

Ouvrages d'art



Ressources, territoires, habitats et logement
Énergie et climat Développement durable
Prévention des risques Infrastructures, transports et mer

Présent
pour
l'avenir



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Le viaduc de Compiègne sur la RN31

Les Eurocodes en marche sur un ouvrage construit à l'avancement – Partie 1

Fernando Dias, Renaud Léglise

☛ P. 2

RÉGLEMENTATION, CALCULS

La construction de l'ouvrage aval de franchissement de la Durance

La liaison Est-Ouest d'Avignon

Daniel Le Faucheur, Fernando Dias,

Robert Bonnefoy

☛ P. 14

INCIDENTS, RÉPARATIONS

Mission post-sismique

Séisme de l'Aquila du 6 avril 2009

Aurélié Vivier, Denis Davi

☛ P. 28

QUALITÉ, ORGANISATION

Le Réseau Géodésique Français (Rcf 93)

Incidences du choix de la projection dans les études d'ouvrages d'art

Jean-Christophe Carlès, Laurent Labourie

☛ P. 41

INFORMATIONS BRÈVES

2010 - Application des Eurocodes

Notes d'information n° 31 et 32

☛ P. 44

Certification des Entreprises

Spécialisées en Précontrainte (Esp)

☛ P. 45

Stages

☛ P. 46

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications

Ouvrages d'art

☛ P. 47

Directeur de la publication : Philippe Redoulez. Comité de rédaction : Thierry Kretz, Emmanuel Bouchon, Angel-Luis Millan, Gilles Lacoste (Sétra), Pierre Paillusseau (CETE du Sud-Ouest), Jean-Christophe Carles (CETE Méditerranée), Bruno Godart (Lcpc), Benoit Portier (DRE Paca/SMO), Jean-Loup Castellani (DIRCO/SPT/BOA). Rédacteur en chef : Émilie Luangkhot (Sétra) - tél : 01 46 11 31 68. Conception graphique et réalisation : Eric Rillardon (Sétra) - tél : 01 46 11 33 42. Impression : Caractère. 2, rue Monge - BP 224-15002 Aurillac Cedex - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-099165-2 © Sétra - 2010

Le viaduc de Compiègne sur la RN31

Les Eurocodes en marche sur un ouvrage construit à l'avancement – Partie 1

Fernando Dias, Renaud Légli

Boucler la rocade de Compiègne

La RN31, axe du réseau routier national structurant géré par le service de maîtrise d'ouvrage de la Direction Interdépartementale des Routes du Nord (DIR Nord), relie Rouen à Reims via Beauvais, Compiègne et Soissons. Cet axe est progressivement aménagé en voie express par l'État. C'est dans ce cadre que s'inscrit la construction de la rocade Nord-Est de Compiègne, qui constitue le barreau manquant à la rocade de Compiègne (la rocade Nord-Ouest étant déjà en service).

Actuellement, le trafic venant de Rouen et allant en direction de Reims par la RN31, doit transiter par la RD1131 (rocade sud), puis les RD973 et RD130 dans la forêt de Compiègne, avant de rejoindre la RN31 au Carrefour du Buissonnet (cf. figure 1). Le trafic de transit et d'échanges autour de Compiègne s'élève à environ 20 000 véhicules par jour.

Cet aménagement d'une longueur de 4 km et qui s'intègre entre, à l'Ouest, la déviation de Compiègne-Thourotte-Ribécourt (déviation de la RN32) et, à l'Est, la RN31 au lieudit « le Buissonnet », aura plusieurs fonctions :

- assurer la continuité de la RN31, dont le tracé actuel traverse l'agglomération,
- délester la ville de Compiègne du trafic de transit,
- soulager le trafic au nord de Compiègne, notamment sur Clairoux et Choisy-au-Bac,
- soulager le trafic au sud (rocade sud à vocation plutôt urbaine),
- supprimer le passage à niveau de Clairoux.



Figure 1 : localisation et implantation du projet de la future rocade nord-est de Compiègne – Source : Via Michelin

Il permettra ainsi d'offrir de meilleures conditions de circulation et de sécurité aux usagers et d'améliorer la qualité des vie des riverains.

Pourquoi un viaduc ?

Le tracé de la rocade Nord-Est doit franchir de nombreux obstacles, qui, d'Ouest en Est, sont les suivants (cf. figure 2 - p4) :

- la RN32,
- les voies SNCF Creil-Jeumont,
- l'Oise,
- l'Aisne,
- la RD66.

Lors des premières études, la traversée de la vallée était envisagée avec un tracé majoritairement en remblai. Toutefois, suite aux crues exceptionnelles de 1993, 1995 et 2001, cette solution s'est avérée inacceptable car elle ne permettait pas l'écoulement des crues, le tracé étant situé dans la plaine inondable de l'Oise et de l'Aisne. Le tracé en remblai a donc été abandonné et le principe d'un viaduc de plus 2 km de long, surplombant la vallée et permettant ainsi d'assurer la transparence hydraulique de l'aménagement, a été acté en 2002, ce qui a permis de lancer la phase d'études préliminaires.

En outre, le tracé se situe dans une zone archéologique (vallée de l'Oise) qu'il convenait de préserver. Des fouilles archéologiques ont d'ailleurs été effectuées préalablement au démarrage des travaux de fondations de l'ouvrage.

Des études préliminaires à l'appel d'offres

Études préliminaires

Dès le stade des études préliminaires, un architecte a été associé à l'équipe de concepteurs. Pierre Loyer (cabinet d'architecture AEI) a alors défini le parti structurel, qui adoptait les principes suivants :

- pas de travées exceptionnelles pour franchir les obstacles principaux (rivières Oise et Aisne) ;
- gamme de portées moyennes ;
- hauteur du tablier constante ;
- transition discrète entre les différents viaducs, avec un balancement des travées de rive de 1 (sur ce point, il avait en effet été convenu dès le départ que, du fait de sa très grande longueur, l'ouvrage serait scindé en trois viaducs indépendants reliés au droit de piles-culées).

L'objectif majeur consistait à obtenir un barreau le plus linéaire possible, sans point singulier.

Pour un tel ouvrage et en vue de répondre aux exigences du parti architectural, les techniques de construction a priori envisageables étaient les suivantes :

- ouvrages avec tablier en caisson béton : construction par encorbellements successifs, par poussage ou à l'avancement ;
- ouvrages avec tablier mixte : bipoutre ou caisson mixte acier-béton.

Parmi ces solutions, la construction par poussage fut rapidement écartée, pour diverses raisons :

- la portée principale visée, située autour de 60/70 m, se situait en dehors du domaine d'emploi économique de cette technique de construction ;

- du fait d'un tracé de l'ouvrage en S, un poussage depuis les deux côtés était requis ; or, côté Ouest, on ne disposait pas d'emplacement pour aménager une aire de bétonnage et de poussage et, côté Est, il aurait fallu pousser deux viaducs indépendants, car, comme indiqué ci-dessus, l'ouvrage devait être scindé en trois viaducs indépendants et le rayon de courbure de ce côté, bien que constant, régnait sur deux des trois futurs ouvrages.

Pour la solution en encorbellements successifs, des travées de l'ordre de 70 m offraient un bon compromis pour répondre aux différentes exigences : hauteur constante du tablier, gamme de portées moyenne, franchissement des rivières sans appui intermédiaire.

La solution à l'avancement, bien que nettement moins habituelle que les précédentes, semblait cependant intéressante dans ce contexte. Du fait de la technique même de construction, qui permet une grande industrialisation du chantier et donc des rendements élevés, elle pouvait en effet présenter un intérêt économique. L'analyse des offres a par ailleurs confirmé cette intuition. Bien que limité à une gamme de portées beaucoup moins large que celle des encorbellements successifs, ce procédé restait compatible avec le franchissement des plus grandes travées.

Pour les solutions mixtes, la solution en caisson a d'emblée été jugée trop onéreuse et nous nous sommes orientés vers un bipoutre à contreventement inférieur, qui permettait un resserrement des poutres afin de limiter la largeur des têtes de piles, tout en assurant un fonctionnement intermédiaire entre un bipoutre classique et un caisson vis-à-vis des effets liés à la torsion (courbure en plan, effets des actions de trafic de l'Eurocode).

À l'issue de l'étude préliminaire, fin 2002, il a ainsi été décidé d'étudier au stade projet une solution métallique (bipoutre mixte acier-béton à contreventement inférieur) et deux solutions béton (construction par encorbellements successifs d'une part et à l'avancement d'autre part).

En outre, il a été délibérément choisi de dimensionner l'ouvrage aux Eurocodes. À cette époque-là, cela constituait une démarche assez volontariste.

Études de projet

En mars 2004, une nouvelle contrainte - très importante et non soulevée lors de l'instruction mixte - fut apportée par la Subdivision de Compiègne du Service de Navigation de la Seine, qui indiqua que le tracé du viaduc retenu à l'issue de l'étude préliminaire interceptait le tracé du futur canal Seine-Nord Europe.

Or, le biais de franchissement du futur canal par le viaduc étant très prononcé (inférieur à 30 grades), le franchissement du canal en une seule travée, si l'on voulait dégager une passe unique pour le canal, devenait incompatible avec le parti pris de l'étude préliminaire. En effet, la travée correspondante aurait alors dû avoir une portée de 150 m environ et serait devenue un point tout à fait singulier que nous voulions absolument éviter. En accord avec Voies Navigables de France (VNF), il fut ainsi décidé de prévoir deux passes de navigation sur le canal, en implantant une pile sur un îlot central, ce qui permit ainsi de revenir à des portées conformes à l'Étude Préliminaire d'Ouvrage d'Art Non Courant (EPOANC).

Par ailleurs, le Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (Sétra) proposa de réaliser un ouvrage indépendant pour assurer le franchissement de la RN32 au dessus de laquelle un gabarit de 6,10 m devait être dégagé pour le passage de convois exceptionnels. En effet, le franchissement de la RN32 par le viaduc obligeait – pour éviter de rehausser le profil en long sur tout l'ouvrage – à créer parallèlement à la RN32 une voie spécifique pour les convois exceptionnels, qu'il fallait déniveler de plus d'un mètre par rapport au terrain naturel, ce qui la rendait inondable. Pour éviter cet inconvénient, un ouvrage courant de type Passage Supérieur ou Inférieur à Dalle Précontrainte (PSIDP) serait construit au-dessus de la RN32 et le viaduc ne démarrerait que quelques dizaines de mètres plus à l'est.

Les obstacles à franchir devenaient donc, d'Ouest en Est (cf. figure 2) :

- les voies SNCF Creil-Jeumont,
- l'Oise,
- le futur canal Seine-Nord Europe,
- l'Aisne,
- la RD 66.

Une fois ces modifications apportées au programme de l'ouvrage, les études de projet de l'ouvrage ont, entre fin 2004 et début 2006, été menées conjointement par la Division ouvrages d'art du Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE) Nord-Picardie et la Division grands ouvrages du Sétra.

Dossier de consultation des entreprises et appel d'offres

Les études de projet conclurent à l'équivalence financière théorique des trois solutions techniques, c'est pourquoi, afin de permettre une mise en concurrence la plus large possible, il fut décidé de monter un dossier de consultation des entreprises comportant trois « solutions de base ».

L'ouverture des offres eut lieu en septembre 2006, l'analyse des offres et le choix de l'entreprise se déroulèrent en octobre 2006 et le marché, notifié fin novembre 2006, fut attribué au groupement d'entreprises Dodin Campenon Bernard / Chantiers Modernes / GTM Gcs qui avait répondu, pour un montant de 46,4 M€ TTC, à la solution caisson béton précontraint construit à l'avancement, sur la base du procédé de haubanage provisoire propre à Campenon Bernard.

Jusqu'à cette étape, la maîtrise d'œuvre générale avait été réalisée par le Service des Grandes Infrastructures de la Direction Départementale de l'Équipement (DDE) 60. Suite à la réorganisation des services routiers de l'État, la maîtrise d'ouvrage, assurée par la Direction régionale de l'Équipement (DRE) Picardie, confia la maîtrise d'œuvre travaux à la Direction Interdépartementale des Routes du Nord (DIR Nord), qui s'adjoignit alors les services du CETE et du Sétra pour le contrôle des études d'exécution.

Exigences fonctionnelles liées aux obstacles franchis

L'implantation de piles en rivière est proscrite, ce qui détermine les travées principales de l'ouvrage.

Au-dessus des voies ferrées, un gabarit de 6,10 m de hauteur doit être dégagé sur une largeur de 19 m.



Figure 2 : identification de la brèche à franchir par le viaduc
Source : photo aérienne, DIR Nord

Pour la circulation fluviale sur l'Oise et l'Aisne, un gabarit de 7 m au-dessus des PHEN (Plus Hautes Eaux Navigables) doit être assuré.

Pour le futur canal Seine-Nord Europe, deux passes de navigation sont à dégager, respectant chacune une section libre de 25 m d'ouverture (avec une marge de 0,75 m de part et d'autre) et de 7 m de hauteur au-dessus de la ligne d'eau de référence.

Au-dessus de la RD66, un gabarit de 5,10 m doit être dégagé sur une largeur de 11,50 m.

Pour les piles situées en bordure de l'Oise, du futur canal Seine-Nord Europe (SNE) et de l'Aisne, un choc latéral est à prendre en compte. Compte tenu de la disposition des piles (en bordure de chenal, protégées soit par un îlot artificiel pour la pile centrale du canal, soit par les berges), un choc frontal est exclu.

Les efforts de choc latéral à considérer sont issus de l'Eurocode1-1-7 et de la classification des voies navigables franchies. L'Oise étant classée VIa au sens de la circulaire n° 76-38 du 1^{er} mars 1976 et le futur canal Seine-Nord Europe ayant été classé Vb à l'issue du Comité Interministériel pour l'Aménagement et le Développement du Territoire (CIADT) du 18 décembre 2003, un choc latéral de 6 800 kN doit ainsi être considéré (coefficient de majoration dynamique de 1,7 inclus). Par ailleurs, l'Aisne étant classée II au

sens de la circulaire de 1976, la valeur du choc latéral est de 2 550 kN. Le choc est appliqué à 1,50 m au-dessus des PHEN (Oise, Aisne) ou de la ligne d'eau de référence (canal SNE).

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage réalisé

L'ouvrage présente une longueur totale de 2 143,50 m et comporte 36 travées. Il se compose de trois viaducs indépendants dont la répartition des travées est la suivante :

- OA 1 (cf. figure 3) : 13 travées de 40 - 58,70 - 63,70 - 66,50 - 61,50 - 66,50 - 66,50 - 66,50 - 58,70 - 58,70 - 58,70 - 58,70 - 57,20 m, pour une longueur totale de 785,25 m (abouts de 1,85 m sur culée et de 1,50 m sur pile-culée inclus),

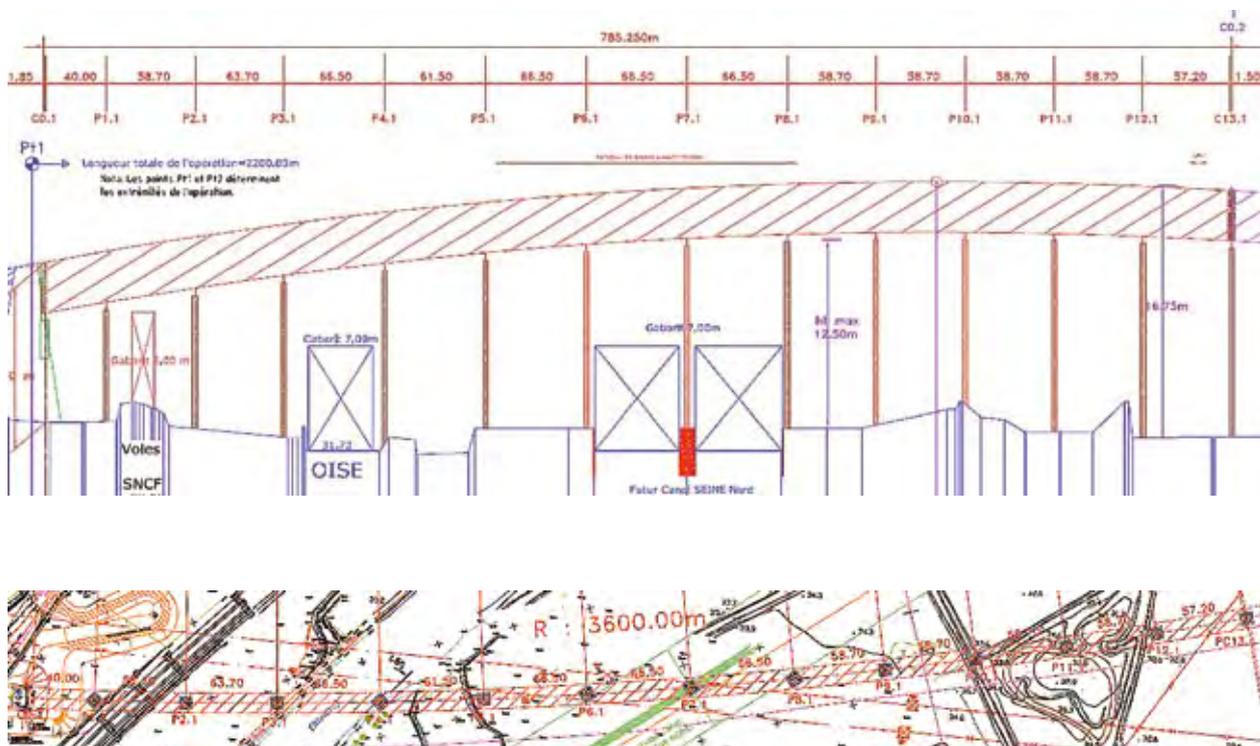


Figure 3 : coupe longitudinale et vue en plan du viaduc 1 – Source : CETE Nord-Picardie

- OA 2 (cf. figure 4) : 12 travées, 57,20 - 8 x 58,70 - 66,50 - 58,70 - 57,20 m, pour une longueur totale de 712,20 m (abouts de 1,50 m sur piles-culées inclus),
- OA 3 (cf. figure 5) : 11 travées, 57,20 - 9 x 58,70 - 57,20 m, pour une longueur totale de 646,05 m (abouts de 1,85 m sur culée et de 1,50 m sur pile-culée inclus).

La largeur du viaduc est de 12,75 m, selon le profil en travers suivant :

- une chaussée de 7,00 m comprenant deux voies de circulation de 3,50 m,
- bandes dérasées de droite de 1,50 m,
- un TPC, sans séparateur central, de 1,50 m pour limiter les risques de chocs frontaux sur routes bidirectionnelles (la bande médiane pourrait être aménagée à l'aide d'un revêtement coloré, de barrettes sonores, de plots rétro-réfléchissants...),
- deux longrines supports de dispositifs de sécurité de 0,625 m.

La surface de tablier atteint donc plus de 25 000 m².

Le tracé en plan de l'ouvrage est courbe, de rayon 3 600 m pour l'OA 1 et 1 350 m pour l'OA 2 et

l'OA 3. L'ouvrage présente un point d'inflexion au droit de la pile-culée joignant l'OA 1 et l'OA 2.

Le profil en long est une parabole de rayon 32 500 m sur l'OA 1, centrée sur l'axe de l'ouvrage, et est rectiligne incliné avec une pente à 0,60 % sur l'OA 2 et l'OA 3.

L'implantation des appuis est rayonnante et l'ouvrage est mécaniquement droit (biais de 100 grades).

La hauteur du caisson est de 3,20 m, ce qui représente un élancement de 1/21 pour les grandes travées et 1/18 pour les travées courantes.

Description de l'ouvrage réalisé

Fondations

Les fondations de l'ensemble des appuis sont des fondations profondes de type pieux forés. En effet, le profil géologique du site est composé de limons, puis de sables argileux, de craie altérée, avant d'atteindre la craie saine, compacte, qui constitue le substratum situé à une vingtaine de mètres de profondeur.

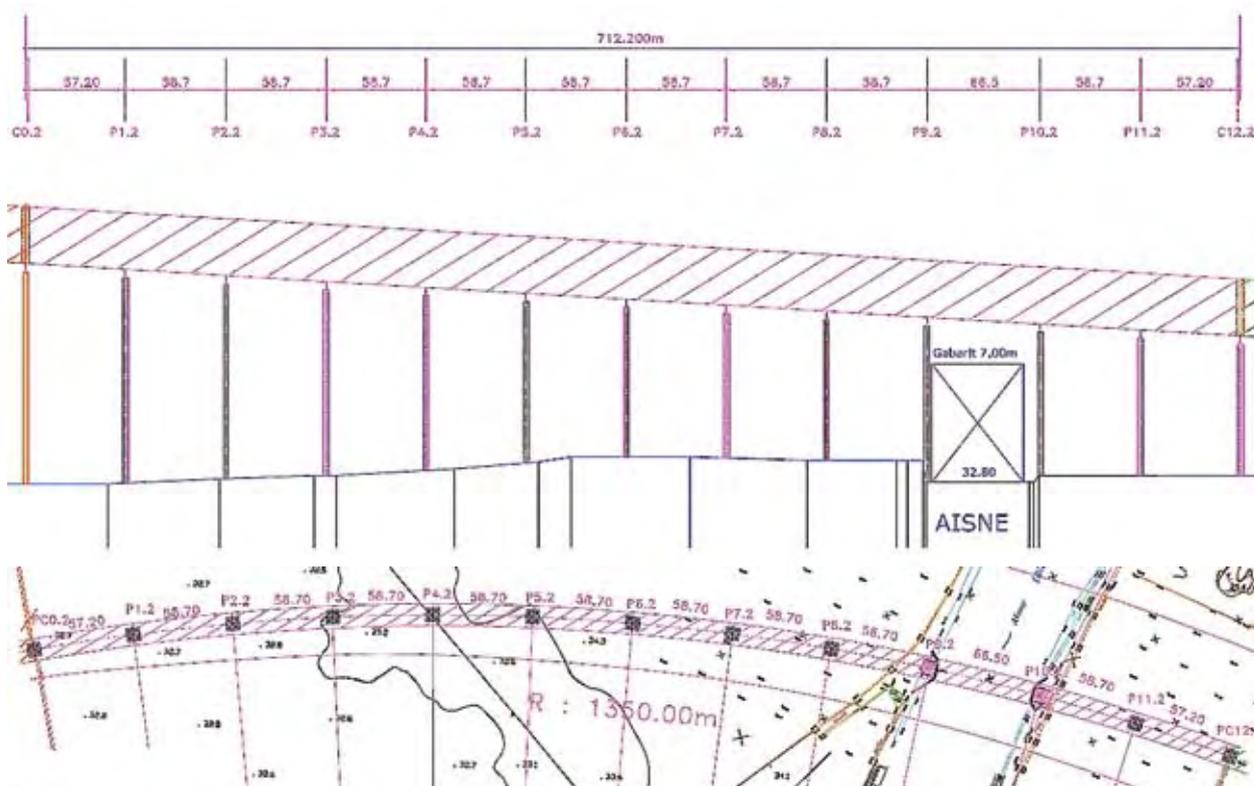


Figure 4 : coupe longitudinale et vue en plan du viaduc 2 – Source : CETE Nord-Picardie

Une reconnaissance géotechnique initiale importante avait été effectuée sur la base de l'implantation des appuis au cours des différentes études. Le marché prévoyait également une reconnaissance géotechnique complémentaire afin de disposer d'essais pressiométriques au droit de tous les appuis de la solution retenue à l'issue de la consultation, la campagne initiale étant basée sur les essais pressiométriques et pénétrométriques.

