

Partie 2 :

Application aux ponts rails à poutrelles enrobées

1. Introduction

1.1 Objectifs

La SNCF est devenue maître dans la réalisation des ponts rails à poutrelles enrobées. Ces ponts constitués de poutrelles métalliques enrobées dans leur quasi-totalité de béton présentent en effet l'avantage d'une rapide mise en œuvre en site exploité. Ils sont utilisés pour une gamme de portées comprises entre 5 et 30 mètres. Cependant, leur épaisseur reste et leur masse sont importantes, et leur coût, lié à la quantité d'acier utilisée, reste élevé, comparé à d'autres types de ponts.

Il semblerait donc intéressant de voir l'apport, sur ces ponts, des méthodes de préflexion et de précontrainte étudiées dans la partie I, dans l'optique d'une réduction d'épaisseur et de masse de tablier, ainsi que dans une optique de minimisation de la quantité d'acier.

De façon à évaluer l'intérêt de ces deux systèmes sur les ponts rails à Tablier à Poutrelles Enrobées (TPE), deux types de dimensionnement seront effectués, pour des portées comprises entre 10 et 25 mètres, pour les ponts suivants :

- des ponts à poutrelles enrobées classiques (TPE)
- des ponts à poutrelles enrobées de type PREFLEX préfléchies
- des ponts à poutrelles enrobées de type PREFLEX précontraintes

Le premier dimensionnement sera basé sur l'obtention d'une épaisseur de tablier minimale, et le deuxième dimensionnement sur l'obtention d'une quantité d'acier minimale.

Comme il sera mis en évidence par la suite, à la différence des ponts à poutrelles enrobées routiers, l'aspect dynamique dû à la vitesse de circulation des trains joue un rôle important dans le dimensionnement des ponts rails. Deux catégories de lignes seront distinguées :

- les *LGV* (Ligne à Grande Vitesse), accueillant des trains circulant pour des vitesses inférieures ou égales à 300 km/h, notamment les TGV
- les *lignes classiques*, circulées à des vitesses maximales de 200 km/h

1.2 Cadre de l'étude

Le cadre de l'étude sera le suivant, pour chaque catégorie de ligne étudiée :

- Le pont est droit (c'est-à-dire avec un biais de 100 grades)
- Le pont supporte *une unique voie* de circulation.
- La voie est ballastée
- L'entretien de la voie est soigné.
- Les charges d'accotement, ainsi que les efforts transversaux tels que le vent, seront négligés

1.3 Matériaux

Les matériaux utilisés sont les suivants.

1.3.1 Acier des poutres métalliques

Les profilés métalliques seront des laminés du commerce uniquement, sans renforcement des semelles par des plats soudés : la SNCF préfère en effet limiter les soudures, points faibles du point de vue fatigue.

Les aciers laminés utilisables pour les poutrelles destinées aux tabliers de ponts-rails à poutrelles enrobées sont, dans les conditions normales d'emploi, des aciers de la nuance S275 ou S355. Depuis la mise en application de la normalisation européenne, ces aciers sont définis par la norme NF EN 10025. Voir annexe 2.A.

1.3.2 Bétons

Béton	qualité	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
B ₁	B 50	50	3,6
B ₂	B 30	30	2,4

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression, à l'âge de 28 jours,

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction

avec $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$ (en MPa)

2. Dimensionnement spécifique des ponts ferroviaires

Les règles de calcul des ponts rails ferroviaires diffèrent parfois des règles de conception des ponts routiers. Les descentes de charges sont en effet largement supérieures à celles des charges routières, et les contraintes de déformations du tablier ferroviaire sont très restrictives, de façon à garantir un contact rail - roue permanent, et un confort pour les voyageurs.

Ce paragraphe a pour objectif non pas de décrire les règlements dans leur totalité, mais uniquement d'évoquer brièvement les principales règles de dimensionnement des ponts ferroviaires.

