

# LA DOUBLE ACTION MIXTE POUR L'OPTIMISATION DES PONTS BIPOUTRES MIXTES

---

**Michel TRIQUET\*, Simon GELEZ\*, Patrice SCHMITT\*, Ziad HAJAR\*\*,  
Claude SERVANT\*\*, Eric GUYOT\*\*\***

\* SNCF – Département des ouvrages d'art  
6 avenue François Mitterrand, 93574 LA PLAINE SAINT-DENIS CEDEX

\*\* EIFFAGE TP

2 rue Hélène Boucher, BP 92, 93337 NEUILLY-SUR-MARNE

\*\*\* EIFFAGE CM

1 Route de Mothern, 67630 LAUTERBOURG

---

## 1. INTRODUCTION

La conception des bipoutres mixtes ferroviaires fait classiquement appel à un contreventement inférieur pour améliorer le comportement dynamique et en torsion des tabliers.

Jusqu'à l'époque du TGV MEDITERRANEE, ce contreventement était métallique ; il nécessitait de nombreuses configurations d'assemblage et un boulonnage à serrage contrôlé fastidieux à réaliser sur chantier. Ainsi, son coût de réalisation s'avérait très élevé par rapport à la masse d'acier à mettre en oeuvre.

Sur cette même ligne, l'ouvrage de franchissement de l'A7 à Bonpas (Vaucluse) a vu apparaître un contreventement expérimental, composé d'éléments de hourdis préfabriqués en béton, discontinus, de 15 cm d'épaisseur courante, et disposés en partie inférieure du tablier, entre les poutres. Un autre ouvrage de ce type a été conçu sur réseau clas-

sique, pour le franchissement de la Seine à Melun (pont dit du « Pet au Diable » en 1998). Dans cette conception, les éléments préfabriqués ont une longueur de 2 m à 2.5 m (dans la direction des poutres). Ils n'étaient pas clavés entre eux, mais simplement connectés aux poutres par des goujons Nelson.

Ce type de contreventement a eu rapidement un grand succès pour les ouvrages ferroviaires ; l'augmentation significative de la raideur en torsion et de la masse du tablier, qu'il induit, permet d'améliorer grandement la réponse dynamique des ouvrages sous circulations ferroviaires. Ainsi, l'emploi de ce type de contreventement s'est généralisé sur la LGV Est Européenne et la LGV Rhin-Rhône. Mais pour l'ensemble de ces ouvrages, aucune participation du hourdis inférieur (discontinu), en flexion générale, n'a été envisagée.

Pour autant, il semble que la réflexion devait être poursuivie : dans un contexte de lutte contre le réchauffement cli-

matique et de crise économique, l'optimisation des quantités de matière à mettre en oeuvre dans les ouvrages est un impératif qui s'impose à tous les acteurs de la construction. Une solution innovante a été réalisée il y a quelques années pour le viaduc de Las Piedras (Espagne – LGV Cordoba – Malaga – 2004 à 2006), en faisant participer en flexion longitudinale le hourdis inférieur sur appuis intermédiaires. L'emploi des Eurocodes, et notamment les restrictions sur l'utilisation des coefficients d'équivalence dans le cas de la double action mixte (EN 1994-2 clauses 5.4.2.2(2) et 5.4.2.2(10)) a conduit les ingénieurs d'EIFFAGE et du Département des Ouvrages d'Art de la SNCF à réfléchir à cette conception pour exploiter au maximum la mixité de la structure.

L'étude a été menée pour trois ouvrages de la ligne nouvelle à grande vitesse Bretagne – Pays de Loire (BPL) :

- le viaduc du Vicoin (longueur 337 m : 38.5 m + 5x52 m + 38.5 m)
- le viaduc de la Courbe (longueur 374 m : 37 m + 6x50 m + 37 m)
- le viaduc du Quartier (longueur 263 m : 37 m + 4x46 m + 42 m)

Pour les deux premiers, l'optimisation des quantités a été l'objectif principal. Sur le troisième (viaduc du Quartier), à cause des contraintes fortes de profil en long de la voie ferrée et de certaines voies franchies, au-delà de l'optimisation des quantités, la priorité a été donnée à la réduction de la hauteur des poutres.

## 2. DESCRIPTION DES TABLIERS

### 2.1. Caractéristiques générales

Les voies sont en alignement droit, sauf sur le viaduc du Quartier (rayon 6000 m et raccordement parabolique).