Les pieux sont tubés dans les couches supérieures instables, de manière provisoire ou définitive selon les appuis, puis forés à la boue. Le béton utilisé est un C25/30 CEMIII/A 52,5 L-LH CE PM-ES CP1 dosé à 390 kg, avec emploi d'un plastifiant réducteur d'eau et d'un retardateur de prise afin d'assurer une rhéologie de trois heures. Le rapport Eau efficace / Liant équivalent vaut 0,47. La classe d'exposition XC2 n'entraîne pas d'exigence contraignante pour ce béton (tableau NA.F.1 de l'EN 206-1 : E/L maximal de 0,65, résistance minimale C20/25, teneur minimale en liant équivalent de 260 kg/m³). La formulation est plutôt liée aux conditions de mise en œuvre. La caractéristique PM ES du ciment est justifiée vis-à-vis des agressions potentielles dans le sol.

Les piles sont fondées chacune sur quatre pieux de diamètre 1 400 mm, sauf pour les piles soumises au choc latéral de bateaux pour lesquelles le diamètre est passé à 1 600 mm.

Les culées sont fondées sur cinq pieux de diamètre 1 400 mm, répartis sur deux files de manière à équilibrer les charges entre les files avant et arrière.

Les fondations des culées (essentiellement la culée Ouest, pour laquelle la hauteur des remblais atteint plus de 10 m) sont soumises à du frottement négatif et à des flexions parasites dues au tassement et au déplacement horizontal du terrain compressible sous l'effet des charges apportées par la réalisation de la seconde phase de remblaiement, prévue après la réalisation des pieux. Une première phase a consisté, classiquement, à monter le remblai depuis le terrain naturel jusqu'au niveau de réalisation des pieux et a été suivie d'un délai de consolidation afin de stabiliser les tassements correspondants. Cependant, la seconde phase de remblaiement, permettant d'achever le remblai derrière la culée jusqu'à la cote projet, est susceptible d'engendrer des tassements de l'ordre de 4 à 5 cm du fait de la présence de sols compressibles.

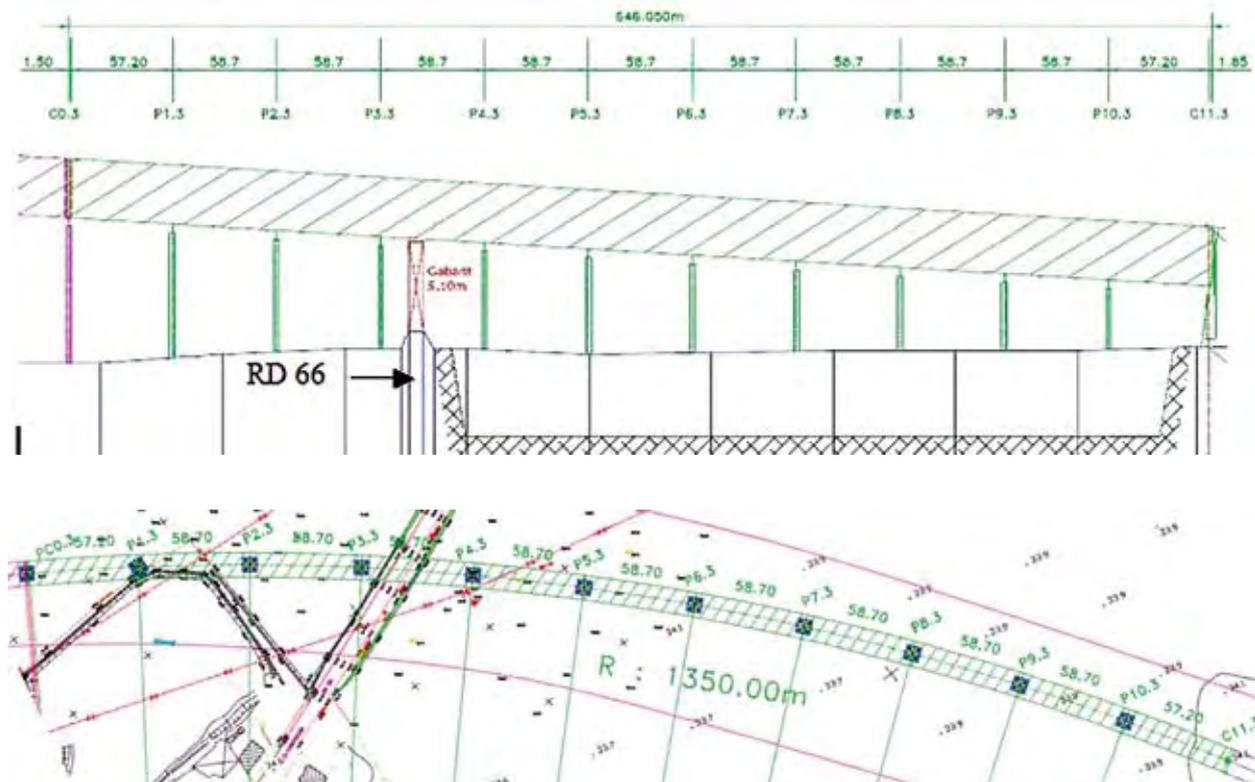


Figure 5 : coupe longitudinale et vue en plan du viaduc 3 – Source : CETE Nord-Picardie

Culées

Les culées sont des culées enterrées, situées en tête de remblai, et comportent un sommier de 1,80 m d'épaisseur qui joue le rôle de semelle de liaison des pieux. Elles présentent latéralement, de part et d'autre, un mur cache, un mur en retour extérieur et un mur en retour intérieur encastré dans le mur garde-grève (cf. figure 6) :

- le premier mur a pour rôle de masquer l'about du tablier ;
- le second a pour rôle de masquer la corniche-caniveau et le regard d'assainissement sur culée, et de permettre le raccordement avec le remblai ;
- le troisième a pour rôle d'ancrer le poteau d'extrémité de la BN4.

L'évacuation des eaux se fait par l'intermédiaire de regards placés sur les culées, devant le mur garde-grève, et recevant les eaux provenant du tablier (corniches-caniveaux) et des joints de chaussée (chéneaux). Ces regards sont raccordés aux bassins de rétention provisoires réalisés à l'arrière de chaque culée.

Le béton utilisé pour les culées, ainsi que pour les piles, est un C35/45 CEMIII/A 52,5L-LH CE PM-ES CP1 dosé à 355 kg, avec emploi d'un plastifiant réducteur d'eau. Le rapport Eau efficace / Liant équivalent vaut 0,50. Le dosage en ciment a été adapté en vue de limiter la montée en température, préjudiciable au béton en termes de réaction sulfatique interne (Rsi). Les appuis constituant des pièces massives (fûts et chevêtres des piles, cf. figure 8, sommiers des culées, cf. figures 7a - 7b), le CCTP imposait de ne pas dépasser la température de 65 °C au cœur du

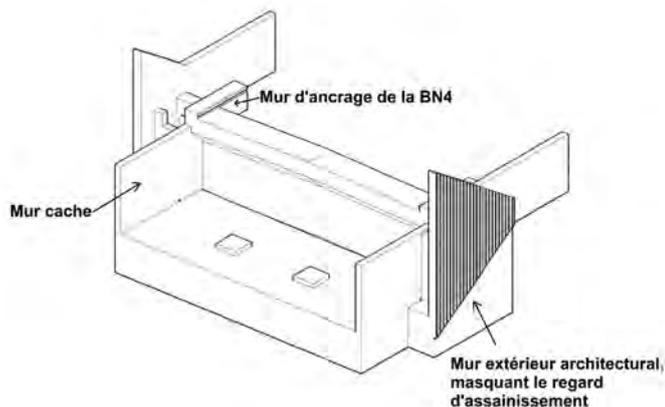


Figure 6 : vue 3D des culées – Source : CETE Nord-Picardie

béton (correspondant à un niveau de prévention Ds, cf. guide LCPC d'août 2007 « Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne »). Des sondes ont été placées pour vérifier la montée en température dans le fût de la pile P5.3 : la température maximale a été atteinte au bout d'environ 48 heures et est montée à cœur à 55 °C (la température extérieure variant à peu près entre 5 et 15 °C). Pour la même plage de température extérieure, la température à cœur du béton du chevêtre de pile est montée à 52 °C au bout de 55 heures. L'utilisation d'un ciment de type CEMIII était justifiée par sa faible exothermie, par le fait qu'il s'agissait de pièces en élévation pour lesquels une très bonne qualité de parement était recherchée et par l'absence de précontrainte. Enfin, la formulation du béton répond sans difficulté aux exigences minimales liées à la classe d'exposition XC4 (E/L 0,60, C25/30, 280 kg ciment/m³).

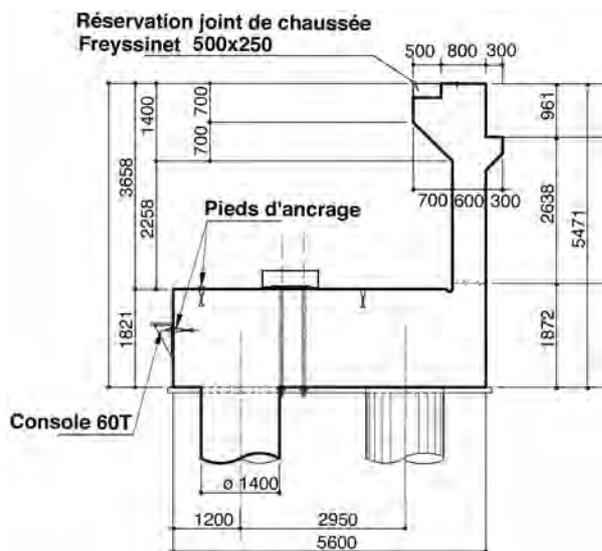


Figure 7a : coupe sur la culée C 11.3 – Source : VINCI

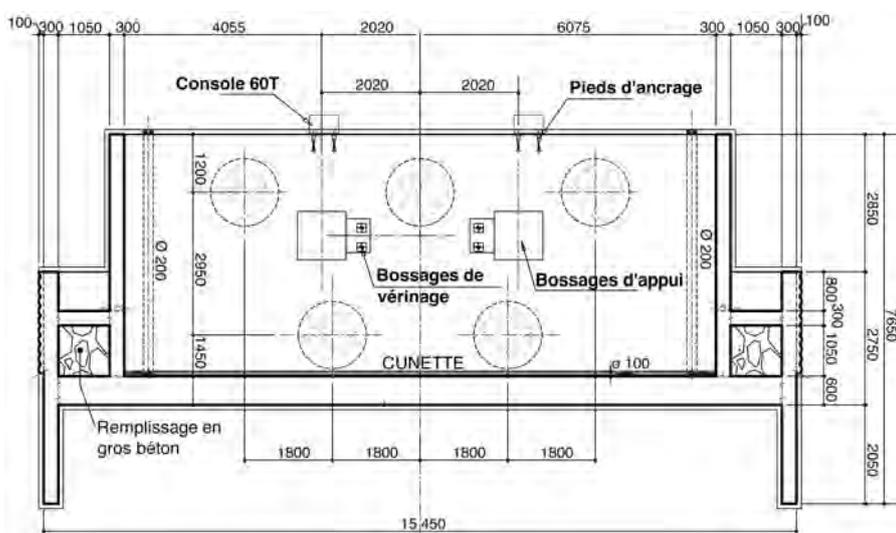


Figure 7b : vue en plan de la culée C11.3 – Source : VINCI

Piles

L'ouvrage comporte 33 piles et deux piles-culées.

Du fait de la proximité de la nappe, présente entre 1,50 et 2 m sous le terrain naturel, les piles courantes et les piles-culées sont réalisées à l'abri d'un batardeau en palplanches métalliques de type AU 14 et de dimensions en plan 7,55 m x 7,55 m.

Les piles courantes et les piles-culées sont constituées (cf. figure 8) :

- d'un fût plein de section circulaire de 3,50 m de diamètre,
- d'un chevêtre de 3,25 m de hauteur dont la section en partie supérieure présente une emprise de 5,20 m de largeur (sens longitudinal du tablier) et une longueur de 6,30 m (sens transversal du tablier),
- d'une semelle de liaison de section 7,55 m x 7,55 m et d'une hauteur de 2,00 m (pieux 1 400 mm) entourée par un batardeau.

Les piles particulières concernent celles implantées en rive gauche de l'Oise et en bordure du futur canal Seine-Nord Europe (cf. figure 9). La pile en rive gauche de l'Oise est réalisée à l'abri d'un batardeau

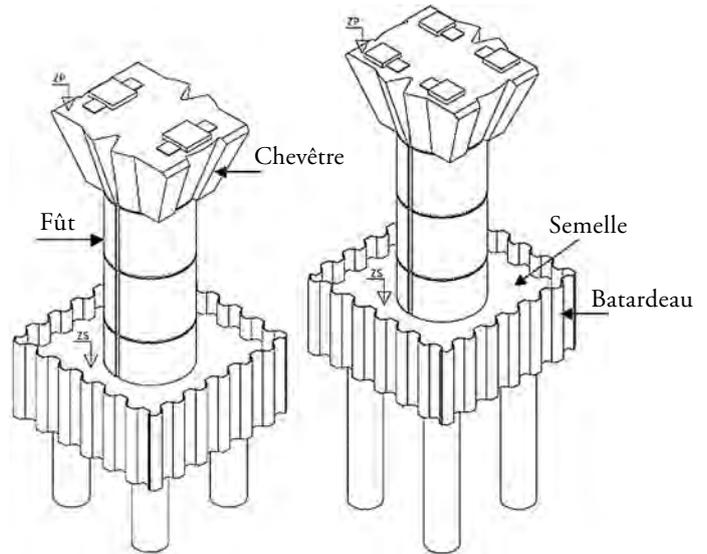


Figure 8 : coffrage des piles courantes (à gauche) et des piles-culées (à droite) – Source : CETE Nord-Picardie

en palplanches métalliques de type AU 14 et les piles situées en bordure du futur canal Seine-Nord Europe sont réalisées à l'abri d'un batardeau en palplanches de type AU 26. Ces batardeaux présentent des dimensions en plan de 8,35 m x 8,35 m.

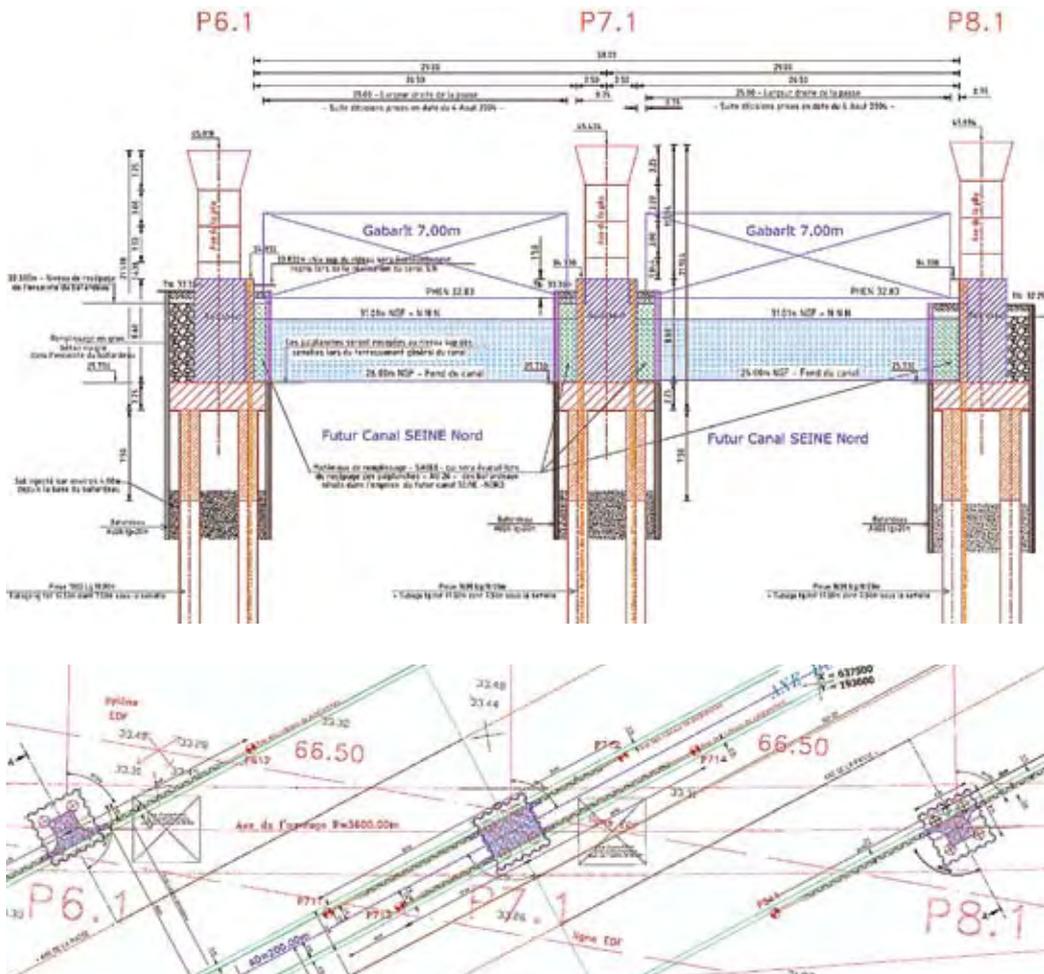


Figure 9 : piles particulières encadrant le futur canal Seine-Nord Europe – Source : CETE Nord-Picardie

Ces piles présentent un fût et un chevêtre identique à ceux des piles courantes et des piles-culées mais sont complétées par une embase renforcée, régnant depuis la semelle jusqu'à un niveau situé à 1,50 m au-dessus des PHEN (pour l'Aisne et l'Oise) ou de la LER (Ligne d'Eau de Référence, pour le futur canal SNE). Les semelles de liaison présentent une section de 8,35 m x 8,35 m et une hauteur de 2,25 m (pieux de 1 600 mm).

La réalisation des trois piles situées en bordure du futur canal Seine-Nord Europe est particulière puisque les semelles de liaison doivent être réalisées à une profondeur de 10 m environ en dessous du terrain naturel, en vue de l'excavation à créer ultérieurement pour aménager le lit du futur canal, puis remblayées.

Étant donnée la présence de la nappe à 2 m sous le terrain naturel, il a été prévu, pour la réalisation de ces fondations, des batardeaux de palplanches métalliques de type AU 26 de 20 m de longueur et des travaux d'injection de la craie sur 4 m de hauteur entre 16 et 20 m de profondeur. L'injection, qui a été conçue par le LREP, permet de diminuer très sensiblement la perméabilité de la craie aquifère et d'éviter ainsi l'ennoiement du batardeau sous l'effet des sous-pressions hydrostatiques. Cette technique a été préférée à celle plus classique consistant à réaliser un bouchon en gros béton qui aurait nécessité une profondeur d'excavation encore plus importante, des palplanches plus longues et aurait engendré des difficultés à assurer la stabilité des batardeaux durant certaines phases de travaux.

Les calculs du LREP ont été menés en considérant une perméabilité de la craie estimée à 5.10⁻³ m/s ; cette hypothèse a été validée par les essais de perméabilité inclus dans la reconnaissance géotechnique complémentaire, qui ont abouti à une perméabilité de 10⁻⁴ m/s.

Le phasage d'exécution étudié au projet pour la réalisation des appuis en bordure du canal était le suivant :

- mise en place des palplanches ;
- injection de la craie sur une épaisseur de 4,00 m à l'intérieur du batardeau selon un maillage de 1,40 m x 1,40 m ;
- 1^{re} phase de terrassement à - 3,00 m et pose d'un cadre de butonnage à - 2,00 m ;
- 2^e phase de terrassement à - 6,00 m et pose d'un cadre de butonnage à - 5,00 m ;
- 3^e phase de terrassement à - 8,00 m et pose d'un cadre de butonnage à - 7,50 m ;
- 4^e phase de terrassement à - 10,00 m ;
- mise en place des quatre tubes métalliques (pour forage des pieux) fichés de 50 cm environ dans le bouchon injecté ;

- remplissage du batardeau ;
- exécution des pieux à l'intérieur des tubes ;
- vidage du batardeau et pompage des venues d'eau résiduelles ;
- recépage des tubes et réalisation d'un béton de propreté ;
- recépage des pieux et exécution de la semelle de liaison ;
- réalisation de l'embase renforcée et du fût de pile, remblaiement du batardeau et enlèvement des butons selon plusieurs phases ;
- réalisation d'une poutre de couronnement en tête.

Le phasage effectivement adopté par l'entreprise a été proche de celui-ci, moyennant une adaptation du nombre de phases de terrassement et du nombre de niveaux de cadres de butonnage (réduit à deux).

Tablier

Le tablier est constitué par un caisson en béton précontraint à deux âmes inclinées.

Le béton utilisé est un C40/50 CEMI 52,5 N CE CP2 (précontrainte) dosé à 385 kg, avec emploi d'un superplastifiant haut réducteur d'eau. Sa formulation répond, de la même manière que pour le béton des appuis, aux exigences liées à la classe d'exposition XC4. Le rapport Eau efficace / Liant équivalent vaut 0,45. Concernant la Réaction Sulfatique Interne (Rsi), les voussoirs courants constituent des pièces bien moins massives que les appuis. Par ailleurs, les voussoirs sur appuis n'ont pas été considérés comme des pièces massives car elles ont été scindées en deux parties afin de limiter leur poids (exigence liée à la méthode de construction, cf. article à paraître dans le BOA 64). De ce fait, les voussoirs du tablier n'ont pas requis de suivi particulier quant à la Rsi.

Le tablier, de hauteur constante égale à 3,20 m, est précontraint longitudinalement par des câbles post-tendus intérieurs et extérieurs (précontrainte mixte).

La section transversale du tablier présente les caractéristiques suivantes (cf. figure 10a) :

- âmes d'épaisseur constante 0,30 m, inclinées à 32 % ;
- hourdis inférieur de 5,04 m de largeur, d'épaisseur constante égale à 0,25 m sauf sur les appuis où elle passe à 0,50 m ;
- hourdis supérieur d'épaisseur légèrement variable égale à :
 - 0,24 m en extrémité d'encorbellement (pour la fixation de la BN4),
 - 0,27 m à l'axe, entre âmes ;
- goussets inférieurs de 0,65 x 0,20 m et supérieurs de 1,00 x 0,20 m environ.