2.1 Textes de référence

Les textes réglementaires de base sont les suivants :

- Cahiers de Prescriptions Communes de la SNCF :
 - Livret 2.01 de la SNCF
 - Livret 2.02 de la SNCF
 - Livret 2.21 de la SNCF
- Fascicule 61, titre V, du cahier des prescriptions communes du ministère de l'équipement,
- Fascicule spécial n° 81-31 bis (juillet 1981),
- Bulletin n° 5 du SETRA,
- Eurocode 3 (EC3), le cas échéant (fatigue, déversement,...)
- Eurocode 4 (EC4), partie 2,
- Normes pour les matériaux NF EN 10 113 et 10 025

2.2 Les actions ferroviaires

Les actions ferroviaires sont définies au moyen de deux modèles de chargements ferroviaires; l'un pour représenter le trafic normal sur les grandes lignes (modèle de charge UIC 71) et l'autre pour représenter les charges anormalement lourdes (modèles de charge SW).

Les différents modèles sont fournis dans l'annexe 2.B.



2.3 Effets dynamiques

2.3.1 Introduction

La circulation des trains en vitesse sur les ponts-rails modifie sensiblement, souvent en les amplifiant, les sollicitations et déformations qu'ils subiraient si les trains étaient à l'arrêt dans la position la plus défavorable. Ceci résulte des effets suivants :

- la rapidité de mise en charge due à la vitesse du trafic sur l'ouvrage et les effets d'inertie de l'ouvrage qui ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques
- les variations des charges de roue résultant des irrégularités des voies ou des roues, ainsi qu'à la déformation du tablier
- l'action d'une succession de charges mobiles, espacées de façon sensiblement régulière, pouvant, dans certains cas, conduire à la *mise en résonance* de la structure, lorsqu'une fréquence d'excitation est en concordance avec une fréquence propre de la structure et que l'excitation est de durée suffisante (trains de grande longueur). Dans ce cas, les déformations et les accélérations de la structure augmentent rapidement, particulièrement pour de faibles valeurs de son taux d'amortissement.

Pour un pont, les fréquences propres d'un élément sont celles correspondant à la déformée sous actions permanentes.

Pour les calculs de structure (contraintes, flèches, etc...), ces effets doivent être pris en compte, car ils peuvent provoquer :

- la perte du contact rail/roue,
- une déstabilisation de la voie,
- des contraintes excessives dans le rail,
- des efforts ou déformations excessifs dans le tablier.

Dans la majorité des cas, ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen du coefficient Φ_2 défini, pour une voie soigneusement entretenue, avec :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L} - 0,2} + 0,82 \quad \text{et} \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

2.3.2 Domaine de validité

- Ce coefficient ne permet pas de rendre compte de certains effets dynamiques, en particulier la mise en résonance des structures. C'est pourquoi, dans tous les cas, il est nécessaire de vérifier si une analyse dynamique est requise, à l'aide du logigramme défini à l'article 1.3.2.3 du livret 2.01 (indice A1).
- Ce coefficient dynamique n'est valable que pour des vitesses ≤ 200 km/h et si la fréquence propre de la structure se trouve dans les limites données à l'article 1.3.2.3 du livret 2.01 (chapitre 1).

Quand les analyses dynamiques sont nécessaires, il y a lieu de calculer un coefficient α qui permet de comparer les sollicitations dynamiques réelles aux sollicitations calculées à l'aide du schéma de charges UIC.

