de l'ENPC, 1958.
- Servant C. – « Les ponts poussés ». *Les grands ouvrages en béton précontraint* (sous la direction de J. Mathivat et M. Virlogeux), Association française pour la construction, 1979, p. 193-220.
- SETRA – *Analyse des risques appliquée aux viaducs à travées indépendantes en poutres précontraintes (VIPP)*, Guide technique, 2010.
- SETRA « Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment au contact des armatures ». Note d'information n° 29, décembre 2007.
- SETRA – *Diffusion des efforts concentrés-Efforts de précontrainte et appareils d'appui*. Guide technique 2006, additif 2008.
- Taille Y. – « La répercussion dans le domaine des ouvrages d'art, de la création d'un réseau à très grande vitesse ». Communications françaises au symposium de l'AIPC à Leningrad-USSR, September 11-14, 1991, Association française pour la construction, p. 317-329.
- Virlogeux M. – « Les ponts de moyenne portée ». *Les grands ouvrages en béton précontraint* (sous la direction de J. Mathivat et M. Virlogeux), Association française pour la construction, 1979, p. 7-173.
- Zanker P. – La réparation du pont de Châlons-en-Champagne. *Travaux* n° 752, avril 1999, p. 24-39.

Textes officiels

- Circulaire n° 141 du 14 octobre 1953 du ministère des Travaux publics, des Transports et du Tourisme - Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint.
- Circulaire n° 44 du 12 août 1965 du ministère des Travaux publics et des Transports - Instruction provisoire n° 44 du 12 août 1965 relative à l'emploi du béton précontraint dite IP 1.

Circulaire n° 73-153 du 13 août 1973 du ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Équipement et du Tourisme - Instruction provisoire n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint dite 1P 2.

Circulaire n°74-60 du 23 avril 1974 du ministère des Travaux publics et des Transports, modifiant l'IP 1.

Circulaire de la direction des routes du 2 avril 1974 complétant l'IP 1.

Circulaire n° 79-121 du 14 décembre 1979 du ministère des Transports relative à la réimpression de l'IP 1 et incluant les modifications de 1974 et 1975.

Décret n° 83-905 du 7 octobre 1983 d'approbation du Fascicule 62 Titre I section II du CCTG relatif aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode de états limites (règles BPEL 83).

Décret n° 92-72 du 16 janvier 1992 d'approbation du nouveau Fascicule 62 Titre I section II du CCTG (règles BPEL 91).