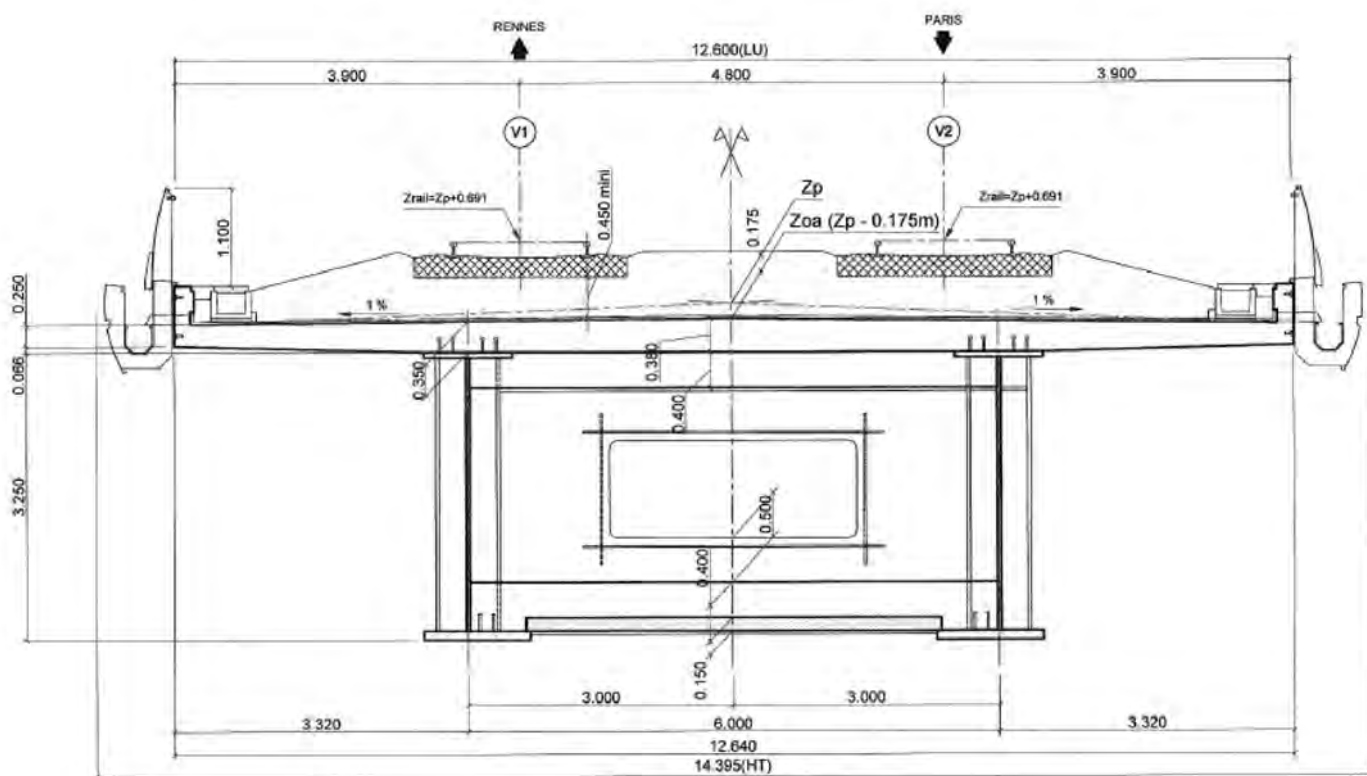
La section des tabliers est constituée de deux poutres en I, connectées à une dalle supérieure en béton armé. Les tabliers portent une plateforme ferroviaire à deux voies électrifiées en 25 KV. L'écartement des voies est de 4.5 m sur les viaducs du Vicoin et du Quartier et de 4.80 m sur le viaduc de la Courbe.

La largeur utile (entre nus de garde-corps) de la dalle est de 12.30 m sur les deux premiers et de 12.60 m sur le troisième. Les dalles des viaducs du Vicoin et de la Courbe sont pentées à 1% en double toit vers les rives. La dalle du viaduc du Quartier est pentée à 4 % vers l'intérieur (les poutres sont décalées verticalement de 24 cm).

L'entraxe des poutres est de 6.00 m sur les trois viaducs. Il a été maintenu constant (bien que l'écartement des voies varie) dans le but d'homogénéiser les principes de construction des appuis sur les trois ouvrages.

### 2.2. Caractéristiques des sections – Dalle supérieure

Les caractéristiques des sections sont les suivantes :



Coupe transversale du viaduc de la Courbe

Viaduc	Hauteur poutre (m)	Larg. sem. sup. (mm)	Larg. sem. inf. (mm)	Ep. dalle (axe tablier / axe poutre / rive) (cm)
Vicoin	3.35 (constante)	900 (constante)	1000 (constante)	43 – 40 – 25
Courbe	3.25 (constante)	900 (constante)	1000 (constante)	38 – 35 – 25
Quartier	2.75 (constante)	900 (constante)	1000 (constante)	43 – 40 – 25

Classiquement, sur les lignes ferroviaires à grande vitesse, l'épaisseur de la dalle des bipoutres mixtes était de 40 cm au droit des poutres, de 43 cm à l'axe du tablier et de 25 cm en rive de dalle. Cela conduisait à considérer une épaisseur équivalente de calcul de 37 cm.