Pour calculer α , il est nécessaire de :



➤ déterminer le coefficient de majoration dynamique réel relatif au train T_i :

$$\phi'_{ir\acute{e}el} = \max(\max \frac{\delta_{i,S,dyn}}{\delta_{i,S,stat}})$$

avec $\delta_{i,S,dyn}$: flèche dynamique maximale dans la section S considérée

et $\delta_{i,S,stat}$: flèche statique maximale dans la section S considérée

➤ déterminer la part de majoration dynamique ϕ'' apportée par les irrégularités de la voie, donnée par la formule :

$$\phi'' = \frac{1}{100} * [56 * e^{\frac{L^2}{100}} + 50 * (\frac{n_{of} L}{80} - 1) * e^{\frac{L^2}{100}}]$$

alors $\alpha = \frac{\max_i (1 + \phi' + \phi'') * \delta_{T_i}}{\Phi_2 * \delta_{UIC}}$ où δ_{T_i} représente la flèche maximale statique calculée à mi-travée pour le convoi T_i réel

Les convois T_i à prendre en compte sont les convois Eurostar, ICE 2, Thalys, Talgo, Virgin, Train Corail, ETR-Y-500...

2.4 Etats limites spécifiques aux ponts-rails

2.4.1 Les sollicitations à prendre en compte

Pour la justification des états limites de service relatifs aux déformations, il y a lieu d'évaluer les déformations avec un schéma de charge UIC71 * Φ_2 (avec Φ_2 , le coefficient de majoration dynamique) et/ou les circulations réelles appliqués sur une seule voie comme le stipule l'article 1.8.1.1.2 du livret 2.01 de la SNCF.

Dans tous les cas, cela revient à effectuer les vérifications sous le schéma de charge $\alpha * \Phi_2 * UIC$ avec : $\alpha = 1$ si le calcul donne $\alpha < 1$
 α calculé si $\alpha \geq 1$

On vérifiera alors en particulier :

2.4.2 l'accélération verticale du tablier

Cette vérification est nécessaire dès lors que la vitesse V est supérieure à 200 km/h en prenant une circulation réelle.

L'accélération maximale est limitée à : $a_v \leq 0.35g$ pour les vibrations de fréquence inférieure à 20 Hz.

2.4.3 Rotations limites d'extrémité du tablier (voies ballastées)

Sous l'effet de la valeur caractéristique du schéma de charges UIC71, multiplié par le coefficient dynamique Φ_2 , la rotation maximale à la transition remblai / tablier est limitée à $\theta = \frac{2.10^{-3}}{h(m)}$ radians



2.4.4 Etats limites de confort des voyageurs (Limitation des flèche verticales)

Pour éviter toute sensation désagréable au franchissement d'un pont, le voyageur ne doit pas être soumis à des accélérations verticales trop importantes. Le tableau I.20 de l'Article 1.8.1.3 du livret 2.01 donne les valeur de δ/L , rapport de la flèche verticale à la portée, de façon à garantir un niveau d'accélération de 1 m/s^2 .

Dans le cadre de notre étude, pour des portées comprises entre 10 et 25 mètres, cela conduit à

$$\delta_{\text{lim}} = \frac{L}{0,6 * 1400} = \frac{L}{840}$$

3. Tabliers à poutrelles enrobées

3.1 Présentation

Les tabliers à poutrelles enrobées sont constitués par des profilés laminés (en général HEA, HEB, voire HEM), assez faiblement espacés et enrobés de béton.

Son principe consiste à poser des poutrelles métalliques sur les appuis, à coffrer le vide entre les ailes inférieures des poutrelles à l'aide de coffrages perdus (plaque en fibre - ciment ou dallettes de béton armé), à mettre en place le ferrailage, puis à bétonner jusqu'au niveau définitif en une ou plusieurs phases.

Cette technique permet de réaliser sans échafaudage des tabliers de portées allant jusqu'à une trentaine de mètres, voire davantage.