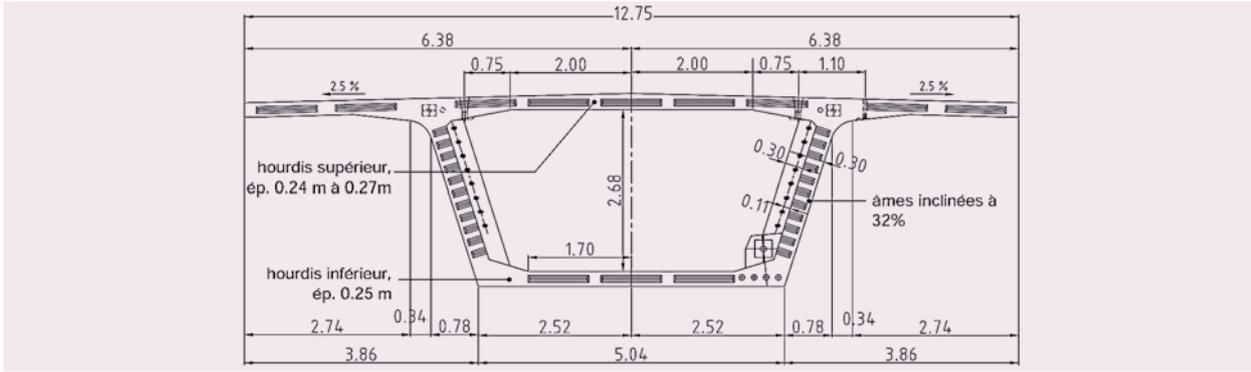


Figure 10a : voussoir courant – Source : VINCI

Le tablier est composé de 810 voussoirs préfabriqués (cf. figures 10a à 10d) (voir seconde partie de l'article à paraître dans le BOA 64 et traitant notamment de la préfabrication et de la pose des voussoirs).

La dimension des voussoirs résulte d'une part du calepinage adopté en fonction des portées des travées et d'autre part des limites de capacité de l'engin de pose. Les voussoirs ont quasiment tous le même poids, soit environ 50 tonnes.

Les voussoirs courants ont une longueur variant de 2,66 m à 2,86 m.

Pour les voussoirs spéciaux, l'ajout d'éléments transversaux (entretoises, raidisseurs, déviateurs...) est compensé par une réduction de longueur.

Les voussoirs déviateurs présentent ainsi une longueur de 2,325 m, tandis que les voussoirs sur piles et sur culées (y compris piles-culées) ont dû être découpés en deux demi-voussoirs de 1,60 m et 1,40 m respectivement.



Figure 10b : voussoir déviateur – Source : VINCI



Figure 10c : voussoir sur pile – Source : VINCI

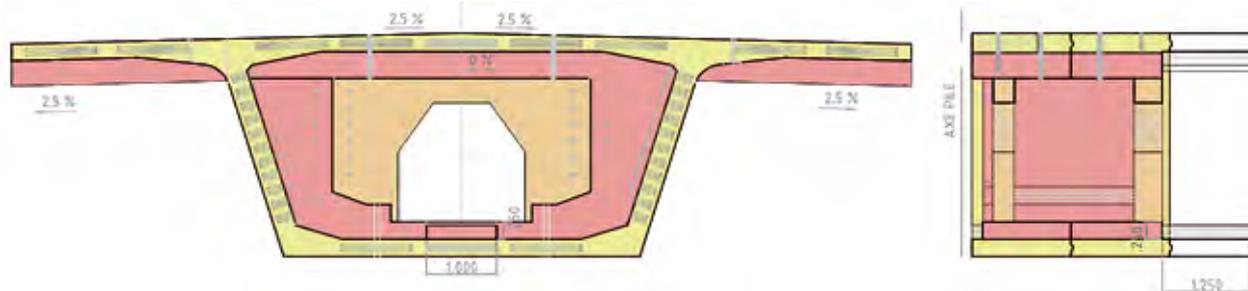


Figure 10d : voussoir sur culée – Source : VINCI

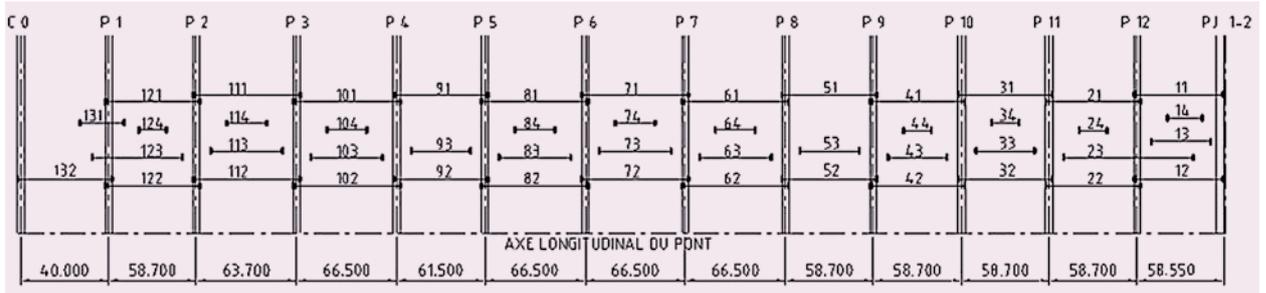


Figure 11 : plan de câblage de la précontrainte intérieure de continuité – Source : VINCI

Les travées courantes de 58,70 m et les travées de rive de 57,20 m (et de 40 m côté culée C0) comportent deux voussoirs déviateurs, disposés aux $\frac{1}{4}$ et $\frac{3}{4}$ des travées, tandis que les grandes travées de 66,50 m en possèdent quatre, situés à 0,2 l, 0,3 l, 0,7 l et 0,8 l (l étant la longueur de travée).

La précontrainte du tablier est composée comme suit :

- une précontrainte intérieure de continuité (cf. figure 11) : quatre paires de câbles éclisses de type 19T15S par travée (deux câbles de pile à pile, un câble moyen et un câble court), disposés dans les goussets en fibre inférieure et destinés à reprendre les efforts en travée en construction et en service ;

- une précontrainte extérieure de continuité (destinée à reprendre les efforts en service, liés notamment aux charges d'exploitation) (cf. figures 12 - 13):

- travées courantes : quatre paires de câbles 19T15S, régnant sur deux travées,
- grandes travées : quatre paires de câbles 25T15S, régnant sur deux travées,
- des dispositifs pour précontrainte additionnelle (une paire de gaines vides, ancrages sur appuis et réservations dans les entretoises, déviateurs), prévus pour permettre de réparer ou renforcer l'ouvrage au cours de sa vie ;

- une précontrainte intérieure complémentaire, de fléau : deux paires de câbles 9T15S par pile (voir article à paraître dans le BOA 64).

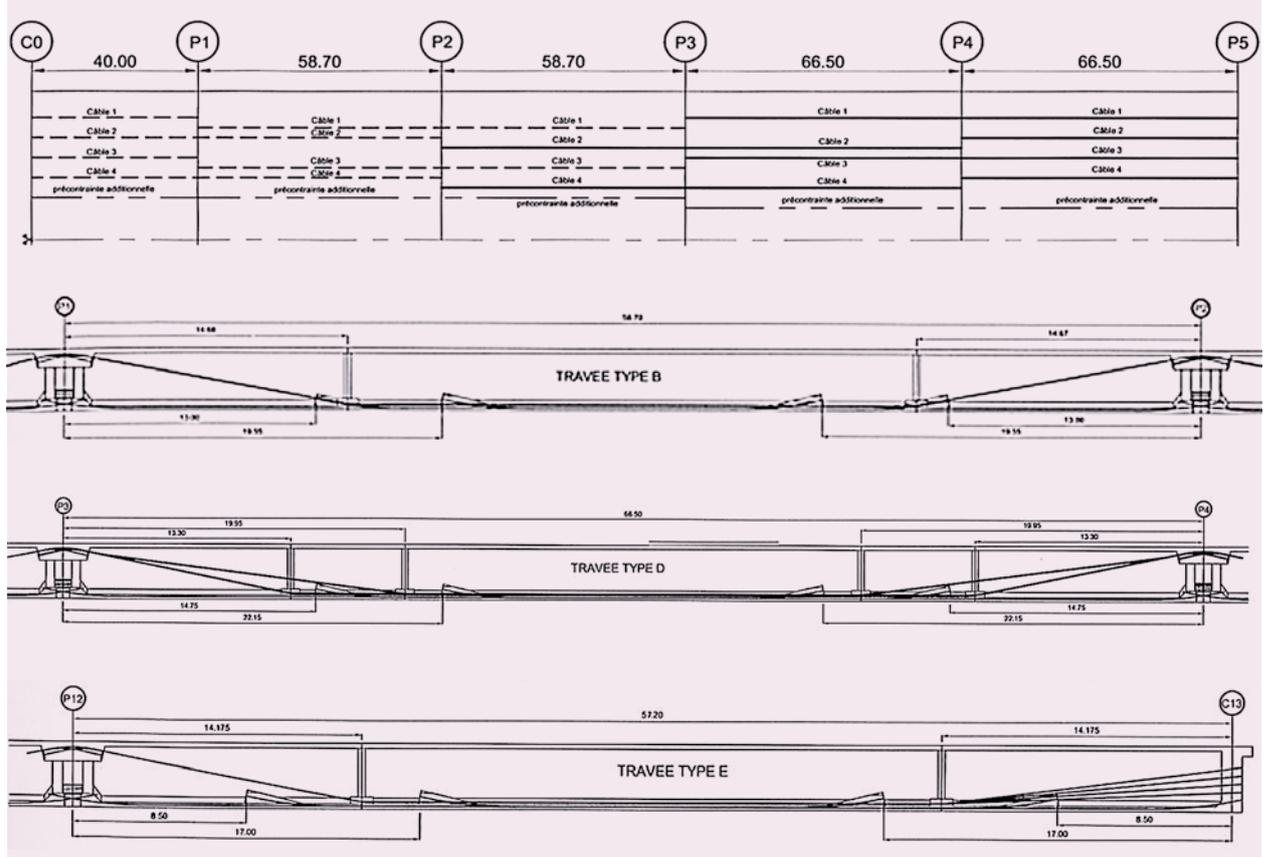


Figure 12 : principe de câblage de la précontrainte extérieure – Source : Sétra



Figure 13 : vue de la précontrainte extérieure depuis l'intérieur du caisson – Source : CETE Nord-Picardie

Équipements

Les principaux équipements de l'ouvrage sont les suivants :

- une chape d'étanchéité en feuille préfabriquée, avec protection de surface (5 mm d'épaisseur),
- une étanchéité latérale constituée d'un film mince sur les longrines supports des barrières de sécurité,
- une couche d'enrobé de 11 cm d'épaisseur (7 cm de BBSG et 4 cm de BBMA),
- des joints de chaussée mécaniques sur culées et piles-culées,
- des barrières de sécurité de type BN4 ancrées sur des longrines,
- des écrans verticaux de protection caténaux au droit des voies ferroviaires,
- des caniveaux de 0,25 m de largeur,
- des corniches-caniveaux en aluminium,
- des dalles de transition de 5 m de longueur,
- un chemin de câble permettant de faire passer le câble électrique pour l'éclairage à l'intérieur du caisson.

Le souffle des joints de chaussée est de 850 mm sur piles-culées et de 450 mm sur culées.

Dates jalons

Étude préliminaire	2001-2002
Aps	Validé en août 2003
Arrêté déclaration d'utilité publique	18 mai 2004
Études de projet	Fin 2004 à début 2006
DCE	Achévé en juin 2006
Ouverture des candidatures et des offres	Septembre 2006
Analyse des offres et choix de l'entreprise	Octobre 2006
Notification du marché	29 novembre 2006
Ordre de Service de démarrage des travaux	6 mars 2007 (délai 30 mois)
Démarrage des travaux du viaduc	Fin mai 2007
Construction des 35 piles et des 2 culées	Juin 2007 - février 2009 (20 mois)
Tablier - pose des voussoirs	Juin 2008 - juin 2009 (un an)
Fin des travaux sur viaduc	Fin novembre 2009

Les corniches-caniveaux possèdent une section efficace permettant d'assurer un débit capable supérieur à 350 l/s.

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot (deux appareils par appui, capacité ELS maximale de 1 400 tonnes), sauf pour les quatre piles situées dans la partie centrale de chaque viaduc, qui sont équipées d'appareils d'appui en caoutchouc fretté (quatre appareils 700 x 700 ; 9 (16 + 5) ; 2 x 8 par appui).

Le recours aux appareils d'appui en caoutchouc fretté permet de multiplier le nombre de lignes d'appui non glissants et ainsi de mieux répartir les efforts de freinage particulièrement importants aux Eurocodes.

L'application de l'EC 1-2 pour un ouvrage soumis au chargement Mc120 (convoi militaire, supposé STANAG compatible) aboutit en effet à l'effort de freinage maximal de 900 kN (celui-ci étant linéairement lié à la longueur de l'ouvrage). Dans la plupart des cas, cet effort de freinage est aujourd'hui plafonné à 500 kN par l'annexe nationale de l'Eurocode.

Conclusion

Le chantier de la construction du viaduc de Compiègne, d'un délai de 30 mois, a démarré en mai 2007 et s'est achevé fin 2009 (les épreuves se sont déroulées en novembre 2009).

La mise en service de la rocade Nord-Est de Compiègne est prévue en 2011 après les travaux de terrassements et de chaussées nécessaires au raccordement du viaduc.

Dans le prochain numéro du bulletin Ouvrages d'Art, nous détaillerons les points principaux des études d'exécution, en particulier l'incidence des Eurocodes sur le dimensionnement de l'ouvrage, ainsi que la méthode de construction à l'avancement ■

La construction de l'ouvrage aval de franchissement de la Durance

La liaison Est-Ouest d'Avignon

Daniel Le Faucheur, Fernando Dias, Robert Bonnefoy

Introduction - Contexte général

Dans un article du précédent bulletin « Ouvrages d'Art » [1], nous avons présenté le déroulement des études de projet de l'ouvrage de franchissement de la Durance sur la liaison Est-Ouest d'Avignon. Nous avons notamment détaillé la conception de la solution construite, avec tablier bi-poutre à ossature mixte.

Dans le présent article, nous revenons sur la construction de cet ouvrage mixte pour aborder quelques points des études d'exécution réalisées par le bureau d'études IOA, et contrôlées par le Sétra, notamment Sébastien Brisard en charge du contrôle du tablier.

Cet ouvrage est l'un des premiers grands ponts dimensionnés aux Eurocodes. Le tablier et les appuis de cet ouvrage ont été vérifiés avec ces nouveaux règlements de calcul européens, dont les textes étaient finalisés au démarrage des études d'exécution, en décembre 2005. La construction de l'ouvrage vient de s'achever. Nous avons donc ici l'occasion, d'examiner les impacts liés à l'utilisation des Eurocodes sur la conception.

Charpente métallique

Modèle pour la flexion générale

La courbure et la largeur variable imposaient lors de l'exécution une modélisation spatiale avec la prise

en compte des deux poutres. Le Sétra a utilisé le programme ST1 pour effectuer ce contrôle. Nous détaillons ici le principe de ce calcul. De façon classique, pour une structure mixte, le calcul est effectué de façon itérative. Dans un premier calcul les efforts sont calculés avec les sections homogénéisées. Les zones sur appuis où la contrainte de traction dans la dalle dépasse $2x f_{ctm}$ sous combinaison caractéristique sont considérées comme fissurées, et le béton est supprimé des caractéristiques de ces sections dans le second calcul.

Le modèle utilisé est une poutre échelle où les deux poutres sont reliées par les entretoises réelles espacées de 4 m (cf. figure 1). Il respecte la géométrie réelle des poutres : les portées, les courbures, leur écartement et les cassures angulaires dues à la courbure et à la variation de largeur du tablier.

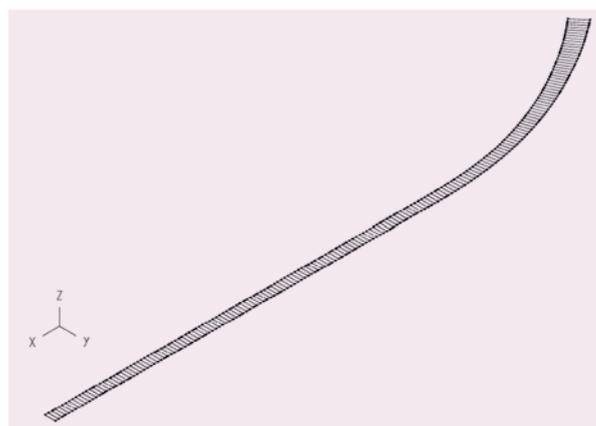


Figure 1 : géométrie du modèle

Dans les ouvrages rectilignes et non-biais, la méthode des entretoises infiniment rigides (méthode de Courbon) permet de ne considérer qu'une seule poutre dans le calcul de flexion générale. Dans le cas du bi-poutre, l'inertie des entretoises n'intervient plus dès que l'on néglige l'inertie de torsion des poutres longitudinales, toute charge est répartie de façon isostatique entre les deux poutres, même en présence d'un léger biais.

Dans le cas présent, on admet ce principe pour obtenir les efforts dans les poutres dus aux charges roulantes du modèle de charge LM1 de l'EN 1991-2. On détermine ensuite les enveloppes d'efforts pour la charge correspondante unitaire (un mètre de largeur pour les charges réparties UDL, un camion du tandem TS pour les charges concentrées), en faisant circuler cette charge successivement sur la poutre extérieure et la poutre intérieure. On obtient donc deux enveloppes E_{ext} et E_{int} unitaires pour chaque charge TS et UDL.

Un calcul de la répartition transversale des charges est effectué en dehors du modèle ST1, par la méthode de Courbon. Pour chaque charge (TS ou UDL) on obtient une valeur de charge à appliquer à chaque poutre Q1 et Q2 (valeurs ponctuelles ou linéiques). En désignant par α le coefficient de répartition transversal et Q la totalité de la charge transversal, on peut écrire $Q_1 = \alpha.Q$ et $Q_2 = (1 - \alpha).Q$

L'enveloppe totale dans une poutre est alors obtenue par combinaison des 2 enveloppes unitaires :

- pour la poutre extérieure

$$\alpha.Q.E_{ext} + (1 - \alpha).Q.E_{int}$$

- pour la poutre intérieure

$$\alpha.Q.E_{int} + (1 - \alpha).Q.E_{ext}$$

L'intérêt de cette méthode simplifiée résulte du fait que les quantités $\alpha.Q$ dépendent très peu de la largeur du tablier lorsque la portée des consoles reste constante. Pour être rigoureux nous avons effectué 3 calculs, chaque résultat étant correct dans la zone voisine de la largeur considérée : la largeur courante dans la partie rectiligne, la largeur dans la travée 1 et une largeur intermédiaire. Les résultats sont peu différents, ce qui évite les difficultés dans les zones intermédiaires. Cette méthode suppose que les charges sont appliquées de la façon la plus excentrée possible entre le bord de l'ouvrage et la poutre opposée. Elle ne considère pas de chargements plus complexes, notamment en damier. Elle ne s'applique donc, par exemple, pas aux effets locaux de flexion transversale. Pour obtenir un chargement plus général, il est nécessaire de créer une surface d'influence comprenant un plus grand nombre de lignes d'influence. La largeur variable complique alors fortement la recherche du chargement le plus défavorable.

Pour les chargements verticaux ce type de modèle ne pose guère de difficultés. On considère les caractéristiques des sections mixtes correspondantes (section, section réduite à l'effort tranchant, inertie) :

- longitudinalement, la section considérée était constituée d'une poutre principale avec la demi-largeur du tablier (éventuellement plafonnée à la valeur de la largeur participante définie dans l'EN 1994) ;
- transversalement, la section considérée était constituée de chaque pièce de pont avec sa largeur de dalle correspondante.

En revanche, concernant les efforts dans le plan de la structure (vent, séisme), ce type de modèle est beaucoup moins satisfaisant. Il est nécessaire de définir les inerties d'axe vertical et les sections réduites correspondantes. Une solution souvent acceptable consiste :

- pour les poutres longitudinales, à considérer l'inertie d'axe verticale des sections homogénéisées, en prenant en compte pour chaque poutre, la moitié de la largeur participante de la dalle ;
- pour les barres de liaison transversales (pièces de pont), l'inertie d'axe vertical n'a plus de sens et il convient de la majorer très fortement, la section pouvant être considérée indéformable en flexion d'axe vertical.

Vis-à-vis des moments d'axe vertical, la structure modélisée se déforme ainsi comme une poutre unique, dans un plan horizontal. En appliquant le théorème de Huyghens aux sections de chaque poutre longitudinale, on retrouve ainsi l'inertie totale d'axe vertical de la section homogénéisée du tablier mixte bi-poutre avec sa largeur participante.

En revanche pour la section réduite à l'effort tranchant des barres de liaison transversales, on peut considérer la section de la dalle correspondante (4,00 m) pour prendre en compte les éventuels gauchissements. Ce découpage en poutre échelle crée des discontinuités au droit de chaque barre transversale. Les efforts dans les barres longitudinales ne sont rigoureusement exacts qu'à mi-distance de deux pièces de pont.

Dans le sens transversal ou longitudinal (entre les poutres), les inerties de torsion des éléments sont calculées en prenant la moitié de l'inertie de torsion de la dalle sur la largeur participante (sensiblement égale à $b.e^3/6$ où e est l'épaisseur et b la largeur). En effet, dans une poutre, le moment de torsion résulte pour moitié des composantes horizontales et pour l'autre moitié des composantes verticales (PRP 75 - Sétra [2]).

Séisme

L'ouvrage est en classe C (arrêté du 15 septembre 1995) et l'arrondissement d'Avignon est classé en zone de sismicité 1A (décret n°91-461 du 14 mai 1991) d'où une accélération nominale à prendre en compte de $1,5 \text{ m/s}^2$. Pour l'étude sismique et pour le contrôle des études d'exécution, le Sétra a utilisé un modèle Pcp.

Nous avons contrôlé que notre modèle de type poutre échelle restait utilisable pour l'étude sismique, en comparant les résultats avec ceux obtenus avec une poutre unique. La souplesse supplémentaire liée à la modélisation est acceptable pour les premiers modes. Le comportement du modèle à poutre unique n'est pas réaliste en torsion, car la torsion gênée (torsion de Vlassof) est prépondérante. Pour obtenir le premier mode de torsion, il convient soit d'augmenter de façon fictive l'inertie de torsion de Saint-Venant (calcul ci-dessous), soit de modéliser au moins deux poutres parallèles disposées au droit de la dalle et éventuellement des membrures inférieures permettant de modéliser au mieux la rigidité de torsion gênée de la structure réelle.