Dans le cas de ces ouvrages, l'épaisseur est de 35 cm au droit des poutres (contre 40 cm auparavant). Les surépaisseurs sur les viaducs du Vicoin et du Quartier résultent simplement de l'emploi de prédalles non participantes (épaisseur 8 cm) pour le coffrage de la dalle entre les poutres. L'épaisseur équivalente de calcul est ainsi ramenée à 33 cm. Il s'agit là d'une première optimisation des dispositions habituellement retenues.

### 2.3. Diaphragmes verticaux

Les pièces de pont sont des diaphragmes pleins, avec trou d'homme. Leur hauteur diffère selon les ouvrages.

Sur les viaducs du Vicoin et du Quartier, la dalle est coulée en place sur prédalles entre poutres ; les extradados des semelles supérieures des pièces de pont et des poutres coïncident. Ainsi, la fixation de l'âme de la pièce de pont sur la poutre se fait par un montant en simple plat. Les semelles sont soudées en pleine pénétration sur les semelles de la poutre.

Sur le viaduc de la Courbe, pour des questions de méthodes chantier, la dalle est coulée à l'aide d'outils coffrants complets ; il n'y a pas de prédalle entre poutres. Aussi, afin d'optimiser les rotations des outils coffrants, la semelle supérieure des pièces de pont est descendue de 400 mm, pour permettre, sans démontage, le passage entre poutres des plateaux de coffrage de la dalle. Avec cette conception, la semelle inférieure de la pièce de pont est soudée en pleine pénétration sur celle de la poutre, mais l'âme et la semelle supérieure viennent se fixer sur un montant en Té.

Cette conception a été privilégiée par rapport à celle qui avait été développée pour le viaduc de Las Piedras (diaphragmes treillis en K) et retenue pour ces trois ouvrages en phase APD : en effet, les études d'exécution de ces ouvrages ont soulevé des problèmes de fatigue au niveau des assemblages des diagonales sur les poutres. La résolution de ces problèmes aurait conduit à retenir des sections de diagonales et des attaches trop importantes pour être compétitives dans le cadre de l'économie de ce projet.

L'espacement des diaphragmes a été calé pour avoir un espacement constant entre éléments sur une même travée.

Viaduc	Espacement des pièces de pont (m)		
	Travée de rive	Travées courantes	Travée de rive
du Vicoin	3 x 12.833	4 x 13.000	3 x 12.833
de la Courbe	3 x 12.333	4 x 12.500	3 x 12.333
du Quartier	3 x 12.333	4 x 11.500	4 x 10.500

### 2.4. Hourdis inférieur

Sur chacun des viaducs, le hourdis inférieur présente deux zones distinctes :

- La première, dite « sur appui de continuité », règne de part et d'autre de chaque pile, jusqu'à la première pièce de pont en travée ;

- La seconde, dite « en travée », s'étend au-delà.

Dans la zone « sur appui de continuité », le hourdis inférieur est coulé en place sur des prédalles participantes de 15 cm d'épaisseur. L'épaisseur totale du hourdis (y compris prédalle) varie de 25 cm, au droit de la première pièce de pont courante, jusqu'à 55 cm au droit de l'axe d'appui. Dans cette zone de moments fléchissants négatifs, le hourdis inférieur participe pleinement à la résistance en flexion de l'ouvrage, alors que la dalle supérieure, fissurée, n'apporte pas d'autre contribution que celle de ses armatures tendues. L'ensemble est clavé sur les poutres par des goujons connecteurs.

Les armatures du hourdis inférieur sur appui traversent l'âme de la pièce de pont, qui est percée en conséquence.

En travée, le hourdis inférieur est naturellement tendu par la flexion longitudinale du tablier. Il est composé d'éléments discontinus, préfabriqués, de 15 cm d'épaisseur courante, qui sont clavés sur les poutres par une longrine de chainage et des goujons connecteurs. Ce hourdis n'est pas pris en compte dans le calcul en flexion longitudinale.

La détermination des armatures du hourdis s'effectue à partir des efforts et contraintes obtenus sous le modèle général, en tenant compte, en zone où le hourdis supérieur est fissuré, des caractéristiques fissurées de la section considérée.

Longitudinalement, le hourdis inférieur peut être en traction (mais sans être fissuré car la contrainte de traction reste supérieure à  $-2f_{ctm}$ , du fait du principe même du calage de la longueur du hourdis inférieur collaborant).

Cette traction est équilibrée par des aciers longitudinaux, dont la section est au moins égale au ferrailage minimum de non fragilité.

La connexion avec les semelles inférieures des poutres principales transmet du cisaillement lié à la torsion et à l'effort tranchant calculé avec le modèle général du viaduc. Ces contraintes sont reprises par des armatures transversales perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage.

Le cisaillement créé par la torsion est constant sur toute la largeur du hourdis inférieur, celui créé par l'effort tranchant est maximum sur les côtés et nul au centre. Le moment fléchissant transversal (lié aux charges de service sur le hourdis inférieur) est nul sur les côtés et maximal au centre. (Voir schémas ci-dessous)

Les armatures transversales requises sont donc calculées comme étant le maximum entre les aciers nécessaires à la reprise du cisaillement créé par la torsion et par l'effort tranchant et les aciers nécessaires à la reprise du cisaillement créé par la torsion et du moment fléchissant transversal.