3.2 Dispositions constructives

3.2.1 Espacement limite des poutrelles

Pour permettre un bétonnage correct entre les poutrelles, l'espace libre entre les ailes de deux poutrelles voisines ne doit être inférieur à 0,15 mètre. L'espacement des poutrelles doit donc être supérieur à : $0,15 + b$, b étant la largeur des ailes (exprimée en mètres)

Par ailleurs, dans les conditions normales d'utilisation, l'espacement des poutrelles ne doit pas dépasser :

$$E \leq 75 \text{ cm}$$

$$E \leq h/3 + 0,60, \text{ h étant la hauteur de la poutrelle (exprimée en mètres)}$$

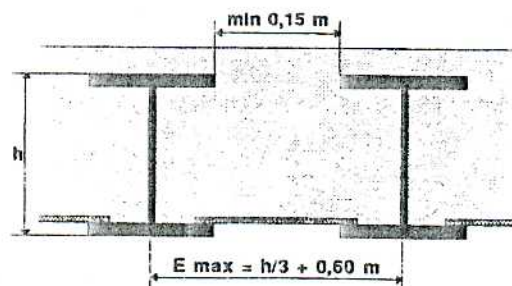


Figure 16 : espacement limite des poutrelles



3.2.2 Enrobage de béton

Par rapport à l'extrados du tablier, le béton d'enrobage doit avoir une épaisseur minimale pour assurer les fonctions de protection des armatures HA longitudinales, transversales, et des poutrelles, ainsi que le réglage des niveaux. Cette épaisseur doit être comprise entre 7 et 15 cm et ne doit en aucun cas dépasser le tiers de la hauteur des poutrelles. Il s'ensuit que les poutrelles doivent avoir une hauteur supérieure à 21 cm.

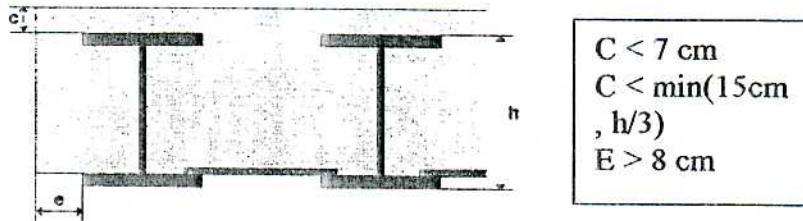


Figure 17 : enrobement des poutrelles

Les autres dispositions constructives sont fournies à l'annexe 2.C.

3.4 Dimensionnement pour les LGV

La coupe transversale du tablier est fournie en annexe 2.C.

3.4.1 Hypothèses

3.4.1.1 Calcul des sollicitations

Les sollicitations conduisant à des moments fléchissants maximaux à mi-travée, les calculs de déformation et de résistance seront effectués dans cette section. La largeur du tablier (6,70 mètres) étant faible, la répartition des charges sera supposée s'effectuer de façon homogène sur l'ensemble des poutrelles métalliques. *La répartition transversale des descentes de charge sera donc négligée.*

3.4.1.2 Retrait

Conformément à la réglementation des ponts à poutrelles enrobées, le retrait thermique n'est pas pris en compte pour le béton du tablier. De même, les effets de gradient thermique sont négligés.

3.4.1.3 fluage

Le fluage est pris en compte par les coefficients d'équivalence $n = 6$ pour le court terme, et $n = 18$ pour les sollicitations à long terme.

3.4.1.4 Caractéristiques mécaniques nécessaires aux calculs

➤ Les sollicitations et les flèches seront déterminées en considérant que le moment d'inertie de la section de la dalle à poutrelles enrobées est constant le long de la structure

Pour les charges appliquées après le durcissement complet du béton, le moment d'inertie I est pris égal à la moyenne

- du moment d'inertie calculé en considérant le béton tendu fissuré et ne participant pas à la résistance



- et du moment d'inertie calculé en considérant le béton tendu non fissuré et participant à la résistance
- En ce qui concerne le calcul des contraintes, la section résistante ne prend en compte que la poutrelle métallique et le béton non fissuré, c'est-à-dire non tendu.

3.4.2 Justifications aux états limites de service

➤ Descentes de charge

Le schéma de charges SW2 est plus défavorable pour des portées inférieures à 25 m. C'est donc ce schéma de charges d'exploitation qui sera pris en compte.