Dans une travée de longueur L , on considère 2 poutres séparées d'une distance d , d'inertie de flexion I , et d'inertie de torsion k . La déformée z des poutres est liée à la rotation θ_x du tablier supposé indéformable transversalement :

$$z = \pm \theta_x \cdot d/2$$

Le couple extérieur C_x est équilibré par les 2 couples γ_x dans les poutres principales et les 2 efforts tranchants V_z excentrés de $d/2$:

$$C_x = V_z \cdot d + 2 \cdot \gamma_x$$

Soit $z = \pm w \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$ les déformées des poutres et K

l'inertie équivalente. On écrit :

$$\begin{aligned} C_x &= -GK \frac{d\theta_x}{dx} = V_z d + 2 \cdot \gamma_x \\ &= EI_y \frac{d^3 z}{dx^3} - 2Gk \frac{d\theta_x}{dx} \\ &= -EI_y \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \frac{d^2}{dx^2} \theta_x - 2Gk \frac{d\theta_x}{dx} \end{aligned}$$

On en déduit l'inertie de torsion équivalente :

$$K = 2k + \frac{\pi^2 d^2 E}{2L^2 G} I_y$$

Le premier terme est la somme des inerties de torsion des deux poutres, le second est dû à la torsion gênée. En considérant une travée indépendante où chaque poutre est chargée par une force et un couple uniforme, l'écriture de l'égalité des flèches à la clé fournit sensiblement la même valeur mais de façon moins rigoureuse :

$$K = 2k + \frac{384 d^2 E}{80 L^2 G} I_y$$

Le fait d'utiliser une déformée sinusoidale montre clairement que cette inertie équivalente est uniquement valable pour le premier mode de torsion de la travée de longueur L .

L'entreprise a utilisé un modèle comprenant 2 poutres reliées par des éléments finis. Ce modèle semble plus satisfaisant car il ne présente pas les défauts décrits ci-dessus. On note cependant que la rigidité de dalle située entre les poutres est prise en compte à la fois dans les éléments finis et dans l'inertie des poutres.

Pour l'étude sismique, le modèle à poutre unique présente des avantages par rapport à un modèle plus lourd. Les modes propres sont donnés par période décroissante. Avec le modèle à poutre unique, les principaux modes apparaissent rapidement. Tout découpage dû à la modélisation crée des modes supplémentaires qui peuvent s'insérer entre les modes principaux et retarder ainsi l'apparition de modes intéressants.

Ainsi du fait du grand nombre de travées les premiers modes des piles les plus hautes n'apparaissent qu'à partir du quarante-septième mode dans le modèle à poutre unique. Ils n'apparaissent pas dans les autres modèles plus complexes.

La modélisation la plus intéressante serait donc la poutre unique avec prise en compte de la torsion gênée (bi-moment - gauchissement). Dans tous les cas, il convient d'étudier un nombre suffisant de modes et surtout de s'assurer qu'aucun mode important n'a été oublié.

Enfin du fait de l'absence de symétrie de la structure et des biais des appuis, nous avons utilisé la combinaison quadratique complète (CQC) pour le cumul des modes.

Comme indiqué précédemment, la partie de tablier située entre C0 et P4 est libre de se déplacer suivant les deux directions. Sous l'effet d'un séisme à composante transversale élevée (et aussi longitudinale du fait de la courbure), les déplacements transversaux sont donc relativement importants, de l'ordre de 100 mm sur la pile P2 et 115 mm sur la pile P3. Pour la pile P4 équipée d'appareils d'appui en élastomère fretté, les déplacements sont de l'ordre de 100 mm. Néanmoins

la distorsion d'environ 0,70 reste nettement en deçà de 2,00, la valeur maximale admise sous séisme.

Vent

Pour les vérifications au vent en cours de lançage, il convient de définir deux actions de vent :

- le vent maximum autorisé pendant le lançage : le lançage ne pourra être réalisé que si la vitesse du vent est inférieure à 50 km/h en vitesse moyenne et 70 km/h en vitesse de pointe ;
- le vent à utiliser dans les positions d'arrêt entre 2 lançages, il s'agit en général du vent décennal (EN 1991-1-4).

Par rapport au fascicule 61 titre II, les actions dues au vent sont fortement augmentées. D'une part la pression de vent dépasse 125 kg/m^2 , d'autre part, l'Eurocode précise qu'en l'absence de la dalle de couverture, il convient de prendre en compte l'action du vent sur les deux poutres. Avec les anciens règlements, on se limitait à une majoration de 50 %.

Pendant le lançage la structure n'était pas contreventée. Les calculs ont montré que cette disposition restait acceptable avec les actions du vent des nouveaux règlements, à condition de contreventer correctement l'avant-bec (cf. photo 1).

Un modèle spatial a été utilisé. Dans le plan, la poutre échelle est conservée. Mais au voisinage de l'attache des pièces de pont sur les poutres principales, les membrures inférieures étant fixées sur l'âme de faible rigidité, seule la membrure supérieure des pièces de pont est prise en compte. Les semelles des poutres longitudinales sont prises en compte avec

leurs caractéristiques réelles et leur cote réelle. Les calculs ont montré qu'environ la moitié des efforts était reprise par le fonctionnement en poutre échelle. L'autre moitié était reprise directement par la flexion de chaque poutre.

Le point le plus délicat a été la justification des montants verticaux situés sur appui. La charpente étant en effet maintenue par des dispositifs de guidage «latéral», l'effort exercé par le guide devait pouvoir être repris par une seule poutre principale. Un seul montant ne permettait pas d'équilibrer l'action du vent. Il a donc fallu modéliser les montants par des appuis élastiques sur une longueur importante. Ce calcul a montré que le montant courant situé au droit de l'appui ne reprenait qu'un tiers de la réaction horizontale sur appui, et, a permis d'estimer les flexions transversales dans la membrure inférieure. Il convient de noter que sur appui la capacité de la semelle inférieure ne devait pas être entièrement utilisée pour la flexion longitudinale. Elle devait conserver une marge pour pouvoir reprendre de façon concomitante les actions transversales dues au vent, qui aggravent par ailleurs les risques d'instabilité au déversement. Il fallait donc si possible éviter que le premier appui après l'avant-bec soit situé dans une zone non renforcée et fortement sollicitée.

Calculs au second ordre

Déversement de la semelle inférieure près de l'appui

Compte tenu de la variation des efforts et de la section de la semelle inférieure, un calcul au second ordre est effectué pour estimer les premiers



Photo 1 : charpente métallique en cours de lançage

modes de flambement et les charges critiques correspondantes, afin d'effectuer les vérifications demandées par l'Eurocode. La modélisation la plus rudimentaire comprend une seule poutre maintenue transversalement par des appuis élastiques au niveau des montants situés au droit des pièces de pont.

La section de cette poutre comprend la semelle inférieure et le tiers de la hauteur d'âme comprimée. Les inerties de flexion d'axe vertical et de torsion sont pratiquement celles de la membrure inférieure. La semelle inférieure étant tenue par l'âme, son inertie d'axe horizontal est choisie très grande pour éviter le flambement dans un plan vertical. Cette poutre est chargée par des actions axiales réparties, créant l'effort normal obtenu dans le calcul ELU (contrainte moyenne dans la semelle). L'application des charges suivant l'axe longitudinal est défavorable. Ces actions générées par le chargement vertical sont en réalité exercées par l'âme et sont donc suivant la direction de la poutre en tout point (force suiveuse). Pour le calcul des modes (calcul linéaire), une modélisation complète par des éléments finis de la section et en particulier de l'âme serait nécessaire pour rendre ces forces suiveuses intérieures au modèle. Mais cette modélisation n'est ici pas indispensable.

Dans le cas présent, du fait de la grande rigidité de l'entretoise sur appui, le mode symétrique n'est pas le premier mode. Les effets du second ordre sont donc peu importants sur appui. En revanche, les effets du second ordre dus au premier mode, le mode antisymétrique, sont particulièrement importants. Il convient donc de contrôler la section située au voisinage du quart de l'onde et surtout la section située au changement d'épaisseur de tôle.

Ces effets de second ordre étant très pénalisants dans l'Eurocode, il convient de disposer un fort entretoisement sur au moins les 2/3 de l'onde. Ceci a conduit à renforcer les deux premières pièces de pont, de part et d'autre de chaque appui, au moyen de goussets triangulaires de 1,20 m de coté bordés par une tôle de 200 x 20 mm.

Pièces de pont et consoles

En service, les pièces de pont connectées à la dalle résistent particulièrement bien aux moments positifs entre les deux poutres. La dimension de la pièce de pont est donc plutôt déterminée par le moment négatif en console, y compris dans la zone où l'espacement entre les poutres principales est le plus grand.

Un modèle aux éléments finis prenant en compte les effets du second ordre a été établi afin d'étudier le déversement de la semelle inférieure de la console. La largeur de la semelle inférieure de 25 mm d'épaisseur varie de 300 à 500 mm. La semelle inférieure de la console est soudée sur l'âme de la poutre principale de faible rigidité d'axe verticale. En face de cette liaison, de l'autre côté de l'âme, la semelle inférieure



Photo 2 : renforcement de la pièce de pont à proximité d'un appui



Photo 3 : consoles avant bétonnage de la dalle



Photo 4 : extrémité de la tôle additionnelle soudée sur la semelle inférieure

de la pièce de pont et le montant (cf. photo 2 et 3) gênent la rotation d'axe verticale mais, par souci de simplification, dans le calcul Sétra, la semelle inférieure de la console a été considérée simplement bloquée en déplacement et libre en rotation d'axe vertical. Il s'agit de conditions défavorables et donc sécuritaires dans ce cas-là.

La raideur de l'âme dépend de sa hauteur qui varie de 1,20 à 0,30 m. Du fait de l'absence d'encastrement au droit de l'âme, le plat de fermeture à l'extrémité de la console situé sous la longrine BN4 a une grande

influence sur la force critique de flambement, en créant un blocage transversal efficace de la semelle. Dans ce cas il est important de rendre la force suiveuse, c'est-à-dire qu'elle reste appliquée dans le référentiel local dans la géométrie déformée. Le modèle général par éléments finis s'est avéré plus avantageux que le modèle avec des appuis transversaux élastiques, modélisant le rappel de l'âme par bandes. En effet, le calcul des modes propres (calcul linéaire) n'est pas compatible avec un chargement par des forces suiveuses.

Tôles additionnelles sur semelle inférieure

Dans les zones sur appui, la semelle inférieure est épaissie par ajout d'une tôle additionnelle de 1,40 m de largeur entre l'âme et la tôle continue de 1,50 m de largeur (voir article précédent du bulletin « Ouvrages d'Art n° 62 », paragraphe « charpente - poutres » [1]). La tôle additionnelle est soudée sur l'âme et la tôle continue est soudée sur la tôle additionnelle (cf. figure 2).

La tôle additionnelle est donc chargée progressivement par l'âme au niveau de la jonction. En revanche, la tôle continue est principalement chargée en extrémité, mais le cordon de soudure entre les deux tôles assure une certaine redistribution des efforts entre les deux tôles. La tôle additionnelle devant assurer la stabilité de la tôle extérieure, à partir du moment où cette dernière n'est plus tenue par l'âme, elle ne doit pas être trop fine. On peut considérer que son épaisseur doit être au moins égale au tiers de l'épaisseur totale.

Il était donc indispensable de vérifier la stabilité d'ensemble. Les tôles de la semelle inférieure doivent pouvoir supporter l'effort de compression sans voilement (cloquage). En pratique, cela revient à vérifier que la zone de plastification des tôles reste limitée. Le calcul au second ordre a été effectué sous le chargement ELU, avec une déformation initiale de 3,75 mm (1 500 mm/400) de chaque tôle telle que représentée sur la figure 3. Outre la liaison latérale représentant le cordon de soudure, des liaisons unilatérales ont été ajoutées entre les deux plaques. Ces liaisons unilatérales permettent l'écartement des deux tôles mais pas leur interpénétration.

Cette vérification ne s'est pas avérée pénalisante. Cependant, dans la zone de l'appui P3, l'épaisseur de la tôle additionnelle initialement prévue à 25 mm a été redimensionnée à 30 mm.

La tôle continue est fixée sur la tôle additionnelle au moyen d'une soudure périphérique. Les extrémités de la tôle additionnelle de 1,40 m de largeur et 11,80 m de longueur sont conformes au schéma figurant dans un article de Jacques Berthelémy du bulletin « Ouvrages d'Art n° 9 » [3]. À l'about, sa largeur est progressivement réduite et le tiers central restant est délardé avec une pente de 1/5 (cf. photos 4 et 5). Pour dimensionner les soudures périphériques, deux zones

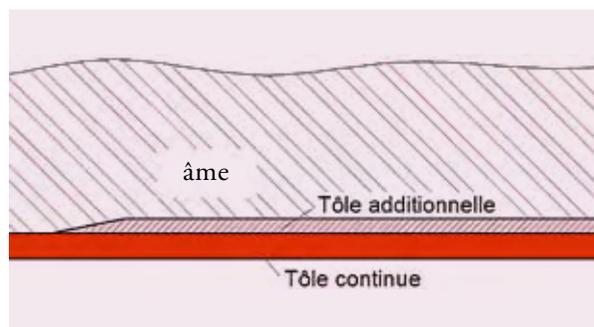


Figure 2 : coupe longitudinale semelle inférieure

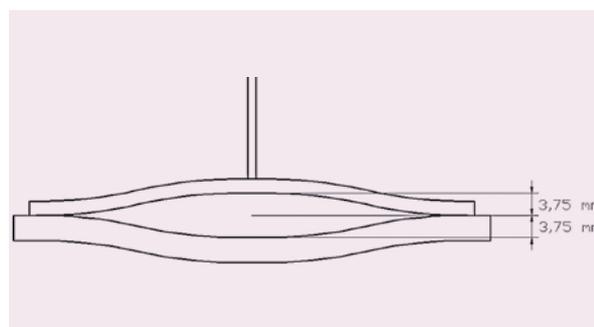


Figure 3 : déformation initiale semelle inférieure



Photo 5 : extrémité d'une tôle additionnelle soudée sur la semelle inférieure

sont définies : une zone de diffusion des efforts et une zone courante. Dans la zone courante, les cordons de soudures entre les tôles de la semelle inférieure sont identiques aux cordons qui assurent la liaison entre l'âme et la semelle, ce qui place dans le sens de la sécurité vis-à-vis des seuls efforts de cisaillements.

Pour dimensionner les soudures périphériques à l'about, il est utile de définir une longueur de diffusion des efforts. On admet qu'en dehors de cette zone les contraintes varient linéairement sur la hauteur de la section et que l'effort normal dans la semelle inférieure est fourni par la résistance des matériaux.

La contrainte moyenne dans les cordons de soudure de cette zone est obtenue par différence entre les efforts normaux dans les deux sections de part et d'autre de la zone de diffusion. Il suffit d'écrire successivement l'équilibre de chaque tôle.

Avec les notations de la figure 4, on obtient :

- équilibre général des deux tôles $V = F1 + F2 - F3$
- équilibre de la tôle inférieure $X = F3 - F2$
- équilibre de la tôle additionnelle $V = F1 - X$

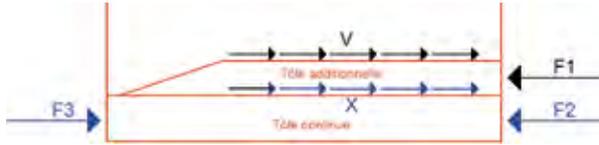


Figure 4 : équilibre des efforts dans la zone de diffusion

V correspond à l'intégrale des efforts des cisaillements entre l'âme et la semelle. Il convient de noter que cette intégrale comprend le terme δV qui résulte de la discontinuité de la section.

Ce terme peut s'exprimer par la relation

$$\delta V = M \cdot \left(\frac{\mu'}{I'} - \frac{\mu}{I} \right)$$

avec :

- M : Moment fléchissant d'axe longitudinal
- I, μ : inertie de la section et moment statique de la semelle sans tôle additionnelle
- I', μ' : inertie de la section et moment statique de la semelle avec tôle additionnelle

En général on utilise l'effort tranchant pour dimensionner les cordons de soudure, ce terme est alors négligé. Son importance dépend de variation de la participation de l'âme dans l'inertie de la section. Il est défavorable en ce qui concerne la soudure âme/semelle, mais favorable en ce qui concerne la connexion de la dalle (sauf en about de plot).

X est l'effort global recherché, il correspond à l'intégrale des efforts de cisaillement entre les deux tôles. Pour un cas de charge donné, par exemple l'ouvrage à vide, il est facilement obtenu à partir de la seconde équation correspondant à l'équilibre de la tôle inférieure continue.

La recherche de la valeur maximale de X due aux surcharges est plus délicate car les efforts extrêmes dans les deux sections ne sont pas concomitants. On peut l'estimer en utilisant la troisième équation en considérant la valeur maximale de $F1$ et l'effort tranchant concomitant. L'effort V est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement correspondante par l'épaisseur de l'âme et par la distance entre les deux sections, le terme δV dû à la discontinuité peut être

omis car on veut minimiser V . Cette façon de procéder est assez pratique pour le calcul des cisaillements en présence d'une discontinuité du moment (diffusion pure) ou de la section. Elle consiste à calculer les cisaillements à vide de façon rigoureuse par différence des efforts normaux dans deux sections, et à estimer les cisaillements dus aux surcharges à partir de l'effort tranchant, donc en négligeant l'effet de la discontinuité pour ces deux efforts.

La longueur de diffusion ne doit pas être choisie trop grande car cela conduirait à réduire la section des cordons de soudure du fait qu'à la fois leur longueur augmente et l'effort diminue car $F2$ augmente (seconde équation). Dans le cas présent nous avons retenu 1,5 fois la largeur de la semelle. Afin de limiter les plastifications locales, il aurait été plus sécuritaire de choisir une longueur de diffusion plus faible. Le calcul ci-dessus montre tout l'intérêt de l'introduction progressive de la largeur de la tôle additionnelle, et donc de la forme de la découpe A préconisée dans le bulletin « Ouvrages d'Art n°9 » [3].

Dalle en béton armé

La dalle a une épaisseur constante de 24 cm avec des renformis de 4,5 cm d'épaisseur à l'axe des poutres principales, environ 6 cm sur les pièces de pont et environ 3 cm sur les consoles (cf. figure 5).

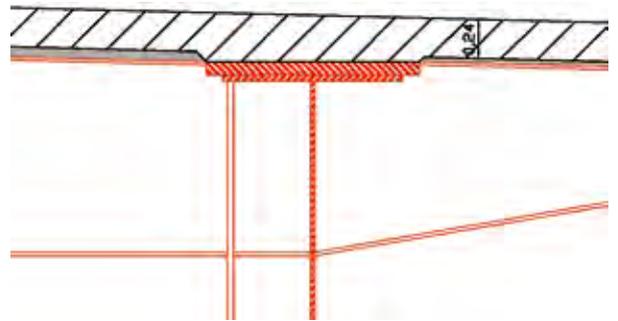


Figure 5 : coupe transversale de la dalle sur poutre et pièce de pont

Flexion générale

La vérification en flexion générale est effectuée avec le contrôle de la charpente métallique. Du fait du pianotage lors du bétonnage de la dalle, cette vérification est peu contraignante. Par rapport aux anciens règlements, les pratiques sont peu modifiées. Il convient de respecter le ferrailage minimum demandé par l'EN 1994-2. Le contrôle de la fissuration de la dalle est désormais effectué sous la combinaison fréquente des actions.

Flexion locale

Pour l'étude en flexion locale, la dalle est modélisée aux éléments finis avec une épaisseur constante. Elle est considérée simplement appuyée au droit des poutres principales et des éléments transversaux supposés infiniment rigides. Vis-à-vis de la flexion longitudinale, la prise en compte de la souplesse des pièces de pont conduirait, dans l'axe du pont, à une augmentation des moments positifs et à une réduction des moments négatifs sur appui. De même la rigidité des longrines d'ancrage des BN4 n'est pas prise en compte, ce qui est défavorable pour la partie en console.

Le calcul des efforts a été effectué par déplacement et intégration des charges sur les surfaces d'influence calculées suivant la méthode décrite dans le bulletin « Ouvrages d'Art n° 54 » [4]. Le modèle utilisé par le Sétra comprend 4 panneaux de 4,00 m, soit une longueur de 16,00 m. La largeur est celle de la dalle en C0 pour être dans la configuration la plus défavorable, soit 27,90 m de largeur totale et 18,40 m entre poutres. Le séparateur central est considéré comme amovible et les charges de la EN 1991-2 peuvent se déplacer librement sur toute la largeur du tablier. La dalle est modélisée à l'aide d'éléments quadrangulaires à 8 nœuds de taille voisine de 0,36 x 0,36 m dans la zone la plus fine du maillage. Le coefficient de poisson est de 0,2.

Les principaux résultats des moments dans la dalle sont donnés dans le tableau n° 1 (repère des points sur la figure 6). Les efforts dus au chargement LM1, étant peu dépendants de la largeur du tablier, peuvent être réutilisés pour une structure analogue avec des pièces de pont distantes de 4,00 m.

En outre, l'étude a montré que l'effort tranchant, dont la valeur maximale Q_x sur pièces de pont dans l'axe de l'ouvrage, figure dans le tableau 1, diminue rapidement lorsque l'on s'écarte de l'axe de la pièce de pont.

Les différentes vérifications de l'EN 1992-2 en flexion locale seule ont été effectuées en prenant en compte les renformis sur appuis (à l'ELU, à l'ELS caractéristique, le contrôle de l'ouverture des fissures sous la combinaison fréquente). La vérification à l'ELU s'est avérée la plus défavorable. Avec la prise en compte des renformis, les calculs donnent des sections d'aciers longitudinaux supérieurs plus faibles que celles des aciers inférieurs. Il convient de noter que ce résultat est obtenu en l'absence de séparateur central.

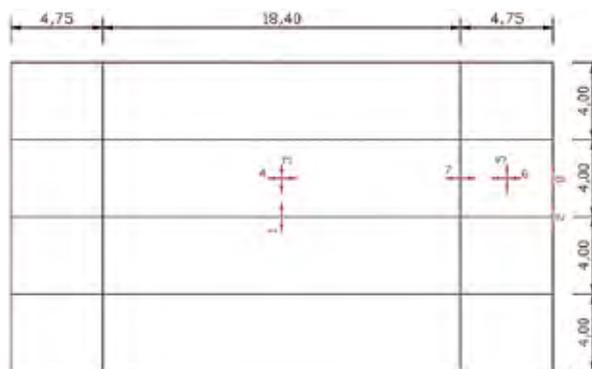


Figure 6 : vue en plan de la dalle modélisée

	Moment (en kN.m/m)	Modèle LM1	Poids propre	Total
1	M_{xx} sur pièce de pont	- 60,10	- 10,86	- 70,96
2	M_{xx} en extrémité de console	- 45,26	- 34,16	- 79,42
3	M_{xx} au centre de la dalle	71,12	5,42	76,54
4	M_{yy} au centre de la dalle	38,07	1,07	39,14
5	M_{xx} au centre de l'encorbellement	52,33	5,71	58,04
6	M_{yy} au centre de l'encorbellement	30,85	0,88	31,72
7	M_{yy} sur poutre	- 76,26	- 7,68	- 83,94
8	M_{xx} en extrémité de l'encorbellement	66,08	14,50	80,58
Q_x	Effort tranchant sur pièces de pont entre poutres (en kN/m)	209,15	17,75	226,9

M_{xx} : moment longitudinal M_{yy} : moment transversal

Tableau 1 : moment à l'ELS caractéristique – Source : valeurs ponctuelles calculées par Sébastien Brisard (Sétra)

Interaction de la flexion générale et de la flexion locale

Conformément à l'article 5.4.4 de l'EN 1994-2, il convient de cumuler les effets de la flexion générale et de la flexion locale avec les coefficients de combinaison donnés par l'annexe E de l'EN 1993-2 :

- 100 % effet local + 70 % effet général,
- 100 % effet général + 70 % effet local.