### 3. DOUBLE ACTION MIXTE

#### 3.1. Généralités

L'EN 1994-2 (clauses 5.4.2.2(2) et 5.4.2.2(10)) demande, lorsqu'on est en présence de deux semelles mixtes non fissurées, de déterminer les effets du fluage et du retrait du béton, par des méthodes plus précises que les méthodes forfaitaires développées dans la norme.

Le phasage de bétonnage a été étudié avec l'objectif de faire coïncider au maximum la limite entre hourdis supérieur fissuré et non fissuré avec le début du hourdis inférieur collaborant.

Un phasage de bétonnage, qui permet d'atteindre cet objectif, respecte le principe suivant, pour chaque travée :

- Bétonnage des plots inférieurs d'un appui,
- Bétonnage des plots supérieurs des travées adjacentes à cet appui,
- Bétonnage du plot supérieur sur appui

Le dimensionnement de l'ouvrage se fait dès lors en considérant une simple mixité, soit par la dalle supérieure (en travée), soit par le hourdis inférieur (sur appui). Dans ce dernier cas, les armatures de la dalle supérieure sont pris en

compte dans la détermination des caractéristiques des sections. Le calcul est géré à l'aide des coefficients d'équivalence acier/béton tels que définis dans les Eurocodes.

La première vérification consiste donc à déterminer les longueurs fissurées du hourdis inférieur comme de la dalle supérieure, par une analyse globale non fissurée (au sens de l'EN 1994-2). Les zones de dalle ou de hourdis supportant une contrainte inférieure à  $-2f_{ctm}$  à l'ELS caractéristique sont considérées comme fissurées et un nouveau calcul, en analyse fissurée, est mené sur la base de cette nouvelle répartition des caractéristiques mécaniques du tablier. La fissuration est prise en compte dans le calcul de flexion mais aussi dans la détermination des caractéristiques de torsion du tablier, par la réduction de moitié de l'épaisseur des éléments fissurés (selon l'EN 1994-2 5.4.2.3 (6)), en sus de l'introduction des coefficients d'équivalence acier-béton.

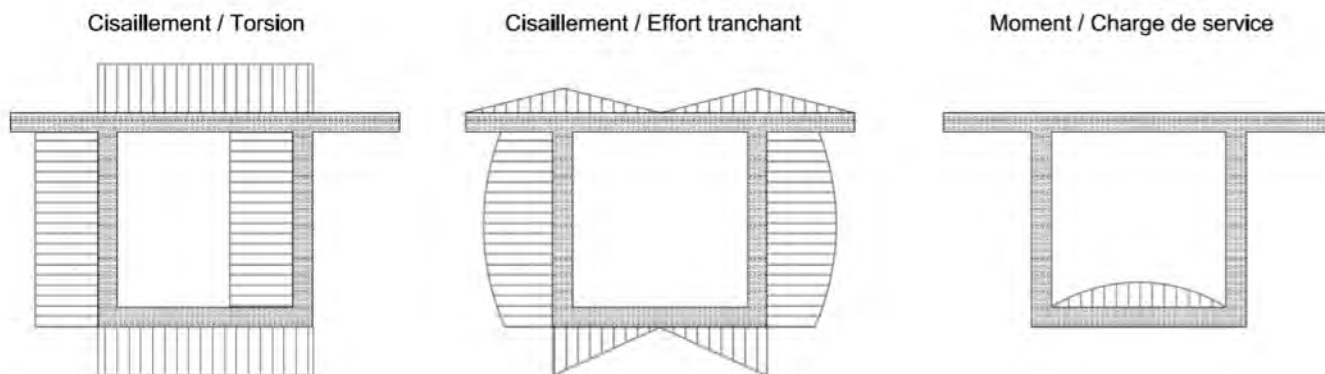
L'analyse globale (fissurée et non fissurée), comme l'analyse des sections se fait en considérant l'ensemble des sollicitations qui s'appliquent à l'ouvrage à la mise en service et au temps infini :