➤ Limitation des contraintes

Les contraintes dans l'acier ne doivent pas dépasser les limites autorisées de plastification.

$$\sigma_{ai} = \frac{(P_{acier} + P_{béton} + P_{coffrages}) * L^2}{8 * W_{ai}^A} + \frac{(P_{coffrages} - P_{superstructures}) * L^2}{8 * W_{ai}^{(A+Br)_{iv}}} - \frac{\alpha * \Phi_2 * q_{SW2} * L^2}{8 * W_{ai}^{(A+Br)_{ni}}} \geq - \frac{f_y}{1.15}$$

$$\sigma_{as} = \frac{(P_{acier} + P_{béton} + P_{coffrages}) * L^2}{8 * W_{as}^A} + \frac{P_{coffrages} * L^2}{8 * W_{as}^{(A+Br)_{iv}}} + \frac{\alpha * \Phi_2 * q_{SW2} * L^2}{8 * W_{as}^{(A+Br)_{ni}}} \leq \frac{f_y}{1.15}$$

Dans le béton, les contraintes doivent vérifier :

$$\sigma_{bs} = \frac{(P_{superstructures} - P_{coffrages}) * L^2}{8 * W_{bs}^{(A+Br)_{iv}}} + \frac{\alpha * \Phi_2 * q_{SW2} * L^2}{8 * W_{bs}^{(A+Br)_{ni}}} \leq 0,6 * f_{c28}$$

➤ Limitation de la flèche sous le schéma de charges UIC 71

Pour toutes les portées comprises entre 0 et 25 mètres, comme le montre la figure 1.19 de l'article 1.8 du livret 2.01 de la SNCF, la flèche sous charge $\Phi * UIC$ ne doit pas dépasser la valeur de :

$$\frac{L}{0,6 * 1400} = \frac{L}{840}$$

$$\text{Ainsi : } \alpha * \phi_2 * \delta_{UIC} = \alpha * \phi_2 * \frac{5}{384} * \frac{q_{SW2} * L^4}{E_a * I_{(A+Br)_{ni}}} \leq \frac{L}{840}$$

➤ Limitation de la rotation d'extrémité

$$\theta \approx \frac{4 * \delta}{L} \leq 6,5 * 10^{-3} \text{ rad}$$

3.4.3 Justifications à l'Etat Limite Ultime

Il faut tout d'abord calculer le moment résistant ultime, à l'aide de l'annexe 1 des *Tables de Calcul des ponts-rail à poutrelles enrobées*.



Il faut alors que : $M_{ELU} \leq M_{RU}$

$$\text{Soit : } 1,35 * \frac{(p_{\text{acier}} + p_{\text{béton}} + p_{\text{superstructures}}) * L^2}{8} + 1,45 * \alpha * \Phi_2 * \frac{q_{SW2} * L^2}{8} \leq M_{RU}$$

3.4.4 Justifications complémentaires dynamiques

La vitesse de circulation de la ligne étant supérieure à 200 km/h, il y a lieu d'effectuer une étude dynamique. Cette dernière doit prendre en compte les phénomènes éventuels de résonance. Pour chaque solution, il faut vérifier que l'accélération verticale du tablier est inférieure à 3,5 m/s².

Pour cela, les abaques de l'ERRI 214 (Rapport intérimaire- Ponts rails pour vitesse supérieures à 200 km/h et inférieures à 350 km/h- Conditions de déformations dynamiques – deuxième partie : Diagramme de calculs des ponts à travées isostatiques basés sur le modèle de charge mobile) sont utilisées. Ils sont fournis à l'annexe 2.E.

L'étude s'intéresse plus particulièrement à la réduction de l'épaisseur du tablier. Cependant, plus l'épaisseur du tablier sera réduite, plus la masse de ce dernier le sera également, et plus la fréquence

propre du tablier $n_{of} = \frac{\Pi}{2 * L^2} * \sqrt{\frac{E * I_{(A+B)hmi}}{m}}$ augmentera.