Conformément à l'article 7.2.1 (alinéa 8) de l'EN 1994-2, les contraintes dans les aciers passifs ont été calculées, avec cumul des actions sous combinaison ELS caractéristique, afin de s'assurer qu'en l'absence de redistribution des efforts, il n'y avait pas de plastification, ou que leur contrainte ne dépassait pas $0,8 \cdot f_{yk}$. Dans ce cumul les effets locaux sont prépondérants, ce qui conduit à effectuer l'étude au milieu du panneau et à calculer les efforts par unité de longueur de dalle en ce point.

Concernant la flexion générale, le paragraphe 5.4.1.2 (alinéa 8) de l'EN 1994-2 indique que la répartition des contraintes dans la dalle du fait du traînage de cisaillement peut être pris en compte suivant le paragraphe 3.2.2 de l'EN 1993-1-5. Les contraintes sont alors plus importantes dans l'axe de la poutre mixte chargée (la poutre principale ou la pièce de pont) et diminuent en s'éloignant de l'axe. On peut prendre en compte cette diminution dans le calcul de la contrainte des aciers passifs au niveau des points étudiés, au milieu du panneau et excentrés par rapport aux axes des poutres ou pièces de pont.

En flexion longitudinale, sous l'effet général, la largeur efficace étant égale à la largeur totale dans la partie rectiligne, la contrainte dans la dalle et les aciers passifs longitudinaux est répartie assez uniformément sur toute la largeur.

Par contre pour la flexion transversale, la largeur efficace est de 2,225 m pour une distance de 4,00 m entre pièces de pont. Sous flexion générale de la console, la prise en compte du traînage de cisaillement

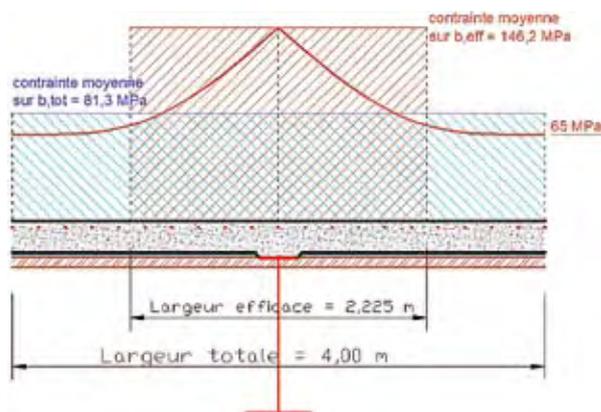


Figure 7 : répartition de la contrainte des aciers transversaux supérieurs autour d'une console

donne par exemple une variation importante de la contrainte de traction des aciers transversaux supérieurs représentée en figure 7 : 146,2 MPa à l'axe de la pièce de pont et 65 MPa entre 2 pièces de pont (point n° 7 sur la figure 6). On note que cette dernière valeur est légèrement inférieure à la contrainte moyenne de 81,3 MPa obtenue en répartissant l'effort total sur la largeur de 4,00 m.

Bilan des sections d'armatures passives en partie droite

Cette dernière vérification, avec un simple cumul des contraintes (à l'ELS caractéristique), s'est avérée plus sévère que les contrôles effectués en considérant séparément l'effet de la flexion générale ou de la flexion locale.

Les sections d'armatures passives mises place en partie droite sont les suivantes :

- ferrailage longitudinal :
 - nappe supérieure : 8 HA16/m
 - nappe inférieure : 8 HA16/m
 - 4 HA20/m et 4 HA16/m entre les poutres dans les zones sur appui
- ferrailage transversal :
 - nappe supérieure : 8 HA16/m sur les poutres et 8 HA14/m ailleurs
 - nappe inférieure : 8 HA14/m.

Le cumul des effets a été effectué directement au niveau des contraintes dans les armatures, en prenant en compte la flexion générale d'une part, et la flexion locale sans effort normal d'autre part.

En étudiant séparément les effets généraux et les effets locaux, on néglige certains points :

- le coefficient de poisson n'est pris en compte que dans l'étude locale,
- la déformée d'effort tranchant qui provoque une flexion de la dalle localement sur appui. Sur les encorbellements, elle est en partie compensée par la flexion de la console (au second ordre). Mais entre les poutres principales, avec une forte inertie de l'entretoise sur appui, l'effet de cette flexion locale est plus important. La dalle étant très mince par rapport à la hauteur de la poutre, cet effet est négligé conformément à la pratique courante. Il serait cependant intéressant d'estimer cet effet qui règne uniquement sur l'entretoise sur appui. L'âme en acier S460 supporte en effet des contraintes de cisaillement importantes.

Par ailleurs, il serait plus logique de cumuler dans la dalle, la traction due à la flexion générale et le moment dû à la flexion locale. Avec un calcul en flexion composée, les contraintes dans les aciers tendus

peuvent être légèrement supérieures à celles obtenues en effectuant un simple cumul des contraintes. Cette légère différence s'explique par le fait que le bras de levier du couple élastique (environ 0,175 m) est légèrement plus important que la distance entre les deux nappes d'armatures (0,160 m). La différence s'accroît lorsque l'effort de traction dans la dalle augmente, mais ne dépasse pas 10 MPa.

Une analyse plus fine du cumul montre que c'est l'allongement moyen de la dalle qui reste constant plutôt que l'effort normal. Cet allongement moyen est dû à la flexion générale, il est imposé à la dalle par les semelles supérieures. Prise séparément, la flexion locale provoque un allongement de la dalle en son centre de gravité. Mais l'application de la flexion locale cumulée ne modifie pas l'allongement moyen imposé par la flexion générale. Dans les zones où la dalle est peu tendue, l'effet de voûte correspondant à la valeur moyenne de cet allongement crée une légère réserve de sécurité. Cette réserve diminue lorsque la traction de la dalle augmente et disparaît lorsque la section devient entièrement tendue. La prise en compte de la participation du béton tendu sur une fibre et de la compression du béton sur l'autre fibre est trop complexe. Cet effet qui est pris en compte dans la flexion générale a donc été forfaitairement pondéré par le coefficient 0,70.

L'étude de ces effets secondaires n'a pu être abordée dans le cadre des études de cet ouvrage. La prise en compte de l'un de ces effets isolés peut s'avérer défavorable ou favorable. À défaut d'études complémentaires, il est donc préférable de sommer directement les contraintes dues à la flexion locale et celles dues à la flexion générale (y compris le tension stiffening) suivant la combinaison indiquée au paragraphe « Interaction de la flexion générale et de la flexion locale ». Le coefficient de combinaison de 0,70 constitue probablement la plus grande incertitude. Par contre les déformations des poutres dues à l'effort tranchant peuvent créer des flexions localement sur l'entretoise sur appui.

Pré-dalles dans la partie courbe

Dans la partie de largeur variable, la conception de l'outil pour déplacer les coffrages devenait trop complexe. L'entreprise a donc proposé de réaliser la partie centrale de la dalle entre les poutres principales en utilisant deux pré-dalles participantes préfabriquées de 12 cm d'épaisseur courante, avec un clavage au sommet du toit (cf. photos 6 et 7).

Les pré-dalles étant participantes, la couture au droit de la reprise de bétonnage a été vérifiée en respectant le paragraphe 6.2.5 de l'EN 1992-2. La vérification est à faire avec soin, les efforts de cisaillement doivent être estimés correctement. Les surfaces de reprise doivent être rugueuses et les valeurs retenues pour cette vérification sont : $c = 0,45$ et $\mu = 0,7$.

En flexion, le bétonnage en deux phases de la dalle modifie principalement la vérification des aciers longitudinaux inférieurs. En phase de construction, les pré-dalles sont d'abord soumises à la flexion due au poids du béton mou et aux surcharges de chantier. Elles sont simplement appuyées sur une poutre principale et deux pièces de pont. Pour cette phase, on vérifie les contraintes dans les armatures inférieures et en fibre supérieure de la pré-dalle. Après achèvement, la dalle doit supporter la totalité des charges. En service à l'ELU, on ne tient pas compte du phasage de construction pour les calculs de contraintes dans la dalle. Pour les calculs en service à l'ELS, il convient d'additionner les contraintes obtenues dans les différentes phases.



Photo 6 : pré-dalles en cours de pose



Photo 7 : pré-dalles en cours de pose



Le cumul des contraintes dans les aciers inférieurs de la dalle s'avère sécuritaire. En effet, le fluage de la dalle entraîne une redistribution des efforts dus au poids propre (de l'ordre de 50 %), qui sont initialement repris par la pré-dalle. En flexion locale, pour les combinaisons à l'ELS caractéristique en service, les moments positifs appliqués sur la dalle terminée sont environ six fois plus importants que ceux initialement appliqués sur la pré-dalle. Ces moments décompriment la zone inférieure de la dalle, donc la pré-dalle. L'effet du phasage devient moins important, il disparaît presque totalement dans les zones sur appui, lorsque la pré-dalle devient entièrement tendue.

En revanche, avec un bétonnage en deux phases de la dalle, il se produit un retrait différentiel entre les deux bétons d'âges différents. Le béton de deuxième phase, en faisant son retrait, comprime le béton plus ancien en fibre supérieur de la pré-dalle et augmente donc la traction des aciers inférieurs. Dans le cadre d'une prise en compte plus rigoureuse du phasage de bétonnage, ce retrait différentiel ne pourrait pas être négligé.

Dans la zone des pré-dalles, le ferrailage de la dalle en nappe supérieure est identique à celui de la partie droite. Avec un bétonnage en 2 phases, la réduction des contraintes dans ces aciers est très faible. En revanche, le cumul direct des contraintes dans les aciers longitudinaux inférieurs a conduit à une légère augmentation des sections dans la partie centrale située entre les poutres principales :

- en travée :
(4 HA20 + 4 HA16)/m au lieu de 8 HA16/m ;
- en zone sur appui :
8 HA20/m au lieu de (4 HA20 + 4 HA 16).

Cisaillements verticaux dans la dalle

La vérification de la résistance de la dalle à l'effort tranchant et le dimensionnement des cadres sont effectués suivant l'article 6.2 de l'EN 1992-1-1.

Dans les zones peu sollicitées, en s'éloignant des pièces de pont ou des poutres principales, l'article 9.2.2 de l'EN 1992-1-1 prévoit un ferrailage minimum d'effort tranchant. La redistribution transversale des charges dans la dalle étant possible, on peut omettre ce ferrailage minimal conformément à l'article 6.2.1 (alinéa 4) de l'EN 1992-1-1. Il convient cependant de prévoir un nombre suffisant d'armatures verticales (au moins 2 cadres /m²) pour supporter en cours de construction, sans déformations excessives, le poids des nappes supérieures et du personnel.

À proximité des pièces de pont, la redistribution des charges est moins évidente. Par ailleurs, les contraintes de cisaillement obtenues à une distance égale à $d/2$ de l'axe (avec d hauteur utile de la dalle) dépassent

légèrement la contrainte admissible, si on néglige la réduction de l'article 6.2.2 (alinéa 6) de l'EN 1992-1-1. L'effort tranchant chute très rapidement en s'éloignant de l'axe de la pièce de pont. La différence en termes de section d'acier est très importante. Si la contrainte admissible est dépassée, le calcul suivant l'article 6.2.3 de l'EN 1992-1-1 donne une section d'armatures d'effort tranchant importante. Pour des contraintes inférieures, aucune armature n'est requise.

Nous avons donc considéré que des armatures d'effort tranchant étaient nécessaires à proximité des pièces de pont. Nous avons admis une forte inclinaison des bielles de $\theta = 21,8^\circ$ (soit $\cotan\theta = 2,5$) qui a permis de réduire la section d'armatures calculée. Elle reste cependant assez importante.

En pratique, outre les cadres disposés au-dessus de la pièce de pont, nous conseillons de prévoir au moins une file de cadres de part et d'autre, à proximité de la pièce de pont.

Dispositions constructives

Les dispositions constructives des EN 1992 sont plus exigeantes pour les recouvrements des barres de gros diamètre, notamment pour la nappe extérieure (la plus proche du parement béton). Dans les zones de recouvrement de barres tendues de diamètre supérieur ou égal à 20 mm, l'article 8.7.4.1 (alinéa 3) de l'EN 1992-1-1 demande de placer des barres transversales (perpendiculaires) entre celles-ci et le parement. Si plus de 50 % de ces barres sont ancrées par recouvrement dans une même section, il convient d'utiliser comme armature transversale des cadres ancrés dans la section.

Ces nouvelles dispositions devraient conduire à une meilleure qualité des constructions dans les zones de recouvrement :

- les enrobages sont souvent moins bien respectés que dans les parties courantes. Sur les ouvrages existants, on constate que la majorité des dégradations se produisent dans les zones de recouvrement des aciers en nappe extérieure ;
- la transmission des efforts entre les barres est assurée par l'équilibre des bielles de béton produites autour de chacune des barres. L'équilibre des bielles parallèles à la paroi est bien assuré par les aciers transversaux. Mais l'équilibre des bielles perpendiculaires à la paroi n'est pas toujours assuré. Il ne l'était jamais dans les dalles pour des aciers en recouvrement sur la nappe extérieure. Lorsque le diamètre de la barre devenait important par rapport à son enrobage, cette disposition n'était pas satisfaisante ;
- dans les zones comprimées, les barres transmettent une partie de l'effort de compression de façon

concentrée à leur extrémité. Cet effort est accru par le retrait. Il en résulte des efforts de diffusion importants à l'extrémité des barres de gros diamètre. En complément des dispositions précédentes, l'article 8.7.4.2 de l'EN 1992-1-1 demande d'ajouter une barre transversale supplémentaire, à l'extrémité des barres comprimées, pour reprendre ces efforts de diffusion.

Dans le cas d'un pont mixte à pièces de pont, les barres les plus sollicitées sont les armatures longitudinales, notamment sous l'effet de la flexion locale. Il est donc intéressant d'avoir un maximum de bras de levier pour les aciers longitudinaux, en les plaçant au plus près du parement, à l'extérieur des aciers transversaux. Il n'est alors plus possible de respecter les dispositions précédentes.

Le ferrailage longitudinal courant est constitué de barres de diamètre 16 mm. Mais dans les zones sur appui et dans la partie de largeur variable (pré-dalles), des barres longitudinales de diamètre 20 mm sont mises en place pour renforcer le ferrailage inférieur entre les poutres. L'article 8.7.4.1 de l'EN 1992-1-1 n'est donc pas rigoureusement respecté. Néanmoins, la majorité des barres ayant un diamètre de 16 mm, cette disposition a été acceptée. Il a cependant été demandé que la proportion de barres avec recouvrement dans une même section ne dépasse pas 50 %. En outre les recouvrements sont décalés de 0,30 fois la longueur de recouvrement, conformément au schéma 5.5 au paragraphe 5.3.b du chapitre 8 du guide méthodologique « Eurocode 2 » du Sétra [5]. Les dispositions imposées par l'Eurocode 2, vis-à-vis des recouvrements, sont résumées dans le tableau de l'article 5.4 du chapitre 8 de ce même guide. On voit que l'on se situe majoritairement dans le 1^{er} cas du tableau, et dans le 2^e cas sur quelques zones.

Les armatures transversales sont placées en deuxième lit, à l'intérieur des barres longitudinales. Dans ce cas, le recouvrement de toutes les barres dans une même section devient alors possible. La configuration permet de placer des cadres dans la zone de recouvrement, comme demandé par l'EN 1992-1-1. Cette disposition a permis de faciliter la mise en œuvre du ferrailage transversal sur chantier. Par ailleurs, la mise en place

de tirettes est possible et a permis de faciliter la mise en place des cadres autour des aciers transversaux, dans les zones de recouvrement. (ou l'enfilage des barres dans les cadres, en fonction du phasage de réalisation du ferrailage).

Mise en œuvre du ferrailage

Le ferrailage de la partie droite est en partie préfabriqué et posé à l'avancement indépendamment du bétonnage par plots. La longueur de chaque tronçon est de 11,20 m, du fait des recouvrements (cf. figure 8).

La préfabrication de grandes cages correspondant à la pleine largeur ou à la demi-largeur du tablier aurait nécessité une grue de forte puissance. L'entreprise n'a pas souhaité approvisionner un tel équipement qui n'aurait pu circuler que d'un seul côté du tablier et qu'il aurait fallu replier en cas de crue.

La préfabrication s'est donc limitée à celle de :

- 2 poutres posées sur la semelle supérieure des poutres principales, constituées des cadres et de barres longitudinales intérieures ;
- 2 poutres latérales constituées des cadres et des barres longitudinales intérieures pour la longrine de BN4.

Dans la partie courante, entre ces cages préfabriquées, l'assemblage s'effectue dans l'ordre suivant :

- pose des barres longitudinales inférieures d'une longueur de 12 m ;
- pose des poutres transversales comprenant les cadres ;
- pose des barres longitudinales supérieures de 12 m.

Pour assurer la continuité des barres transversales, des tirettes en toit sont placées dans l'axe de l'ouvrage en recouvrement avec les barres inclinées suivant la pente transversale.

La pose se poursuit par la mise en place des éléments du tronçon suivant. Un platelage est nécessaire pour assembler les différents éléments.

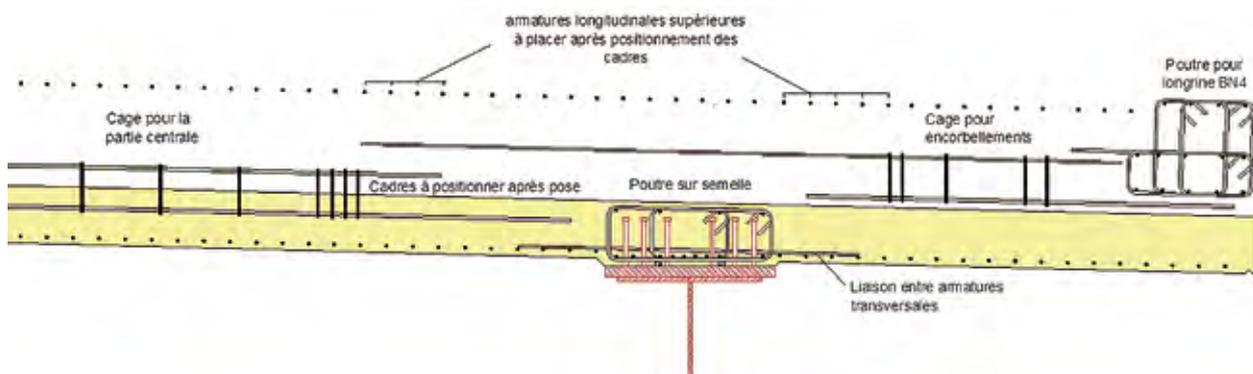


Figure 8 : schéma de principe de la pose transversale des cages d'armatures

Pour assurer la continuité des poutres sur les semelles supérieures et au niveau des longrines BN4, des tirettes sont mises en place, sans décalage, en recouvrement avec le ferrailage longitudinal intérieur. Cette disposition est acceptable dans la mesure où ces aciers sont « tenus » par des cadres et les connecteurs.

Concernant les aciers longitudinaux principaux, il est nécessaire de décaler les zones de recouvrement comme indiqué au paragraphe précédent. Pour les cages des encorbellements et de la partie centrale entre poutre, par rapport au sens de pose, les aciers longitudinaux sont donc décalés vers l'avant pour les barres inférieures, et, vers l'arrière pour les barres supérieures.

Avec un ouvrage de ce type, avec pièce de pont et console, la principale difficulté, lors la pose des éléments préfabriqués du ferrailage, est la présence des nombreux connecteurs sur les poutres et les pièces de pont. Une fois posés, il n'est plus possible de déplacer horizontalement les éléments pour les imbriquer. La pose des éléments préfabriqués ne peut donc se faire que verticalement. Cependant la préfabrication de cages de pleine largeur ou de demi largeur reste possible du fait que l'on peut ajouter des tirettes dans les zones singulières : sur les poutres et dans les cadres des longrines de BN4. La figure 9 suggère un principe de pose des cages d'armatures préfabriquées

être demandés lorsqu'elles sont en nappe extérieure, quel que soit leur diamètre.

L'étude de la flexion locale de la dalle doit accompagner l'étude de la connexion, pour éviter de devoir renforcer ultérieurement le ferrailage par des barres de diamètre supérieur à 16 mm. L'épaisseur de la dalle est au minimum de 24 cm. Dans les années 70, cette épaisseur était en général de 22 cm, mais l'enrobage était alors de 2 cm. L'augmentation du bras de levier est donc très réduite. Pour éviter des barres de diamètre supérieur à 16 mm, il convient surtout de choisir un phasage de bétonnage efficace (pianotage). On peut également envisager de réduire la distance entre les barres d'acier, éventuellement épaissir la dalle, ou, diminuer légèrement la distance entre les pièces de pont. Il convient de noter que, compte tenu de la limitation à 12 m de la longueur courante des barres, une distance voisine de 3,75 m entre pièces de pont permettrait de retrouver des dispositions analogues sur toute la longueur de l'ouvrage.

D'autre part à l'about, pour réduire les efforts locaux près des joints de chaussée (effet dynamique et absence de continuité), il est préférable de réduire la distance entre les 2 premières pièces de pont, de l'ordre de 3,50 m au lieu de 4,00 m en partie courante, et d'avoir une plus grande rigidité sur la première console.

Enseignements à tirer sur les dalles en béton armé avec pré-dalles

Dans les ponts à pièces de pont, le fait de placer les barres longitudinales, les plus sollicitées, en second lit, semble plus satisfaisant. Mais cela diminue leur efficacité et augmente donc fortement les quantités d'acier ou l'épaisseur de la dalle. Pour conserver les dispositions habituelles, il convient de profiter de l'effet de seuil de l'Eurocode, et donc, de limiter à 16 mm le diamètre des barres longitudinales. Dans le cas présent, il faut prévoir un minimum de 8 barres HA16 par mètre. Les recouvrements alternés doivent

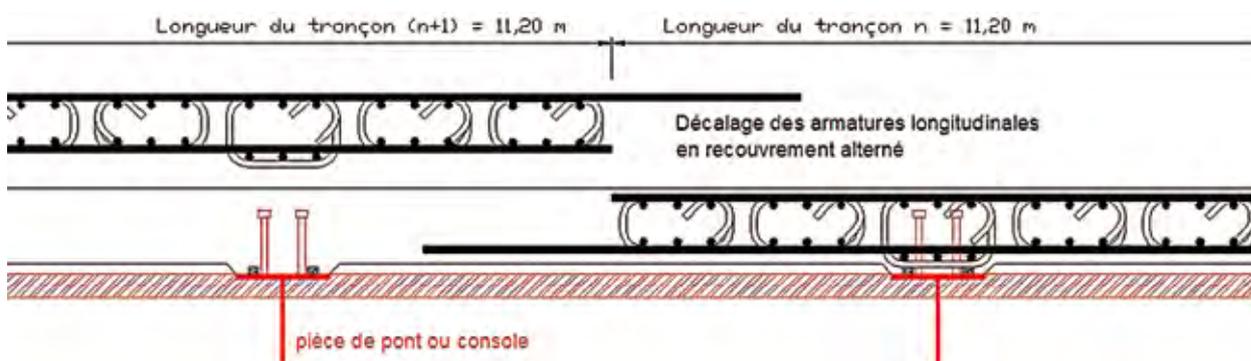


Figure 9 : schéma de principe de la pose longitudinale des cages d'armatures

Conclusion

Les Eurocodes conduisent à une légère augmentation de l'acier de charpente pour les ouvrages bi-poutres, principalement du fait de l'augmentation des charges routières sur la voie conventionnelle n° 1. Pour les ouvrages de grande largeur, la différence reste faible.