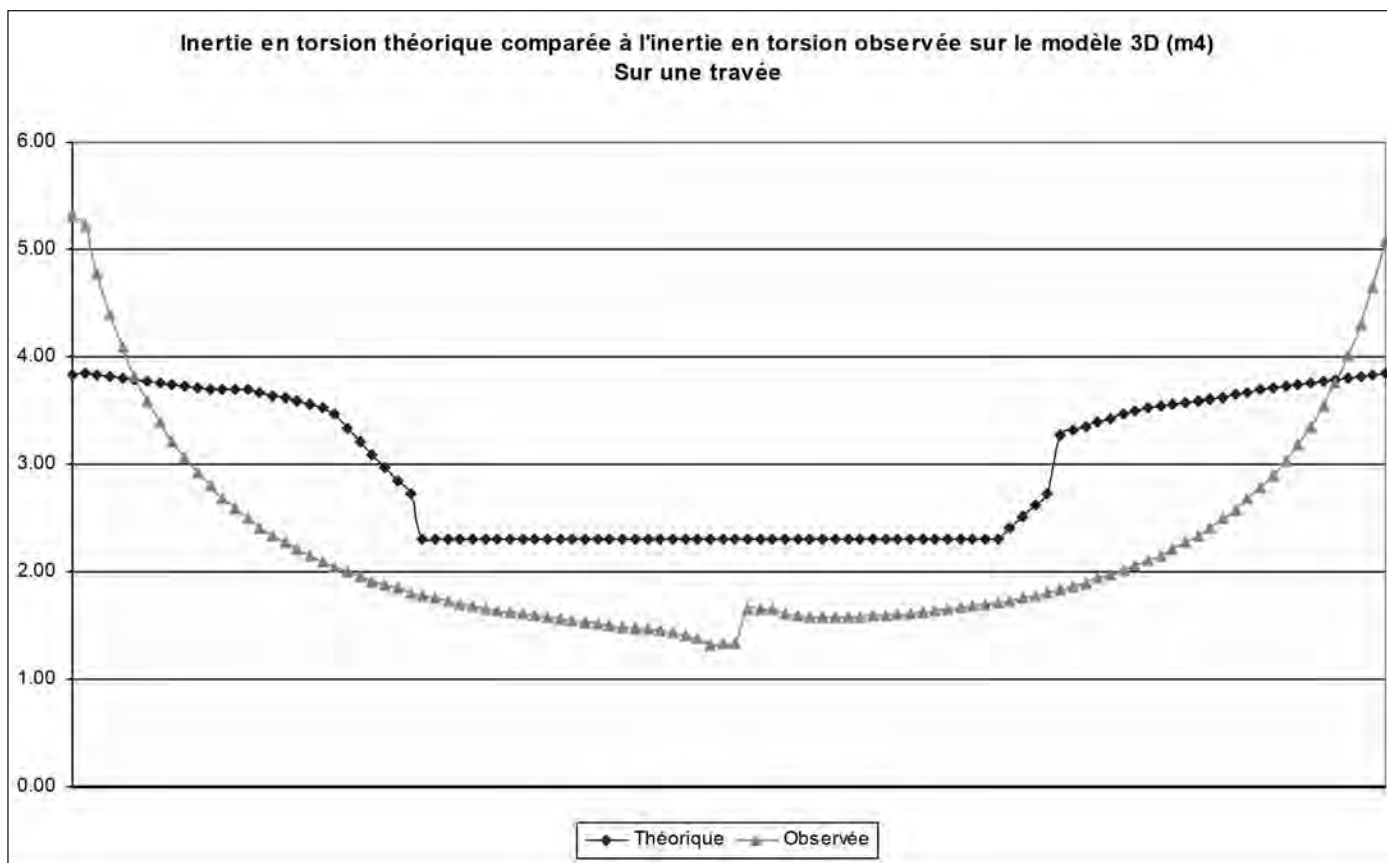
- Charges permanentes (acier, béton selon phasage, superstructures et équipements),
- Retrait du béton de la dalle supérieure,
- Retrait du béton du hourdis inférieur (collaborant),
- Gradient thermique,
- Charges d'exploitation.

#### 3.2. Amélioration du comportement dynamique de l'ouvrage

La présence du hourdis inférieur en béton armé permet d'améliorer le comportement dynamique de l'ouvrage, lors du passage des trains à grande vitesse :

- L'augmentation de la raideur en flexion des tronçons sur appui, via la participation du hourdis inférieur, comprimé dans ces zones, augmente les fréquences propres des modes de flexion contributifs.
- Le tablier présente un certain effet « caisson », vis-à-vis de la torsion. Le retour d'expérience de la SNCF (notamment via le passage des rames de mesures TGV IRIS 320) confirme que cet effet existe, au-delà des résultats obtenus sur simulations numériques. Ainsi, il est possible de considérer, pour le calcul dynamique, une inertie de





torsion de caisson, alors que pour un calcul statique, le comportement général de l'ouvrage doit plus considérer une répartition des charges de type 60%/40% d'une poutre sur l'autre. Il est possible de calibrer une inertie de torsion équivalente, légèrement plus faible que l'inertie de torsion théorique dite de Saint-Venant (diminution de l'ordre de 30%), à prendre en compte dans le calcul dynamique.

- L'augmentation de la raideur en torsion du tablier déplace les modes de torsion vers les hautes fréquences, ce qui permet de découpler les effets de la torsion et de la flexion et de réduire l'impact sur le gauche de voie.
- L'accélération du tablier étant inversement proportionnelle à la masse mise en jeu, l'apport massique du hourdis inférieur en béton améliore significativement la réponse dynamique de l'ouvrage.