La longueur d'onde maximale $\lambda_{max} = \frac{V_{max}}{n_{of}} = \frac{300}{3,6 * n_{of}}$ augmentera alors, ce qui laisse la possibilité

de rencontrer le plus de pics d'excitation des convois dans la gamme de vitesses comprises entre 0 et 300 km/h. L'aspect dynamique sera dimensionnant.

La masse et l'inertie influencent l'accélération du verticale (ainsi que la déformation verticale du tablier) comme suit :

- Une augmentation d'inertie à masse à peu près constante provoque une augmentation de la fréquence propre : ainsi, les pics d'excitation correspondant à une longueur d'onde fixe $\frac{V}{f_1}$ correspondront à des vitesses V plus importantes. On peut donc faire sortir le pic de résonance de la gamme de vitesse considérée en augmentant l'inertie du tablier.
- Une augmentation de la masse provoque une diminution de l'accélération verticale du tablier.

Ces deux constatations permettent d'utiliser les abaques de la méthode l'ERRI de 1997 de façon simplifiée. Les abaques représentent la variation de l'accélération verticale et de la déformation verticale de ponts dits de référence, sous l'effet de la circulation de différents types de convois ferroviaires, en fonction de la longueur d'onde.

Ces ponts de référence correspondent à des ponts de portée 10 m, 12,5 m, 15 m, 17,5 m, 20m , 25 m et 30 m.

A chaque pont correspond :

- Une masse : m_{ref}
- Une fréquence propre : f_{ref}
- Un amortissement critique : ξ



➤ Une flèche statique sous convoi UIC : δ_{UICref}

Il est alors possible de calculer les déformations verticales, l'accélération verticale du tablier, et le coefficient d'amplification dynamique d'un pont quelconque à partir de ces ponts de référence, avec les formules :

$$a_{\max} \left(\frac{V}{f_1} \right) = \frac{m_{ref}}{m} * a \left(\frac{V}{f_1}; L; m_{ref}; f_{ref}; \xi_{ref} \right)$$

$$d_{\max} \left(\frac{V}{f_1} \right) = \frac{m_{ref}}{m} * \left(\frac{f_{ref}}{f_1} \right)^2 * d \left(\frac{V}{f_1}; L; m_{ref}; f_{ref}; \xi_{ref} \right)$$

$$\delta_{UIC} = \frac{m_{ref}}{m} * \left(\frac{f_{ref}}{f_1} \right)^2 * \delta_{UICref}$$

$$\phi_r = \frac{d_{\max}}{\delta_{UIC}} = \frac{d \left(\frac{V}{f_1}; L; m_{ref}; f_{ref}; \xi_{ref} \right)}{\delta_{UIC.ref}}$$

3.4.5 Résultats

3.4.5.1 Mode de résolution

Les paramètres à faire varier sont très nombreux : type de profilé, nuance d'acier, largeur de dalle participante, nombre de poutrelles métalliques, épaisseur d'enrobage supérieur de béton.

Le nombre de poutrelles métalliques est lié à la largeur de la dalle résistante, les conditions d'espacement des poutrelles étant définies au paragraphe 3.2.1.

La résolution s'effectue à partir d'un tableur EXCEL dont la logique est décrite par l'organigramme fourni à l'annexe 2.F.

3.4.5.2 Résultats obtenus

▪ Choix des profilés

Pour toutes les portées calculées (de 10 m à 25 m), *le critère dynamique est dimensionnant*. L'acier n'est jamais sollicité au maximum. En effet, de façon à atténuer le plus possible les effets du dynamique avec une épaisseur de tablier minimale, il faut imposer une inertie maximale, qui s'obtient avec un nombre de poutrelles maximum, une largeur de dalle participante maximale, et surtout, des profilés métalliques à inertie la plus importante possible, c'est-à-dire des profilés HEB ou HEM, à âme et ailes renforcées.