Les justifications sont plus importantes pour la charpente métallique, principalement en ce qui concerne les risques d'instabilité et les effets du second ordre.

Concernant la dalle des ouvrages mixtes à pièces de pont, le cumul des efforts locaux et généraux sous combinaison ELS caractéristique s'avère légèrement plus défavorable. Les dispositions constructives pour les recouvrements des barres extérieures sont beaucoup plus contraignantes dès que leur diamètre dépasse 16 mm. Il convient donc de limiter le diamètre de ces barres à 16 mm. D'autre part, une réflexion est nécessaire sur les modes de préfabrication et d'assemblage. Cela conduira à une évolution des méthodes d'assemblages et certaines habitudes passées peu satisfaisantes devront être abandonnées ■

Références bibliographiques

- [1] Bulletin « Ouvrages d'art n° 62 » du Sétra de novembre 2009
- [2] Conseil pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres - PRP 75 - Sétra
- [3] Bulletin « Ouvrages d'art n° 9 » du Sétra de janvier 1991 - article de Jacques Berthelémy
- [4] Bulletin « Ouvrages d'art n° 54 » du Sétra de mars 2007
- [5] « Guide méthodologique Eurocode 2 » du Sétra - Application aux ponts-routes en béton

Principales quantités pour le tablier

Acier S355 pour charpente	2 900 tonnes
Acier S460 pour charpente	1 330 tonnes
Peinture / Protection anti-corrosion	35 000 m ²
Coffrage du hourdis	14 300 m ²
Béton pour le hourdis	4 150 m ³
Armatures passives pour le hourdis	1 140 tonnes

Mission post-sismique CETE Méditerranée - Sétra

Séisme de l'Aquila du 6 avril 2009

Aurélié Vivier, Denis Davi

Introduction

Le tremblement de terre a eu lieu dans une vallée de la chaîne appennine, près de la ville de l'Aquila (cf. figure 1) le 6 avril 2009 à 3 h 32. Le séisme, de magnitude, M_w de 6.3, a été ressenti jusqu'à Rome à une centaine de kilomètres et a fait plus de 350 victimes.

De nombreux bâtiments et maisons individuelles ont été touchés (15 000 détruits et 10 000 à réparer) et de nombreuses chutes de blocs et glissements ont été observés un peu partout dans la région.

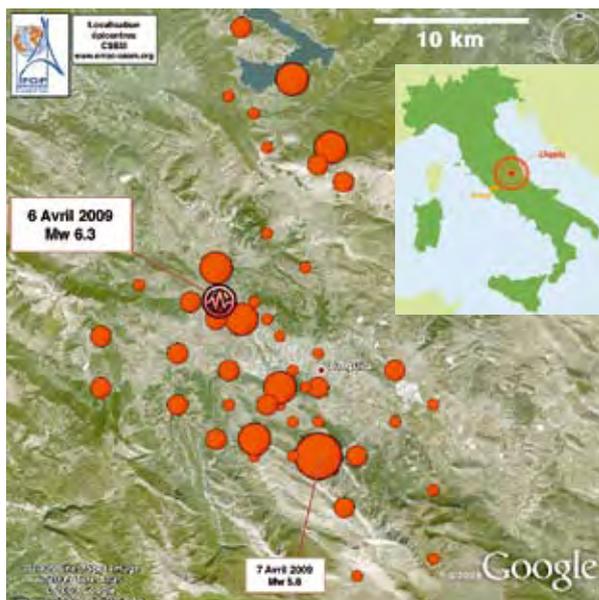


Figure 1 : localisation et magnitude des secousses sismiques

Source : INGV

Le Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE) Méditerranée, en collaboration avec le Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (Sétra), a mis en place une mission post-sismique afin de tirer les leçons de ce séisme. Cette mission s'est déroulée du 11 au 16 mai 2009 et était composée de 7 personnes : Christian Thibault (LRPC de Nice), Lucie Chever (CETE Méditerranée/DREC/SBC), Remi Chaille (CETE Méditerranée/DREC/SBC), François Dunand (Géoter), pour l'étude des bâtiments et David Criado (LRPC Aix), Denis Davi (CETE Méditerranée/DCEDI/DOA) et Aurélié Vivier (Sétra) pour l'étude des ouvrages d'art et des murs de soutènement.

Nous tenons à remercier les autorités italiennes ainsi que les équipes de secours pour leur accueil et pour nous avoir permis d'accéder aux différents sites.

Caractéristiques du séisme

Une puissance avérée

Le tremblement de terre qui a frappé la région des Abruzzes s'est traduit par de nombreuses secousses, dont quatre de forte magnitude :

- 6 avril : $MW = 6.3$
- 7 avril : $MW = 5.5$
- 9 avril : $MW = 5.4$ et $Mw = 5.2$

Les épencentres de ces secousses étaient à des profondeurs relativement faibles de 8 à 16 km, ce qui explique en partie les importants dégâts dus aux ondes de surfaces.

De plus, les niveaux d'accélération enregistrés sont importants (cf. figure 2) puisque les accélérations au rocher atteignirent des valeurs jusqu'à 6.7 m/s^2 et la composante verticale était localement très forte (1.2 fois l'accélération horizontale).

Il est intéressant de comparer cette accélération mesurée à l'accélération réglementaire. Selon la carte de zonage sismique de la zone, l'Aquila est en zone 1 (risque élevé) ce qui correspond à une accélération nominale de 2.5 à 3 m/s^2 . Le séisme subi était donc environ deux fois plus violent que le niveau réglementaire vis-à-vis duquel les constructions neuves doivent être dimensionnées. Les études du Laboratoire de Nice ont en outre montré l'importance des effets de site sur la zone (cf. figure 3). La ville de L'Aquila repose sur des dépôts alluvionnaires récents comme une grande partie de la vallée. Les villages d'Onna et de Fossa reposent quant à eux sur des sols de type limons. Une amplification de 2 à 3 fois l'accélération au rocher a été observée dans ces zones de sols alluvionnaires.

Les ouvrages d'art, au même titre que les bâtiments et habitations individuelles (qui ont subi un sort beaucoup moins favorable), ont donc été largement et indéniablement mis à l'épreuve.

Une forte directivité

Les témoignages mentionnent une forte directivité NE-SO, confirmée par les mécanismes de faille représentés sur la carte (cf. figure 4).

Un spectre « basses périodes »

Le rapport « report_RAN_20090406 » fournit les spectres (cf. figure 5) correspondants au séisme de L'Aquila.

Nous pouvons observer que le spectre a un fort contenu aux basses périodes. Les grands ouvrages ont une période de 1,5 s environ, ils se situent donc sur la branche descendante du spectre, avec une accélération divisée par 6 à 8 par rapport au pic, soit environ 1 m/s^2 au rocher. Par contre, les constructions individuelles sont beaucoup plus raides, avec des périodes autour de 0.4 s pour les bâtiments de 4 étages, soit au niveau du plateau du spectre.

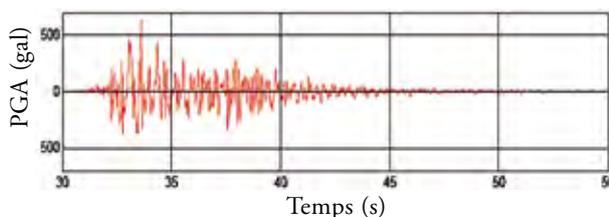


Figure 2 : accélérogramme du séisme du 6 avril 2009 – Source : d'après les données de l'INGV

Station			Distance (km)	PGA (g)
N°	Nom	Sol		
570012	FRR4	Rocher	11,076	0,023
570011	FRR6	Alluv.	11,985	0,044
570034	FRR3	Rocher	12,372	0,012
580009	FRR1	Rocher	11,807	0,010
580033	FRR5	Alluv.	12,677	0,035
580034	FRR2	Mégabèche	12,363	0,015

Figure 3 : valeur des pics d'accélération (PGA) relevés aux stations du réseau de Roio, réplique du 18 avril 2009, $M_w = 3.8$ – Source : rapport Etienne Bertrand (LRPC de Nice)

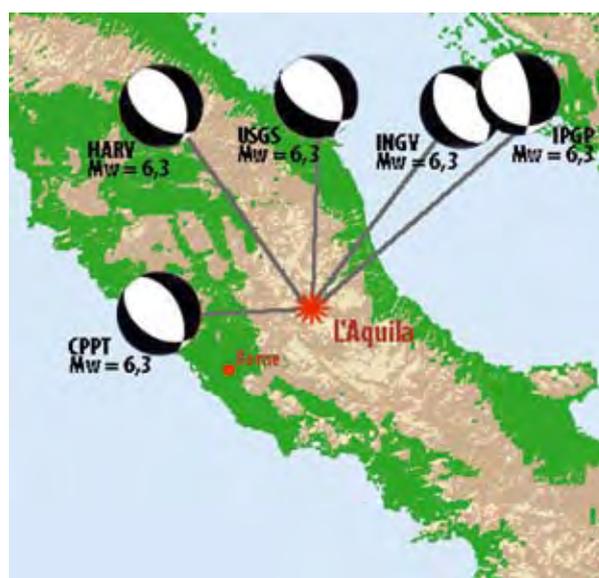


Figure 4 : mécanisme de failles – Source : d'après EMSC

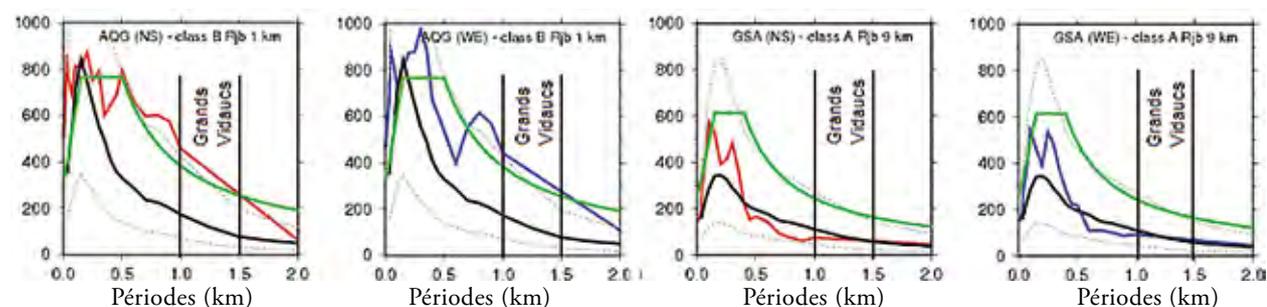


Figure 5 : spectres du séisme : noir : code italien ITA08 GMPE, rouge et bleu : séisme, vert : EC8 – Source : d'après le rapport « report_RAN_20090406 »

Comportement général des itinéraires routiers et dégâts observés sur les ouvrages d'art

Choix des itinéraires d'étude

Le réseau structurant de la région de l'Aquila, est le suivant, (cf. figure 6) :

- A24 autoroute reliant Rome à Teramo : L'A24 est une autoroute composée de nombreux ouvrages et tunnels, notamment autour de l'Aquila. Seuls quelques ouvrages ont été faiblement endommagés ;
- SS80 route nationale reliant Teramo à l'Aquila : La SS80 est une route encaissée de montagne, qui a été coupée par des chutes de blocs et glissements de terrain, seul un pont en maçonnerie a été endommagé ainsi que quelques murs de soutènement. Elle est redondante avec l'A24 pour l'accès depuis la côte adriatique, ce qui favorise l'acheminement des secours en cas de rupture d'un des deux axes ;
- SS17 route nationale reliant Rieti à Popoli : La SS17 est une route de vallée peu encaissée qui comporte donc peu d'ouvrages d'art. Nous n'avons pas relevé de dommages sur les ouvrages, les murs ou d'effets induits sur cet itinéraire ;
- réseau secondaire reliant les villes et villages de la vallée et le centre de l'Aquila : Des ouvrages endommagés nous avaient été signalés sur ces routes (près de Onna et de Fossa) ou dans le centre de l'Aquila, nous les avons également inspectés.

Notre analyse s'est donc focalisée sur les 3 axes principaux de desserte de la zone, sur un rayon de l'ordre de 40 km autour du centre de l'Aquila. Nous avons choisi ces itinéraires car ils caractérisent le réseau structurant de la région et devaient permettre l'accès des secours depuis toute l'Italie. De plus, ils étaient très hétérogènes, ce qui était intéressant en termes de comportements. Enfin ces itinéraires présentent de nombreuses similitudes avec ceux de la région de Nice (urbanisme, A24-A28, SS80-Vallée Var/Tinée).

Analyse des dégâts observés par typologie d'ouvrages rencontrés

Les typologies d'ouvrages sont variées d'un itinéraire à l'autre.

Autoroute A24

Sur l'Autoroute A24, les dix ouvrages inspectés étaient essentiellement des VPP, des ponts à nervures et caissons en béton à travées indépendantes datant des années 70 et en assez bon état général (cf. figure 7).



Figure 6 : réseau routier autour de l'Aquila – Source : Sétra

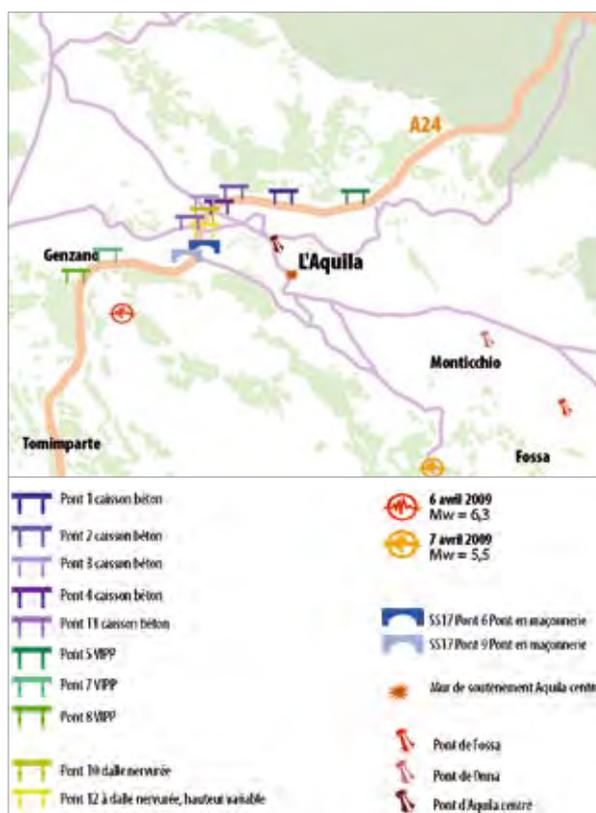


Figure 7 : repérage des ouvrages sur l'A24 – Source : Sétra



Figure 8 : grands viaducs de l'autoroute A24 – Source : CETE Méditerranée, Sétra

Parmi les ouvrages les plus marquants, figurent des viaducs de grande longueur et dont la hauteur des piles peut atteindre jusqu'à 40 m (cf. figure 8). Ces ouvrages présentent pour la plupart des butées parasismiques de blocage transversal du tablier, témoignant de la prise en compte du séisme lors de leur construction. Ils sont en très grande majorité constitués de travées indépendantes bloquées longitudinalement par un dispositif métallique sur un des appuis et libres sur l'autre du fait de l'emploi d'appareils d'appui à crémaillère permettant les mouvements de rotation et de translation dans l'axe de l'ouvrage (dilatations thermiques) (cf. figure 9).

Les autres ouvrages, de taille plus modeste, reposent généralement sur des appareils d'appui en élastomère fretté.

Les ouvrages courants de petites dimensions (de une à trois travées) n'ont subi aucun dommage.

Concernant les grands viaducs situés dans la partie Nord du tronçon autoroutier, nous avons relevé très peu de dégâts à l'exception de quelques éclatements du béton d'enrobage des piles (cf. figure 10), sans qu'il soit facile de déterminer si cet éclatement est dû au séisme ou à la corrosion (le séisme ayant alors seulement fait s'effondrer des morceaux déjà partiellement décrochés).

Seule la section en pied de la pile la plus haute du pont 1 (40 m environ, cf. figure 10 photo 3) semble indiquer que la section de béton armé a subi des sollicitations importantes (endommagement plus profond par compression du béton sous l'effet du moment fléchissant).



Figure 9 : appareils d'appui fréquemment rencontrés sur les ouvrages de l'A24 (néoprènes et crémaillères) – Source : CETE Méditerranée, Sétra



Figure 10 : pont 1 de l'A24, éclatement du béton d'enrobage – Source : CETE Méditerranée, Sétra



Figure 11 : pont de la bretelle de l'échangeur de l'Aquila ouest A24 Pont 11 (à gauche) Pont 12 (à droite) – Source : CETE Méditerranée, Sétra

Concernant les ouvrages du tronçon Ouest, notamment sur le viaduc de la bretelle de l'échangeur de l'Aquila Ouest (cf. figure 11, A24 Pont 11), nous avons observé des traces de chocs entre travées (au droit des joints de chaussées) et au niveau des culées. Selon certains témoignages, « la route était en escalier ». Le hourdis supérieur étant constitué de dalles préfabriquées, celles-ci ont pu se mettre en toit (pianotage) suite aux mouvements des différentes travées, ce qui a nécessité de les remettre à leur place et de refaire l'enrobé. Si les caissons des différentes travées n'ont globalement pas subi de décalages importants, certains appareils d'appui en élastomère présentent en revanche des déformations résiduelles potentiellement dues au séisme.

Un entrechoquement longitudinal de travées a également été observé sur le pont 12 (cf. figure 11), malgré la présence de butées longitudinales. Les butées étaient en effet visiblement trop faibles pour retenir l'ouvrage. Les autres ouvrages n'ont pas subi de dégâts, malgré des hauteurs de piles et des longueurs de travées similaires et souvent en l'absence de butées.

Dans la direction transversale, nous n'avons pas observé de dommages notables. Lorsqu'il y avait des butées transversales, celles-ci ont généralement conservé leur jeu. Seul l'ouvrage de la bretelle de l'échangeur d'Aquila ouest (A24 Pont 4), a subi un léger décalage transversal d'une des travées, mais il n'est pas sûr que cela soit imputable au séisme.

Route nationale SS80

Nous avons inspecté onze ouvrages sur la SS80 (cf. figure 12). Deux typologies d'ouvrages sont observables sur cet itinéraire :

- Ponts en maçonnerie

Ces ponts de pierres ou de briques sont constitués d'une ou plusieurs voûtes. Ils sont de dimensions très variables. Ils ont été construits avant les années 70 et donc avant les premières règles parasismiques. Ils présentent un état de santé relativement correct pour ce type de structure ;

- Pont en arc béton, VIPP portique béton, pont à voûte béton

Ces ouvrages en béton de typologie un peu particulière se situent sur des axes issus de la SS80 et franchissant la rivière en fond de vallée. Ils datent probablement des années 70 et présentent un état de santé variable selon les ouvrages, les pathologies rencontrées correspondant la plupart du temps à des écailllements du béton d'enrobage provoqués par la corrosion des armatures.



Figure 12 : repérage des ouvrages sur la SS80 – Source : Sétra



Figure 13 : pont en maçonnerie SS80 km 20 – Source : Sétra

Nous avons relevé des fissures sur les tympans et des chutes de blocs au niveau des murs latéraux et des tympans des ponts en maçonnerie avec piédroits et de hauteur supérieure à 9 m (Ponts SS80 km 20, SS80 km 44, SS80 km 55).

Dans cette catégorie d'ouvrages, celui qui a le plus souffert du séisme est sans conteste le pont situé au km 20 (cf. figure 13), dont un tympan entier s'est effondré conduisant à la coupure de la circulation sur la moitié de la chaussée.

En ce qui concerne le pont en arc béton (SS80 km 43), le VIPP portique béton (SS80 km 35) et le pont à voûte béton (SS80 km 44), peu ou pas de dommages ont pu être relevés, malgré une typologie a priori vulnérable et un état de corrosion parfois avancé dans certaines sections critiques censées participer à la reprise des efforts horizontaux.

Seul le pont à voûtes béton (cf. figure 14) présentait un éclatement du béton d'enrobage au niveau d'une des trois voûtes, ainsi qu'au niveau d'un des piédroits. Il est possible que ces dégâts soient dus à la secousse sismique. Aucun élément concret ne permet néanmoins de confirmer cette hypothèse.

Route nationale SS17, centre de l'Aquila et routes secondaires

La SS17, dont le tracé se situe dans la vallée, possède relativement peu de ponts (cf. figure 7, paragraphe « Analyse des dégâts observés par typologie d'ouvrages rencontrés »). Nous avons inspecté cinq ouvrages sur cet itinéraire ainsi que dans le centre de l'Aquila et sur les routes secondaires. Deux typologies d'ouvrages se distinguent :

- Ponts en maçonnerie

Ces ponts de pierres ou de briques sont constitués d'une ou plusieurs voûtes. Ils sont de dimensions très variables. Ils ont été construits avant les années 70 et donc avant les premières règles parasismiques. Comme les ouvrages de la SS80, ils présentent un état de santé relativement correct pour ce type de structure ;

- VIPP et ponts à nervures

Les deux petits ponts près de Onna et Fossa, sans doute les plus endommagés par le tremblement de terre de l'Aquila, de même que celui coupé à la circulation dans le centre de l'Aquila, entrent dans cette catégorie. Ils datent des années 70 et sont en assez bon état général même si des traces de corrosion des armatures sont visibles en certains endroits de la structure.



Figure 14 : pont à voûtes béton (Pont SS80 km 44) – Source : CETE Méditerranée, Sétra



Figure 15 : pont de l'Aquila centre – Source : CETE Méditerranée, Sétra

Les ponts en maçonnerie identifiés sur la SS17 étaient le plus souvent sans piédroits et présentaient des hauteurs réduites par rapport à ceux de la SS80. Aucun dommage n'a été observé sur ces ouvrages (SS17 Pont 9), excepté sur le Pont 6, qui présentait un éclatement de tympan.

Le pont de l'Aquila centre (cf. figure 15, photos 1 et 3), présente des marques importantes d'entrechoquement longitudinal (notamment au niveau des joints de chaussée) et ce malgré la présence de piles encastrées. De plus, on note un basculement des culées (cf. figure 15, photo 2).

Dans la direction transversale, on observe également un décalage sur le pont de l'Aquila centre (cf. figure 15, photo 4), qui semble être imputable au séisme. Si les dégâts observés ne semblent pas à première vue de nature à remettre en cause la fonctionnalité de l'ouvrage, les autorités italiennes ont néanmoins pris la décision de le fermer à la circulation. L'interprétation que nous pouvons en faire au regard de la géométrie globale de la structure, semble indiquer un basculement de culées, potentiellement révélateur de désordres structurels graves.