### 3.3. Modification du comportement en flexion longitudinale

L'augmentation de raideur sur appui de continuité attire une partie du moment fléchissant de la travée vers la pile. Les études menées sur le viaduc du Vicoin ont montré que le transfert est de l'ordre de 7%, par rapport au même viaduc, sans participation du hourdis inférieur sur appui.

Sur appui de continuité, la présence du hourdis inférieur abaisse considérablement l'axe neutre de la section. La partie supérieure étant tendue, la classe de la section n'est plus donnée par l'âme, mais par le débord extérieur de la semelle inférieure de la poutre. Ainsi, pour une semelle de

1000 mm en acier S355, la section complète est de classe 3 pour une épaisseur supérieure à 45 mm et passe en classe 2 dès qu'on dépasse 55 mm. Il est donc possible de faire travailler en plasticité les sections sur appui, alors qu'en l'absence de hourdis inférieur, la classe de la section aurait été déterminée par l'élançement de l'âme, beaucoup plus restrictif.

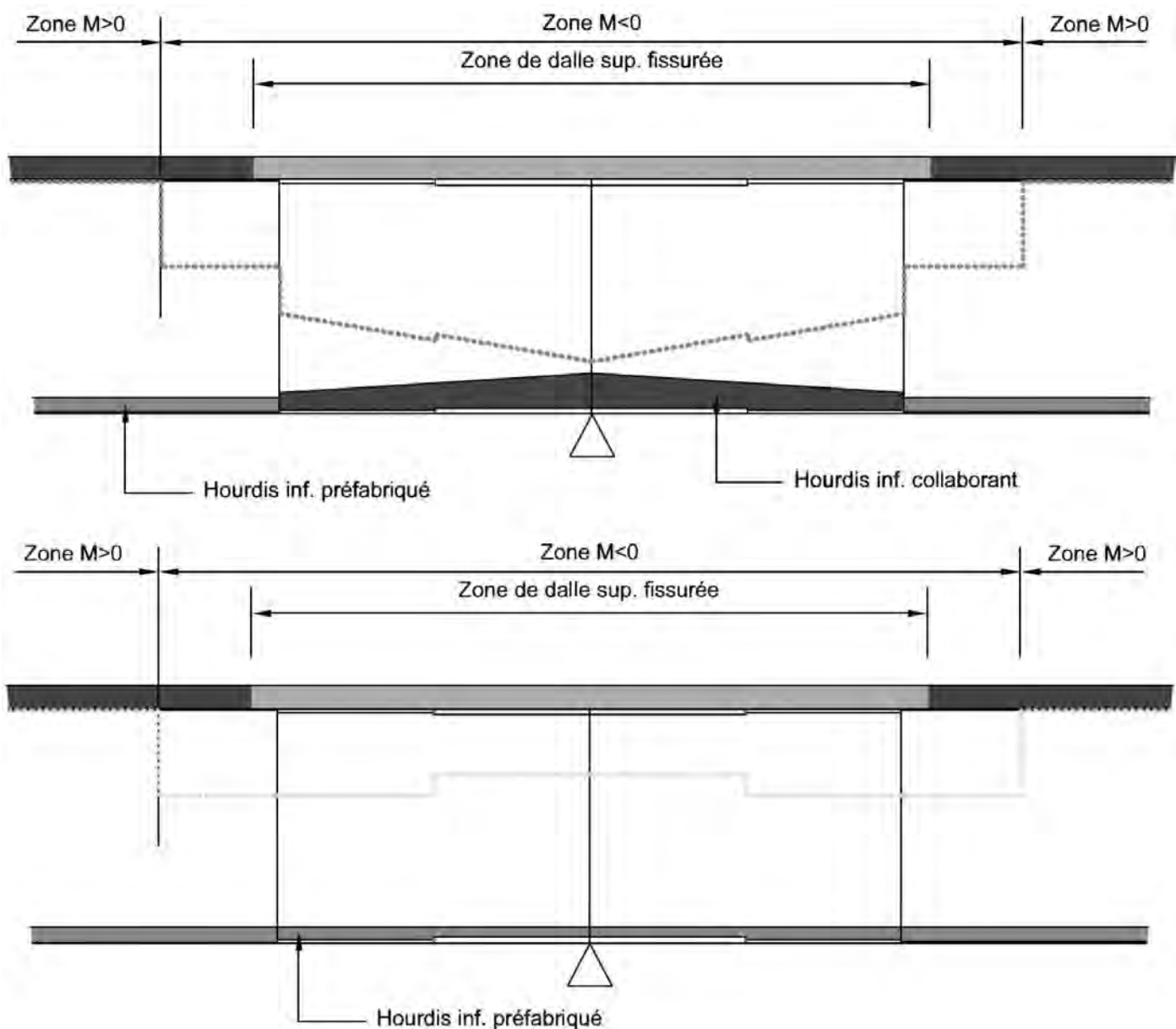
### 3.4. Optimisation des quantités induites par la double action mixte

L'optimisation des quantités peut être visualisée par la comparaison entre deux ouvrages de portées similaires : le viaduc du Vicoin, pour lequel la participation du hourdis inférieur est considérée, et le viaduc du Landbach (LGV Est Européenne 2<sup>e</sup> phase) pour lequel il n'en a pas été tenu compte. La conception des éléments transversaux est similaire sur les deux viaducs et ne vient donc pas perturber la comparaison.