- Le dernier dimensionnement accepté correspond à une portée de 20 mètres, avec **9 profilés HLR 1100** et une largeur de tablier maximale, de **5,50** mètres. Au-delà de 20 mètres, l'accélération verticale dépasse $3,5 \text{ m/s}^2$ et aucun dimensionnement n'est envisageable. Cependant, en prenant un béton de masse volumique de $3,5 \text{ tonnes/m}^3$, et avec un coefficient d'amortissement ξ de 4 % au lieu de 2%, il serait possible d'obtenir une accélération verticale de 3.5 m/s^2 .



Pour les portées comprises entre 10 mètres et 20 mètres, les résultats obtenus dans l'optique d'une optimisation de gabarit et ceux obtenus dans l'optique d'une optimisation de la quantité d'acier sont fournis à l'annexe 2.G.

3.5 Dimensionnement pour les lignes classiques

3.5.1 Résultats

La largeur du tablier est réduite par rapport à celle des lignes LGV. La largeur de dalle résistante varie de 2,50 à 4,50 mètres.

Le dimensionnement est identique au précédent. Le but étant de réduire l'épaisseur du tablier, il faut utiliser les profilés de hauteur la plus réduite possible, avec un enrobage de béton supérieur minimum, si possible de 7 cm. Avec l'utilisation de HEM, *le critère dynamique est encore dimensionnant.*

Les résultats sont fournis à l'annexe 2.G.

3.6 Influence de la vitesse de circulation

Comparons les épaisseur obtenues :

L'écart relatif de gabarit entre le TPE sur ligne LGV et le TPE sur ligne classique peut atteindre 40 %. La vitesse de circulation des trains joue donc un rôle important vis-à-vis du dimensionnement d'un pont ferroviaire.

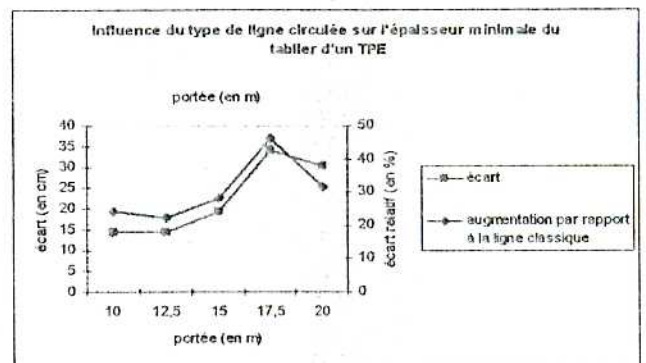


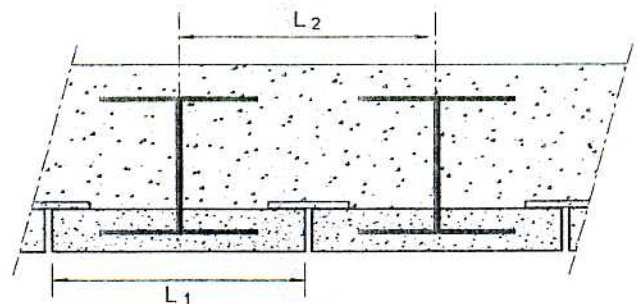
Figure 18 : Influence de la vitesse de circulation sur l'épaisseur d'un TPE classique

4. Tablier à poutrelles enrobées de type PREFLEX préfléchies

4.1 Adaptation à la méthode de dimensionnement des TPE classiques

4.1.1 Coupe transversale

Le tablier TPE de type PREFLEX préfléchi ressemble fortement à celui du TPE classique. Les profilés métalliques sont uniquement remplacés par l'ensemble formé du profilé métallique et du béton de première phase, comme le montre la figure XXX. Des dalles de transition peuvent éventuellement être mises en place de façon à servir de coffrage pour le béton de deuxième phase, en cas de largeurs de béton B_1 (L_1) et de béton B_2 (L_2) différentes.