À notre arrivée sur le site du pont de Fossa effondré, l'ouvrage avait déjà été entièrement déposé. En

revanche, le pont d'Onna (cf. figure 16), bien que fermé à la circulation, était toujours en place. L'observation des dégâts subis par la structure, constituée d'un tablier à poutres en béton armé encastré sur des piles très minces et peu robustes a permis de nous éclairer sur le comportement de ces ouvrages situés à proximité de l'épicentre du séisme.

Nous avons ainsi observé une dégradation importante des parties supérieures des piles et des poteaux de culées au niveau de l'encastrement dans le tablier sous l'effet des moments fléchissants et contraintes de cisaillement induits par le séisme (cf. figure 16, photos 2 et 4).

Pour le pont d'Onna (et probablement Fossa), les aciers des piles étaient lisses. Les aciers longitudinaux étaient en nombre insuffisants (un par coin), les aciers transversaux a priori inexistant, et les jonctions poteaux - poutres ne réalisaient pas un ancrage. Les piles ont donc rompu par cisaillement et absence de confinement vis-à-vis des effets de la flexion.

Un tassement important des culées, combiné à la composante verticale du séisme a par ailleurs entraîné un basculement important de la travée de rive, matérialisé par une large fissuration verticale (1 à 2 cm) associée à une rupture des aciers longitudinaux sur toute la hauteur de la dalle et une rotation du tablier



Figure 16 : pont d'Onna (tablier, piles et culées) – Source : CETE Méditerranée, Sétra

(cf. figure 16, photo 3) et des fissures transversales dues à un affaissement et un endommagement des culées, des fissures de cisaillement et un éclatement du béton d'enrobage au niveau des piles et des poteaux de culées.

Retour sur les caractéristiques du séisme

Comme nous l'avons vu au niveau des caractéristiques du séisme, le séisme était d'une puissance avérée avec des accélérations jusqu'à 6.7 m/s^2 au rocher, amplifiées par les effets de site. Les ouvrages d'art ont donc été largement sollicités.

Le séisme présentait également une forte directivité NE-SO. Elle s'est traduite par une sollicitation préférentiellement transversale sur les ouvrages du tronçon Nord de l'autoroute A24, dont la vulnérabilité longitudinale a été évoquée précédemment et a par conséquent sans doute joué favorablement dans leur bonne tenue (cf. figure 17). À contrario, les ouvrages du tronçon Ouest ont subi une sollicitation préférentiellement longitudinale, qui s'est d'ailleurs traduite par un certain nombre de défaillances (principalement entrechoquements de travées) (cf. figure 17).

De plus, compte tenu de la teneur en basses périodes du spectre, l'accélération ressentie par ces ouvrages est donc relativement faible, ce qui explique le peu de dégâts observés par rapport aux constructions individuelles beaucoup plus raides. À noter qu'un séisme différent caractérisé par un contenu hautes périodes plus prononcé aurait très probablement conduit à des dégâts plus importants sur les viaducs.

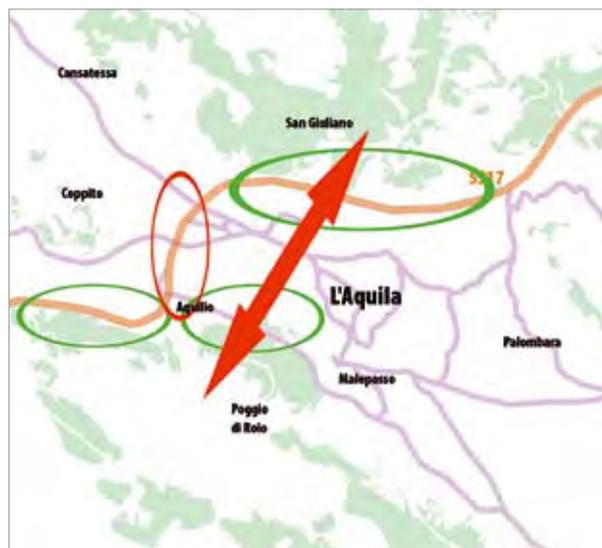


Figure 17 : sollicitation des ouvrages selon la directivité du séisme
Source : Sétra

Conclusions de l'inspection

L'analyse des dégâts subis par les ouvrages d'art lors du séisme de l'Aquila révèle donc un comportement globalement satisfaisant des ouvrages d'art par rapport aux dégâts importants observés sur les bâtiments, et aux nombreux glissements de terrain et chutes de blocs.

Cela est probablement dû au respect d'un certain nombre de règles parasismiques : présence d'aciers Haute Adhérence (sauf pour le pont de Fossa effondré et le pont d'Onna fortement endommagé), espacement réduit des aciers transversaux 150 mm (A24, pont 1), présence de butées parasismiques, piles élancées associées à appareils d'appui en néoprènes, donc souplesse des appuis. Par contre, beaucoup de viaducs sont à travées indépendantes, il y avait donc un risque d'échappement d'appui ou de chocs entre travées, les butées longitudinales étant absentes ou trop petites mais seuls des entrechoquements mineurs ont été observés.

Les ponts en maçonnerie se comportent bien sous séisme car les efforts sont en général insuffisants pour décompresser la voûte. Les seuls dommages observés touchent les tympans latéraux de forte hauteur qui subissent les effets de la poussée dynamique du remplissage, comme cela a pu être observé sur le pont de la SS80. En revanche, la vulnérabilité au séisme est fortement liée à l'état de santé de l'ouvrage, le séisme ne jouant que le rôle d'accélérateur de l'état de dégradation.

Enfin, les caractéristiques du séisme étaient également favorables aux ouvrages.

Ce bon comportement, notamment pour les viaducs de l'A24, a permis aux secours venant de toute l'Italie d'accéder à la zone rapidement et efficacement. Sans ce maintien de la continuité du réseau routier structurant, on peut affirmer que la crise aurait été de toute évidence beaucoup plus grave.

Test de la méthode Sismoa pour l'analyse sommaire de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art

Présentation de la méthode

La méthode Sismoa est une procédure d'évaluation sommaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existants. C'est une méthode qualitative et empirique. Qualitative car elle repose sur les données géométriques et typologiques des ouvrages. Empirique car elle s'inspire des dommages observés lors des séismes passés pour évaluer la vulnérabilité des différents éléments structurels de l'ouvrage. Les résultats permettent donc d'identifier les éléments structuraux sensibles et aboutissent à l'évaluation d'une valeur de vulnérabilité sismique par ouvrage.

La méthode Sismoa s'inscrit dans une méthode plus générale d'évaluation du risque sur les itinéraires, Sisroute qui intègre notamment la caractérisation de l'aléa vibratoire et des effets induits (chutes de blocs, glissements de terrain, liquéfaction), qui peuvent bloquer la route.

La vulnérabilité d'un ouvrage au phénomène vibratoire est évaluée par son indice global de vulnérabilité V_{vibra} . L'indice va de 0 pour une présomption de dommages très faibles à 1 pour la ruine.

$$V_{\text{vibra}} = V_{\text{général}} \times \max(V_{\text{voûte}} ; V_{\text{tablier}} ; V_{\text{culées}} ; V_{\text{piles}})$$

$V_{\text{général}}$: coefficient variable de 0 à 1, traduisant la sensibilité d'ensemble de l'ouvrage. Il dépend de la méthode de dimensionnement au séisme de l'ouvrage lors de sa conception ($V_{\text{méth}}$), du type d'ouvrage (V_{type}) et de son état de santé ($V_{\text{état}}$).

$V_{\text{voûte}}$: valeur de vulnérabilité des voûtes en maçonnerie.

V_{tablier} : valeur de vulnérabilité du tablier et des appareils d'appui.

$V_{\text{culées}}$: valeur de vulnérabilité des culées.

V_{piles} : valeur de vulnérabilité des piles intermédiaires.

La méthode Sismoa fournit donc un indice global de la vulnérabilité sommaire d'un ouvrage d'art. Cet indice est global pour l'ouvrage et enveloppe des indices de vulnérabilité des différents éléments structurels et de la direction considérée. De plus, il ne tient pas compte du contenu fréquentiel du séisme vis-à-vis de la fréquence propre de la structure.

Philosophie du test

Un des objectifs de la mission était de tester la méthode Sismoa sur les ouvrages de différents itinéraires autour de l'Aquila, de configuration assez proche de celles que l'on peut trouver en France, afin de comparer les vulnérabilités présumées de ces ouvrages aux dommages observés. Nous avons donc testé les ouvrages de l'autoroute A24, des routes nationales SS80 et SS17, qui offrent un panel intéressant de typologie d'ouvrages.

Le test sera considéré concluant dans les deux cas suivants :

- l'ouvrage évalué peu vulnérable par Sismoa est peu endommagé ;
- l'ouvrage évalué vulnérable par Sismoa est endommagé ou non. Dans le dernier cas, l'approche étant enveloppe pour différentes caractéristiques de séisme (directivité, contenu fréquentiel...), elle sera alors sécuritaire.

Le test sera non concluant si des ouvrages évalués comme peu vulnérables sont endommagés.

Pour effectuer ses tests, nous avons procédé à de nombreux relevés sur les ouvrages notamment sur les tabliers et les piles. Ces relevés consistaient souvent en des estimations et non des mesures précises, car malheureusement le plus souvent nous n'avons pas de moyen d'accès facile et nous n'avons pas pu obtenir les plans des ouvrages.

Résultats du test et interprétation

Ponts en maçonnerie

La vulnérabilité des ponts en maçonnerie est basée sur les leçons des séismes passés et dépend des dimensions de l'ouvrage (cf. figure 18) :

- épaisseur du tablier à la naissance des voûtes et à la clef (h_1 et h_2),
- longueur du mur en tête et en pied (L_t , L_p),
- hauteur du piédroit (h_p),
- présence de tirants passifs.

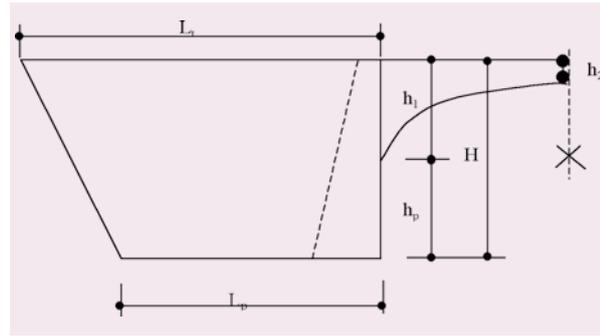


Figure 18 : dimensions et notations utilisées dans la méthode Sismoa, pour les ponts en maçonneries – Source : Sétra

La méthode Sismoa a fait ressortir trois ouvrages sur les cinq étudiés, avec des indices de vulnérabilité supérieurs à 0.60, qui correspondent aux ouvrages ayant subi des dommages. L'indice de vulnérabilité est donc toujours sécuritaire par rapport aux dommages constatés, comme le montre le tableau ci-dessous.

SS80 km 55					SS80 km 40					SS80 km 20				
Fissures tympan Chutes de blocs					Aucun dommage					Fissures tympan et piédroits Chutes de blocs				
					Photo non disponible									
$V_{général}$	V_{voute}	$V_{culées}$	V_{vibra}		$V_{général}$	V_{voute}	$V_{culées}$	V_{vibra}		$V_{général}$	V_{voute}	$V_{culées}$	V_{vibra}	
0,80	1,00	-	0,80		1,00	0,30	-	0,30		0,80	0,75	-	0,60	
SS17 Pont 6					SS17 pont 9									
Eclatement de tympan					Aucun dommage									
														
$V_{général}$	V_{voute}	$V_{culées}$	V_{vibra}		$V_{général}$	V_{voute}	$V_{culées}$	V_{vibra}						
0,95	1,00	-	0,95		0,85	0,37	-	0,31						

Ponts à travées indépendantes caisson béton ou VIPP

Nous avons effectué des relevés sur neuf ponts à travées indépendantes sur l'autoroute A24. La méthode Sismoa est basée sur la vulnérabilité des différents éléments :

- vulnérabilité du tablier au travers du biais, courbure, de la présence de butées, du risque d'échappement d'appui, de sa géométrie, et du type d'appareils d'appui ;
- vulnérabilité des culées au travers du type de culées et des dispositifs latéraux ;
- vulnérabilité des piles au travers du type de liaison avec le tablier et de la géométrie des piles.

La méthode Sismoa a fait ressortir sept ouvrages avec des indices de vulnérabilité supérieurs à 0,60, la cause principale étant l'échappement d'appui longitudinal des travées. Sur les ponts 11 et 12, nous avons effectivement relevé des traces de chocs entre travées. Pour le pont 1, le risque provient des appareils d'appui et des piles élancées, des éclatements de béton ont en effet été observés.

L'indice de vulnérabilité est donc globalement sécuritaire par rapport aux dommages constatés, comme le montre le tableau suivant.

Pont 1 : Pont caisson béton					Pont 3 : Pont caisson béton					Pont 4 : Pont caisson béton				
Eclatement en pied de piles					Aucun dommage					Décalage transversal				
														
V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}	V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}	V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}
0,75	0,70	0,05	1,00	0,75	0,70	1,00	0,75	0,35	0,70	0,70	1,00	0,19	0,30	0,60
Pont 5 : Pont VIPP					Pont 7 : Pont VIPP					Pont 8 : Pont VIPP				
Aucun dommage					Aucun dommage					Aucun dommage				
														
V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}	V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}	V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}
0,70	0,50	0,19	0,42	0,35	0,90	0,10	1,00	-	0,90	0,70	0,50	0,12	0,33	0,35
Pont 10 : Pont VIPP					Pont 11 : Pont caisson béton					Pont 12 : Pont nervures béton				
Aucun dommage					Chocs entre travées et culées Pianotage Distorsion appareils d'appui					Chocs entre travées et culées Distorsion appareils d'appui				
Photo non disponible														
V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}	V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}	V _{général}	V _{tablier}	V _{culées}	V _{piles}	V _{vibra}
0,75	1,00	0,27	0,35	0,75	0,70	1,00	0,07	0,21	0,70	0,70	1,00	0,07	0,60	0,70

Travées continues

Nous avons effectué des relevés sur trois ponts à travées continues, le premier franchissant l'autoroute A24, le second étant dans l'Aquila centre et le troisième franchissant le Fuime Aterno près d'Onna.

La méthode Sismoa conclut à un indice de vulnérabilité de 0.55 pour les ouvrages de l'Aquila centre et de Onna et à 0.14 pour le franchissement de l'A24. Des chocs entre les culées et le tablier traduisant un mouvement du tablier pour les ponts de Onna et l'Aquila centre (en effet $V_{\text{tablier}} = 1$) ont effectivement été observés. Par contre, les piles de l'ouvrage d'Onna étaient totalement cisailées alors que $V_{\text{piles}} = 0.60$. Cela peut s'expliquer par leurs faibles dimensions et la présence d'aciers lisses et par le fait que l'ouvrage est situé très proche de l'épicentre, il a donc subi une accélération maximale. Le pont franchissant l'A24, n'avait pas de dommages. L'indice de vulnérabilité est donc en accord avec les dommages constatés, comme le montre le tableau ci-dessous.

Pont 2 : Pont béton					Pont d'Onna : Pont à nervures					Pont d'Aquila centre : Pont nervures béton				
Aucun dommage					Fissures de cisaillement sur piles Eclatement du béton sur piles Fissures sur le tablier Basculement culées					Décalage transversal Chocs tablier/culées				
$V_{\text{général}}$	V_{tablier}	$V_{\text{culées}}$	V_{piles}	V_{vibra}	$V_{\text{général}}$	V_{tablier}	$V_{\text{culées}}$	V_{piles}	V_{vibra}	$V_{\text{général}}$	V_{tablier}	$V_{\text{culées}}$	V_{piles}	V_{vibra}
0,40	0,10	0,19	0,35	0,14	0,55	1,00	0,01	0,60	0,55	0,55	1,00	0,19	1,00	0,55

Conclusion sur la méthode Sismoa

Nous pouvons donc conclure que le test est satisfaisant car tous les ouvrages ayant subi des dommages ont été détectés par l'analyse Sismoa. Certains ouvrages ont été pressenti vulnérables par la méthode Sismoa mais ne présentaient aucun dommage. En effet, il faut garder à l'esprit que la méthode est globale et indépendante des caractéristiques du séisme. Ces ouvrages auraient peut être subis des dégâts sous un séisme différent (direction, magnitude, fréquence).

Il aurait été intéressant d'avoir accès à des cartes d'accélération enregistrées couvrant toute la zone du séisme pour connaître l'accélération qu'ils ont réellement subie, et ainsi valider nos observations. Si l'on se fixe comme première hypothèse le niveau d'accélération réglementaire au rocher, soit $3m/s^2$, (ce qui est bien inférieur aux niveaux observés), nous aboutissons à la carte suivante de risque simulée à partir des vulnérabilités Sismoa (cf. figure 19).

Le risque pressenti était donc important pour tous les ouvrages.

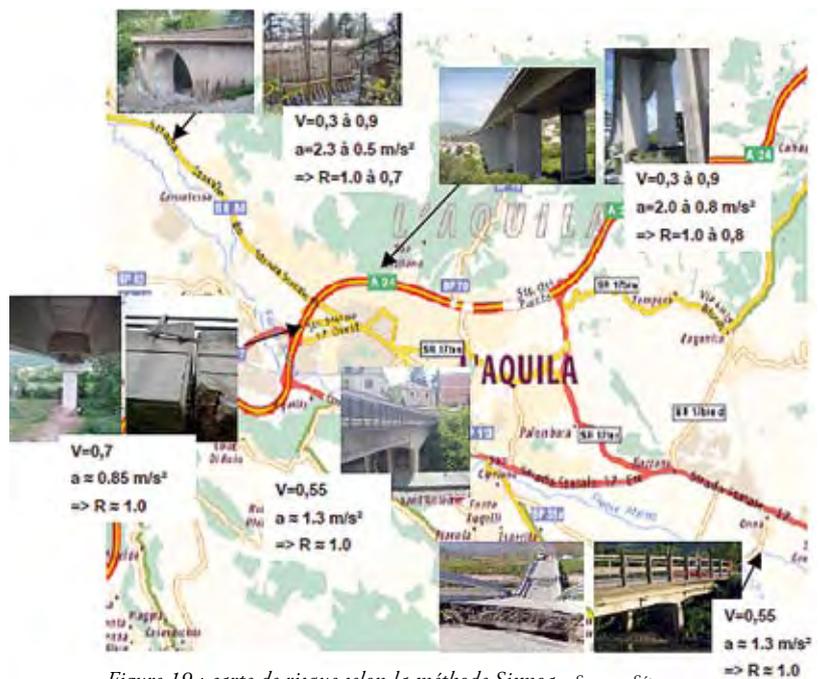


Figure 19 : carte de risque selon la méthode Sismoa – Source : Sétra

Conclusion de la mission

En conclusion, le tremblement de terre de l'Aquila, dans un contexte marqué par une urbanisation et une typologie de constructions et d'ouvrages assez comparables à celles que l'on peut trouver en France métropolitaine (en particulier dans la région PACA) a révélé un comportement des ouvrages d'art et des infrastructures routières globalement très satisfaisants comparativement à celui des bâtiments et maisons individuelles. Les caractéristiques structurelles et la conception des ouvrages d'art (typologie, souplesse, qualité des dispositions constructives, butées parasismiques) mais également certaines spécificités favorables de ce séisme (directivité, contenu fréquentiel hautes fréquences) permettent d'expliquer ce bon comportement.

La bonne tenue des réseaux routiers et leur opérationnalité immédiate après la secousse se sont d'ailleurs révélées des éléments clefs pour l'acheminement et l'organisation des secours et la gestion de crise.

La mission nous a également permis d'avoir un retour d'expérience sur le comportement des ouvrages sous séisme et de tester l'outil Sismoa, d'analyse préliminaire de la vulnérabilité sismique des ouvrages d'art (Bulletin ouvrages d'art n° 43). Le test s'est révélé concluant, confirmant notamment pour les ouvrages en maçonnerie la robustesse des voûtes et la vulnérabilité des tympans, même si l'outil semble globalement conservateur. Cet outil sera disponible début 2010 auprès du Sétra et sur le site de la DTRF et Pile (<http://www.piles.setra.developpement-durable.gouv.fr/>).

Enfin, ce séisme nous rappelle l'importance des dispositions constructives pour un bon comportement sismique des structures de génie civil. Pour les ouvrages d'art, il est donc essentiel de se référer à l'Eurocode 8 ou au guide Sétra à paraître « Ponts en zone sismique - Guide de conception » pour les ouvrages neufs et au guide Sétra « Diagnostic et renforcement sismique des ponts existants » pour les ponts existants ■

Le Réseau Géodésique Français (RGF 93)

Incidences du choix de la projection dans les études d'ouvrages d'art

Jean-Christophe Carlès, Laurent Labourie
sur la base d'un travail initial d'Yves Bonin, Romain Bouzige

Objet de l'article

Depuis le 10 mars 2009, obligation est faite à l'État, aux collectivités locales et aux entreprises chargées de l'exécution d'une mission de service public, de rattacher toutes leurs données topographiques et géographiques au nouveau système national de référence de coordonnées : le Réseau Géodésique Français (RGF 93). Le RGF 93 est un sous ensemble du système international ETRS89 (International Terrestrial Reference System) comportant 500 points Gps définissant la plaque Eurasie avec une très grande précision.

Ce nouveau système, auquel sont associées dix projections, le Lambert 93 et 9 coniques conformes (CC 9 zones), annule et remplace l'ancien système NTF (Nouvelle Triangulation de la France) et les projections Lambert (Lambert quatre zones et Lambert II étendu) qui lui était associées.

Le présent article, après un bref rappel du cadre légal et des principes de bases de géodésie, présente le nouveau référentiel et analyse l'incidence de l'utilisation des différentes projections disponibles lors de l'élaboration de plans d'ouvrages d'art.

Le cadre légal

Depuis 1999, la loi crée l'obligation pour l'État, les collectivités locales et les entreprises chargées de l'exécution d'une mission de service public de rattacher les informations fournies au système national de référence de coordonnées.

En 2000, un décret (décret n° 2000-1276 du 2 décembre) définit le RGF 93 comme système de référence. Il autorise toutefois la fourniture des données dans un autre système, dès lors que ces données sont accompagnées d'éléments de transformation dans le système de référence. En pratique, malgré le nouveau décret, le système NTF Lambert zone continue d'être utilisé.

La donne change en 2006 car un nouveau décret (décret n° 2006-272 du 3 mars) modifie le précédent et donne obligation d'un rattachement direct au système légal à partir du 10 mars 2009 : l'utilisation du RGF 93 est désormais incontournable mais... cela a échappé à bon nombre de bureaux d'études.

Rappels de géodésie

Les coordonnées planimétriques d'un point peuvent être géographiques (latitude, longitude) ou cartésiennes.

Lorsque l'on veut représenter une partie de la surface de la terre (courbe) par une surface plane pour la cartographe, une transformation mathématique est nécessaire. La transformation par projection conserve, au choix, les angles ou les surfaces mais jamais les deux (cf. figure 1).