Le gain se fait essentiellement au niveau des sections sur appui : les épaisseurs de semelles sont considérablement réduites. Les âmes sur appui n'ont pas besoin de raidissage horizontal pour le voilement. Par contre le raidissage vertical est légèrement supérieur, pour la reprise du voilement par cisaillement, puisque l'effort tranchant augmente dans la solution avec hourdis inférieur participant.

En outre, la conception des bipoutres mixtes selon le principe de la double action mixte permet de mieux satisfaire les trois critères de dimensionnement relatifs :

- aux contraintes dans l'acier,



Évolution de la position de l'axe neutre plastique avec et sans hourdis inférieur collaborant sur appui

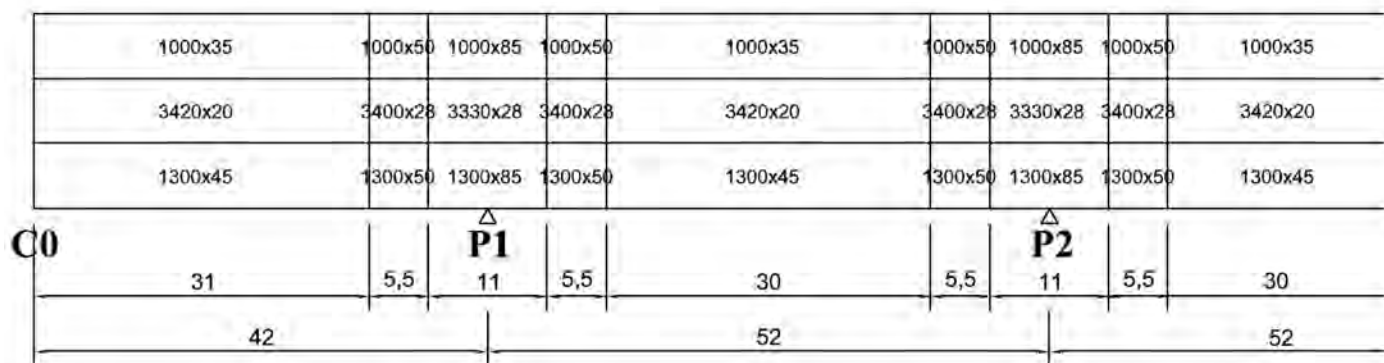
La répartition de matières du viaduc du Vicoin est donnée sur le schéma suivant :

Vicoin

900x30	900x50	900x70	900x50	900x30	900x50	900x70	900x50	900x30	
3290x20	3260x30	3220x30	3260x30	3290x20	3260x30	3220x30	3260x30	3290x20	
1000x30	1000x40	1000x60	1000x40	1000x30	1000x40	1000x60	1000x40	1000x30	
<b>C0</b>		<b>P1</b>				<b>P2</b>			
25	7	13	7	25	7	13	7	25	
38,5				52				52	

Celle du viaduc du Landbach est rappelée ci-dessous :

## Landbach



- à la limitation des déformations,
- au comportement dynamique.

Dans les bipoutres mixtes classiques, il est au contraire courant de devoir renforcer certaines sections pour l'un de ces trois critères seulement.

Le mètre des quantités des poutres pour les deux ouvrages est repris dans le tableau suivant. Le gain sur l'ossature métallique des ouvrages est de l'ordre de 18%.

Les quantités de béton mises en œuvre au ml varient, quant à elles, assez peu.

Il convient de noter que la comparaison se base sur le viaduc du Vicoin, qui présente des prédalles non collaborantes pour le coffrage du hourdis supérieur entre les poutres. Dans le cas d'un ouvrage sans prédalle (comme le viaduc de la Courbe), les quantités de béton seraient sensiblement

équivalentes entre une solution bi-poutre classique et une solution bi-poutre double action mixte.