Pour les cartes topographiques, on privilégie la conservation des angles, la projection (dite conique conforme) induit une erreur dans les distances : on parle alors d'altération linéaire c'est à dire de déformation induite par la transformation entre la longueur mesurée en projection sur une carte ou sur un plan et la distance mesurée le long de l'ellipsoïde, considérée comme la référence.

Le Rgf 93

Le nouveau système, défini par des mesures spatiales, est plus précis que l'ancien système NTF défini par des mesures terrestres ; il est surtout directement compatible avec les systèmes européens et mondiaux de positionnement par satellite (Gps).

Dix projections lui sont associées :

- le Lambert 93 qui comporte une seule projection conique conforme pour toute la France métropolitaine entre le 41° et le 51° parallèle ;
- les coniques conformes 9 zones constituées de 9 projections distinctes, chaque zone étant centrée sur un parallèle (CC 42 à CC 50), avec des recouvrements de 50 % entre zones.

Incidences du choix de la projection

Le Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de la Mer préconise de retenir la projection conique Lambert 93. Les données IGN seront ainsi produites à l'origine dans ce système de projection. À l'inverse, le cadastre sera produit en CC 9 zones (selon le découpage de la carte figure 2) et il est vraisemblable que chaque collectivité utilisera la conique conforme couvrant le mieux son territoire.

Cette recommandation du Lambert 93 par le ministère s'explique pour des raisons d'homogénéité. Son utilisation peut toutefois s'avérer, suivant les cas,

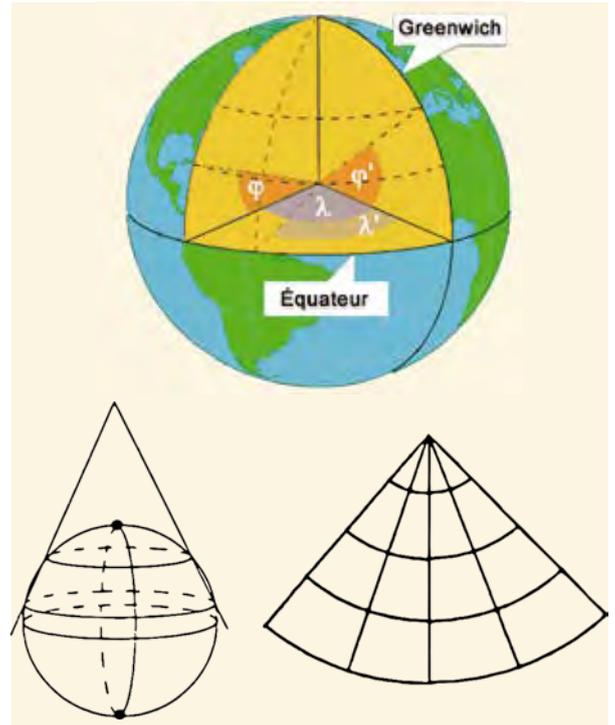


Figure 1 : projections et coordonnées d'un point – Source : d'après Certu

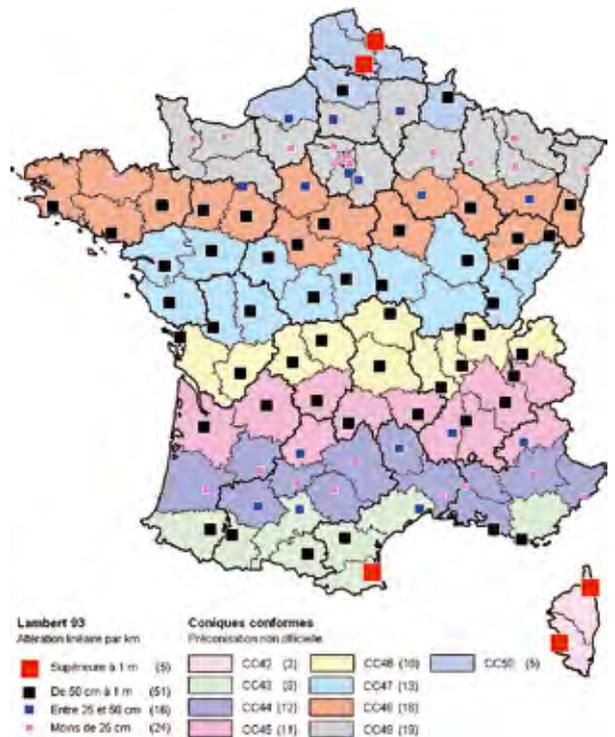


Figure 2 : altération linéaire par kilomètres lors de l'utilisation des coordonnées Lambert 93 – Source : Certu

incompatible avec la précision nécessaire pour la mesure des longueurs dans la définition de projets routiers et plus encore, de projets d'ouvrages d'art.

Toutes les dimensions d'un ouvrage sont en effet définies à partir de projections en plan et en élévation, le long de l'axe routier de référence. Les axes d'appuis, et notamment les axes des culées, sont implantés sur le fond de plan topographique en fonction de la brèche ; la longueur totale de l'ouvrage et les différentes portées sont ensuite calculées à partir des coordonnées de ces points d'implantation à l'aide de formules trigonométriques classiques. Or, du fait des altérations linéaires inhérentes au système de projection, les longueurs ainsi déterminées par le calcul sont différentes des longueurs réelles que l'on peut mesurer sur le terrain entre les points implantés.

Bien entendu, les altérations linéaires peuvent être calculées avec précision mais sur des plans d'ouvrages qui comportent des centaines, voire de milliers de cotes, il est capital d'utiliser, à tous les stades (du projet à la réalisation) un système qui minimise le plus les écarts entre la projection entachée de l'altération linéaire et la distance exacte mesurée sur le terrain.

Avec une projection unique telle que le Lambert 93, c'est dans le nord et le sud de la France que les distorsions sont les plus marquées : les altérations linéaires peuvent alors dépasser 10 cm pour 100 m, jusqu'à atteindre 30 cm pour 100 m en Corse. Avec l'ancien système, des distorsions existaient également mais elles restaient plus limitées du fait de l'existence de quatre zones de projection distinctes. Les coniques conformes 9 zones permettent de limiter davantage encore les altérations linéaires (8,5 mm pour 100 m au pire).

Problèmes posés par les conversions

Les conversions entre systèmes de projection sont possibles à l'aide de petites routines automatiques ; ces outils facilitent grandement la conversion de fonds topographiques sous forme numérique. Mais outre les risques d'erreurs et de confusions qui résultent de l'utilisation inconsidérée de ces outils dans les deux sens, l'attention des projeteurs doit être attirée sur le fait que les conversions de ce type ne traitent que les coordonnées et, en principe, ni les dimensions des objets, ni les caractéristiques des éléments géométriques constitutifs du projet routier. Même si les dimensions étaient recalculées (ce qui est possible techniquement) la réalisation et le contrôle des projets serait rendue très difficile avec de multiples cotes comportant nécessairement de nombreuses décimales. Dès lors il est sage de considérer que les dimensions d'ouvrages calculées sous Autocad ne sont rigoureusement cohérentes que pour le système utilisé initialement pour la réalisation du projet et erronées (ou incohérentes) sous tout autre système. La conversion en fin de projet est donc un pis-aller qui peut conduire à des erreurs sur le terrain.

Préconisations pour l'élaboration des projets d'ouvrage d'art

L'élaboration des plans d'un projet d'ouvrage d'art dans le système de coordonnées associé à la projection Lambert 93 doit à notre avis rester limitée aux ouvrages de faible longueur construits dans des régions où la distorsion linéaire reste modérée (cf. figure 2 et fiches du Certu « géoréférencement et RGF93 », disponibles en téléchargement à l'adresse suivante :

<http://www.certu.fr>, taper « Rgf93 » dans le champ « rechercher »).

Dans tous les autres cas, l'utilisation de la conique conforme la plus appropriée est à privilégier et ce d'autant lorsque l'ouvrage n'est pas coulé en place (poutres préfabriquées, charpente métallique...).

Le choix de la projection doit se faire au départ et ne pas être modifié au cours de la vie du projet. Dans le cas où un changement serait demandé une fois le projet achevé, il paraît souhaitable de ne pas effectuer de conversion des documents graphiques. Au mieux peut on fournir un point d'implantation dans le nouveau référentiel afin de garder sa cohérence au projet. De même il est prudent de s'en tenir au même système pendant toute la durée du chantier.

Il faut donc demander la fourniture des données topographiques dans le système de référence conique conforme de la zone, ou effectuer le changement de référentiel avant tout travail de définition du projet.

Il est bien évidemment indispensable que tous les intervenants (projeteurs routiers, projeteurs ouvrages d'art) utilisent la même projection, comme il est également nécessaire de spécifier le référentiel utilisé pour l'élaboration du projet dans les pièces du marché. Le choix de la conique conforme reste libre : aucun texte officiel ne rattache un département à une conique ; il faut faire un choix de projection unique et retenir la conique conforme qui couvre au mieux la zone d'étude (dans le cadre d'un projet routier interdépartemental, la conique choisie peut ainsi s'avérer différente de celle utilisée habituellement dans un département).

Afin de définir quelle projection utiliser, il faut, à partir de la latitude du site où l'ouvrage d'art doit être implanté, connaître avec précision l'altération linéaire locale. On peut en avoir une idée à partir de la carte figure 2. Il sera très prochainement possible de calculer cette altération avec précision à l'aide d'outils que le Certu s'appête à diffuser. En fonction, il faut alors déterminer quelle projection est la meilleure car il y a toujours deux CC possibles sur une même zone. Enfin, il faut savoir que dans certains cas (autour des deux parallèles automécoïques), l'altération linéaire du L93 reste plus petite que celle des CC (44° et 49°) ■

2010 - Application des Eurocodes

Notes d'information n° 31 et 32 du Sétra

À partir d'avril 2010, l'emploi des Eurocodes va devenir la règle de base pour la conception des ouvrages d'art. Dans ses recommandations de juillet 2009, le groupe d'étude des marchés ouvrages - travaux et maîtrise d'œuvre (GEM-OTM) engage les maîtres d'ouvrage à établir leurs spécifications techniques en référence aux normes françaises transposant les normes européennes.

Ce nouveau référentiel nécessite une plus grande implication des maîtres d'ouvrage dans la définition des besoins et des exigences devant être contractualisés au programme et dans les cahiers des charges de leurs projets.

La note d'information ouvrages d'art n° 31 du Sétra a pour objet d'indiquer aux maîtres d'ouvrage les spécifications particulières pour lesquelles ils sont tenus de préciser leurs exigences vis-à-vis de la sécurité, de la durabilité et de la qualité des ouvrages.

L'harmonisation des méthodes de calcul vise à faciliter la libre circulation des prestations de service et des produits de la construction. Les États membres doivent donc se référer aux Eurocodes dans leurs réglementations nationales. L'échéance de mars 2010, pour leur transposition en normes nationales et pour le retrait des référentiels nationaux en contradiction, figure en avant-propos de chaque Eurocode.

L'ensemble du corpus normatif européen est aujourd'hui homologué (transposé en normes françaises). Les annexes nationales sont également publiées. Seul le décret et son arrêté national auxquels se réfèrent les annexes nationales de l'Eurocode 8, relatives à la justification des structures vis-à-vis du risque sismique ne sont pas publiés. Dans l'attente de leurs publications, il est recommandé aux maîtres d'ouvrage de se conformer à des dispositions transitoires, objet de la note d'information du Sétra n° 32 « 2010 Application des Eurocodes - Recommandations » pour l'Eurocode 8 « Calculs des structures pour leur résistance aux séismes ».



Ce document est disponible en téléchargement sur les sites internet et intranet du Sétra :

- internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>
- i2 (réseau du intranet) : <http://intra.setra.i2>

Certification des Entreprises Spécialisées en Précontrainte (Esp) et de son personnel de mise en œuvre



Les dispositions relatives à la fourniture et à la mise en œuvre des procédés de précontrainte dans le cadre des marchés publics de travaux sont définis dans le nouveau fascicule 65 du CCTG (téléchargeable sur le site Documentation des Techniques Routières Françaises du Sétra).

Rappelons que la CIP (Commission Interministérielle de la Précontrainte) a été dissoute le 30 juin 2006 par le décret n° 2006-662 du 7 juin 2006 relatif à la réorganisation, au retrait de magistrats et à la suppression de diverses commissions administratives.

Ce décret précise que l'homologation par la CIP des armatures de précontrainte est remplacée par une certification ASQPE (ASSociation pour la Qualification de la Précontrainte et des Équipements des ouvrages de bâtiment et de génie civil). Le fascicule 65 le rappelle : « Les armatures à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré ou post-tension doivent respecter le référentiel technique de l'ASQPE ou un référentiel équivalent et ce respect doit être certifié par un organisme de certification accrédité ».

Pour la fourniture des procédés de précontrainte, l'agrément délivré par la CIP est remplacée par l'obligation de bénéficier d'un agrément technique européen (ATE) et du marquage CE. La procédure de délivrance des ATE est désormais opérationnelle et permet à toutes les entreprises le souhaitant d'obtenir un ATE pour ses procédés de précontrainte. (Pour plus d'informations, le lecteur pourra consulter le site internet de l'EOTA (European Organization for Technical Approvals : <http://www.eota.be>).

La mission de la CIP comportait également la vérification des dispositions préétablies en matière d'assurance qualité ainsi que le contrôle du matériel de mise en œuvre de la précontrainte (vérins de mise en tension, manomètres, etc.) et des dispositifs d'ancrage, dans le cadre de la mission dite VCU (Vérification du Contrôle en Usine), mais elle ne couvrait par les dispositions de mise en œuvre des entreprises. Le fascicule 65 lui substitue l'obligation de respecter le référentiel européen « CEN Workshop Agreement n° 14646 » de juin 2003 qui couvre maintenant également la garantie de qualité de mise en œuvre des Entreprises Spécialisées qui mettent en œuvre la Précontrainte (Esp). Ce respect doit être certifié par un organisme de certification accrédité.

L'ASQPE délivre depuis début 2009 cette certification. Les maîtres d'ouvrages publics peuvent donc maintenant l'exiger des Entreprises Spécialisées qui mettent en œuvre la Précontrainte.

Cette attestation de conformité « ASQPE » apporte une «garantie» de qualité de la mise en œuvre de la précontrainte. En effet elle permet d'attester que l'Esp :

- est techniquement compétente pour mettre en œuvre un ou plusieurs procédés de précontrainte marqué CE,
- dispose des contrats avec le ou les détenteurs du marquage CE l'autorisant à mettre en œuvre ces procédés,
- dispose d'une organisation et d'un personnel qualifié opérationnel pour ses chantiers,
- dispose de l'assistance technique et du matériel correspondant.

La complexité de la mise en œuvre de la précontrainte et son importance pour la sécurité et la durabilité de l'ouvrage justifient pleinement cette exigence de la part des maîtres d'ouvrages.

Références

Site internet de la Documentation des Techniques Routières Françaises :

<http://portail.documentation.developpement-durable.gouv.fr/dtrf>

Site internet de l'EOTA (European Organization for Technical Approvals) :

<http://www.eota.be>

Philippe Amiot (ASQPE), Thierry Kretz (Sétra)



Photo 1: dispositif d'ancrage de précontrainte sur le chantier du viaduc de Compiègne – source : Gérard Forquet (Sétra)

Stages

Ponts Formation Édition : la formation continue de l'École des Ponts dans le domaine des ouvrages d'art

Les aciers de construction métallique : des aciers courants aux aciers à hautes performances (application ouvrages d'art et grands bâtiments)	16 au 17 mars 2010
Concevoir et construire les passerelles piétonnes + Étude de cas	22 au 25 mars 2010
Maîtriser le comportement dynamique des passerelles:anticiper les risques et améliorer le confort	24 au 25 mars 2010
Cycle de base : la géotechnique et ses applications 2 ^e module - 2009-2010	24 au 26 mars 2010
Eurocode 2 : calcul des structures en béton Application Ouvrages d'Art	29 au 31 mars 2010
Ponts en maçonnerie (2 ^e partie): réparer et adapter	30 au 31 mars 2010
Elargissement des ponts en maçonnerie	1^{er} avril 2010
Prescrire les bétons de structure selon les nouveaux référentiels (NF EN 206-1, Eurocodes, EN 13760, fascicule 65) : mieux viser a durabilité des ouvrages	4 au 5 mai 2010
Cycle Inspection des ouvrages d'art - module 2 : grands ouvrages en béton précontraint	19 mai 2010
Ponts et passerelles mobiles : conception, réalisation, entretien	19 au 20 mai 2010
Cycle Projets de tunnels - module 1 : pilotage général du projet et éléments de conception	26 au 27 mai 2010
Maîtriser l'exécution des structures en béton - application ouvrages d'art et bâtiments	26 au 27 mai 2010
Maintenance, entretien et réparation des ouvrages métalliques et mixtes	2 au 4 juin 2010
Suivre et contrôler un chantier d'ouvrages d'art	8 au 10 juin 2010
Cycle Conduire un projet d'ouvrage d'art - module 2 : contractualiser et piloter la conception	15 au 17 juin 2010

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : tél : 01 44 58 27 28 ou site : <http://pfe.enpc.fr>
 Renseignements concernant les cycles internationaux : tél : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

Publications

• Application des Eurocodes par le maître d'ouvrage - Le programme d'un ouvrage d'art aux Eurocodes

Guide technique

Référence : 1002 - Février 2010 - 60 pages - Prix de vente : 15 euros

Ce guide présente le contenu d'un programme d'ouvrages d'art établi sur la base des nouvelles normes européennes de conception et de vérification des structures, dites Eurocodes.

Il permet ainsi au maître d'ouvrage de formuler ses exigences pour la conception et les performances de l'ouvrage dans des termes compatibles avec le référentiel normatif.

Ce guide rappelle également les obligations de la maîtrise d'ouvrage pour respecter les exigences réglementaires et pour obtenir un ouvrage de qualité.



À consulter également, sur ce thème, deux notes d'information récemment publiées sur les sites web du Sétro :

- 2010 - Application des Eurocodes – Recommandations à la maîtrise d'ouvrage, qui est une synthèse de ce guide ;
- 2010 - Application des Eurocodes – Recommandations pour l'Eurocode 8 « Calculs des structures pour leur résistance aux séismes ».

• Ouvrages édités par le LCPC

Mesure de la tension des armatures de précontrainte à l'aide d'Arbalète

Référence : GTARBA - Novembre 2009 - 24 pages - Prix de vente : 25 euros

L'arbalète est un outil développé au sein du réseau des LPC, destiné à évaluer la tension résiduelle des armatures de précontrainte dans les ouvrages en service.

L'arbalète est mise en œuvre après l'ouverture d'une «fenêtre» dans l'ouvrage, jusqu'à découvrir les armatures à tester sur une longueur de 50 à 80 centimètres.

Le principe de fonctionnement de l'arbalète est de mesurer l'effort F nécessaire pour dévier transversalement l'armature tendue d'une flèche f . De fait, un essai consiste à enregistrer point par point la courbe $F(f)$, dite courbe d'arbalète, jusqu'à une flèche maximale de quelques millimètres.

Le document décrit la constitution d'une chaîne de mesure à l'arbalète en usage en 2009. Il en explique le mode opératoire, la calibration et la méthodologie d'exploitation des courbes d'arbalète qui concourent à une évaluation optimale de l'effort de tension dans l'armature testée.



Méthodes de suivi dimensionnel et de suivi de la fissuration des structures

Référence : SUIVIDIM - Décembre 2009 - 60 pages - Prix de vente : 35 euros

Le présent guide technique est un recueil de cinq méthodes de mesures utilisées pour effectuer le suivi des déformations locales ou globales des structures, le suivi de leur déformée ou de leur fissuration : la mesure de l'ouverture de fissures par macrophotographie numérique, la mesure de déformation à l'aide de l'extensomètre type LCPC de base 400 mm, le suivi dimensionnel à l'aide du distancemètre orientable à fil d'invar, le suivi dimensionnel par distancemétrie infrarouge et le suivi dimensionnel par planimétrie laser.

Ces méthodes présentent un grand intérêt pour le diagnostic et la surveillance métrologique des ouvrages et de façon plus générale pour le contrôle de santé des ouvrages. Elles ont un vaste champ possible d'applications dans le domaine des ouvrages d'art (ponts, tunnels, ouvrages de soutènement des terres) et plus largement dans le domaine des structures de génie civil et des grands bâtiments. Elles sont particulièrement utilisées pour le suivi des structures en béton atteintes de réaction de gonflement interne, en accord avec la méthodologie de gestion décrite dans le guide technique d'aide à la gestion des ouvrages atteints de réaction de gonflement interne du béton publié par le LCPC en 2003.



Coordonnées des rédacteurs

Robert Bonnefoy
DIR Méditerranée
Tél : 04 91 28 43 44

Jean-Christophe Carles
CETE Méditerranée
Tél : 04 42 24 76 86

Denis Davi
CETE Méditerranée
Tél : 04 42 24 76 81

Fernando Dias
Sétra/CTOA DGO
Tél : 01 46 11 32 78

Jean-Claude Hippolyte
Sétra/CTOA/DM
Tél : 01 46 11 33 57

Thierry Kretz
Sétra/CTOA
Tél : 01 46 11 32 58

Laurent Labourie
CETE Nord-Picardie
Tél : 03 20 49 61 81

Daniel Le Faucheur
Retraité (Anciennement Sétra)

Renaud Leglise
CETE Nord-Picardie/INFRA/OA
Tél : 03 20 49 63 63

Aurélie Vivier
Sétra/CTOA DGO
Tél : 01 46 11 36 21

Philippe Amiot
ASQPE
Tél: 01 40 43 53 05

Eric Rillardon, graphiste infographiste pour le Bulletin Ouvrages d'Art, quitte le Sétra pour de nouveaux horizons professionnels. Nous le remercions pour tous les BOA dont il a assuré la publication et lui souhaitons une bonne continuation dans son nouveau travail.

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer.

Vous y trouverez :

- les dernières parutions,
- les ouvrages disponibles, avec résumé, référence, prix de vente...,
- les modalités de commande.

Retrouver également en téléchargement (au format PDF) les numéros précédents du Bulletin Ouvrages d'art.

sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>

sur i2 : <http://intra.setra.i2>



Ce bulletin est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>
- sur i2 (réseau du Ministère) : <http://intra.setra.i2>



Document disponible au bureau de vente du Sétro
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **1010**

Couverture - crédit photos : Fernando Dias (Sétro) ;
vignettes : Fernando Dias (Sétro), CIE Méditerranée-Sétro, Gérard Forquet (Sétro)
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétro)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétro est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2010 Sétro - Dépôt légal : 1^{er} trimestre 2010 - ISSN : 1266-166X - ISBN : 978-2-11-099165-2

Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabellisé PEFC.
PEFC/10-31-945



Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagement

46 avenue Aristide Briand
BP 100 - 92225 Bagneux
Cedex - France
tél : 33 (0)1 46 11 31 31
fax : 33 (0)1 46 11 31 69

Le Sétro appartient
au Réseau Scientifique
et Technique du MEEDDM