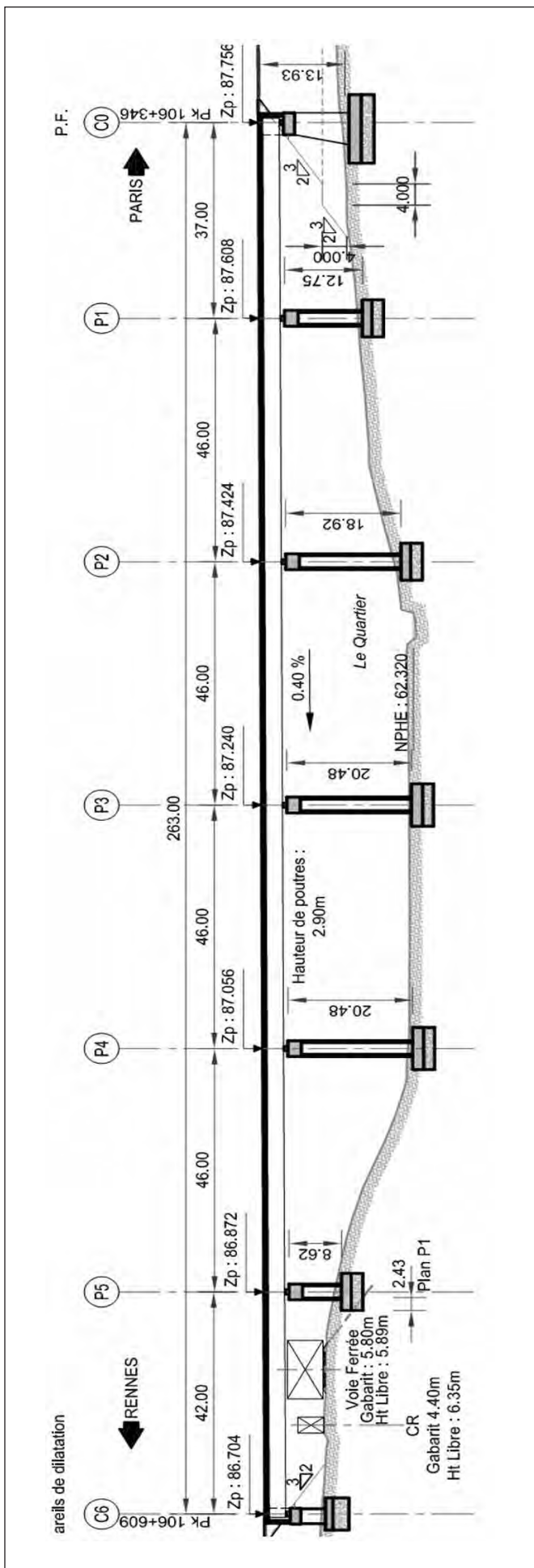
### 3.5. Cas particulier du viaduc du Quartier

Pour cet ouvrage, la participation du hourdis inférieur a été envisagée pour permettre la réduction de la hauteur de poutre, en vue de sécuriser le dégagement du gabarit sur la voie ferrée dans la dernière travée, malgré le balancement local défavorable de l'ouvrage (rapport de travées : 0.91).

La hauteur initiale de la poutre (2.90 m) a été abaissée à 2.75 m. La participation du hourdis inférieur sur pile per-

	Viaduc du Vicoin (t)	Viaduc du Landbach (t)
Semelles	421	929
Ames	430	645
Raidissage	43	51
Cadres	108	199
Total sans cadres	<b>894</b>	<b>1625</b>
Total avec cadres	<b>1002</b>	<b>1824</b>
Longueur tablier	337.0+0.80x2=338.6	500.0+2x1.0=502.0
Tonnage / ml sans cadres	<b>2.64</b>	<b>3.24</b>
Tonnage / ml avec cadres	<b>2.96</b>	<b>3.63</b>

	Viaduc du Vicoin (m³)	Viaduc du Landbach (m³)
Dalle supérieure (yc prédalle)	1520	2253
Hourdis inf. collaborant	372	0
Hourdis inf. non collaborant	209	574
Total	<b>2100</b>	<b>2827</b>
Longueur tablier	338.6	502
Quantité / ml	<b>6.20</b>	<b>5.63</b>



met de limiter malgré tout l'épaisseur des semelles à 70 mm sur appui. L'élancement de la poutre, classique de l'ordre du  $1/15^e$  pour un bipoutre sur LGV est ici optimisé quasiment au  $1/17^e$ , tout en maintenant des épaisseurs de tôles tout à fait raisonnables.

#### 4. CONCLUSIONS

Cette récente et dernière évolution de la conception des ponts bipoutres mixtes permet une optimisation supplémentaire de ces structures déjà fortement optimisées par le passé. Le gain sur l'ossature métallique des ouvrages est de l'ordre de 18%, pour des quantités de béton proches et un investissement relativement faible au niveau des méthodes de dimensionnement. Un tel gain sur les quantités de matière est d'autant plus appréciable, sur les plans écologiques et économiques, que les bipoutres mixtes sont très largement utilisés pour les ouvrages ferroviaires (cf exemples récents de la LVG Rhin-Rhône et de la LGV Est 2<sup>e</sup> phase).

Quelques gains indirects pourront peut être encore être dégagés, une fois que ces ouvrages seront en exploitation et qu'ils seront instrumentés : notamment, il conviendra de voir dans quelle mesure la participation du hourdis inférieur dans la résistance de l'ouvrage permettrait d'améliorer le coefficient d'amortissement critique, actuellement normé et limité à 0.5% pour les structures mixtes, et qui intervient dans la réponse dynamique de la structure lors du passage des trains à grande vitesse.