4.1.2 Mode de fabrication

Le procédé de fabrication est un mélange des procédés explicités auparavant et concernant la préflexion d'une poutre de type PREFLEX d'une part, et la réalisation d'un TPE d'autre part. Il s'agit en fait de remplacer la poutrelle métallique que l'on utilise pour les TPE classiques par une poutre de type PREFLEX préfléchie, dimensionnée de façon à ce que le béton de première phase soit comprimé en permanence, sous les différentes sollicitations du futur TPE.

La contreflèche à commander au laminoir sera cependant différente de la contreflèche classique d'un TPE : elle devra reprendre les déformations dues à au poids d'acier et à l'action de préflexion.

4.2 Mode de calcul

4.2.1 Hypothèses de calcul

4.2.1.1 Le fluage

Conformément à l'étude théorique de la partie I et conformément au règlement UIC TPE, deux coefficients d'équivalence seront pris en compte :

- à court terme : $n_i = 6$
- à long terme : $n_v = 18$

Cette simplification revient à ne pas différencier le module d'élasticité entre les bétons de première et deuxième phase, cependant de qualité différente.

4.2.1.2 Le retrait

- Les poutres préfabriquées de type PREFLEX auront séjourné un temps suffisant en usine de façon à ce que le béton de première phase ait effectué la totalité de son retrait.
- De façon à rester en accord avec le mode de calcul des ponts à poutrelles enrobées classiques, le retrait du béton coulé sur chantier sera négligé. L'erreur due à cette simplification est présentée dans l'exemple suivant.

A titre d'exemple, pour une portée de 15 m, les résultats sont, avec $L=15$ m et $\xi = 2\%$:

	F_{\min} (en tonnes)	F_{\max} (en tonnes)	Solution
Sans retrait de deuxième phase	532,3	577	12 HEM 650 $l_r = 5,50$ m
Avec retrait de deuxième phase	484,6	577	12 HEM 650 $l_r = 5,50$ m

Le retrait de deuxième phase a pour effet de comprimer le béton de première phase, comme le montrent les résultats de la première partie : ainsi, l'effort minimum de préflexion à fournir de façon à garder un béton de première phase comprimé en permanence sera moins important, ce qui se traduit par une hausse de l'amplitude de la fourchette de préflexion.

Dans l'exemple choisi, la dynamique était un critère dimensionnant. Cependant, pour des portées plus petites, la prise en compte du retrait pourrait permettre d'envisager des solutions de gabarit plus réduit qui ne permettraient pas le respect des critères de résistance sans la prise en compte du retrait.



Négliger le retrait du béton de deuxième phase va donc dans le sens de la sécurité, d'autant plus que l'on ne sait pas évaluer exactement ce retrait. Pour les portées plus importantes, ce retrait n'apporte rien de plus, le critère dynamique étant largement dimensionnant.

4.2.1.3 Les caractéristiques mécaniques des sections

Le béton B1 étant toujours comprimé, il rentre en compte dans le calcul de la résistance et de l'inertie. Cependant, le béton de deuxième phase sera considéré comme fissuré au dessous de l'axe neutre élastique : seule la partie non fissurée sera prise en compte dans les calculs de résistance. En ce qui concerne les calculs de déformations verticales, nous effectueront la moyenne des inerties de la section entière et de la section privée du béton de deuxième phase fissuré.

4.2.2 Justifications aux états limites de service

Les contraintes de déformations et de résistance à respecter pour les ponts TPE de type PREFLEX préfléchi, se traduisent par des conditions sur la force de préflexion F nécessaire à mettre en œuvre.

4.2.2.1 Limitation des déformations verticales

➤ Déformation verticale sous charges permanentes et la moitié de la charge d'exploitation

La déformation verticale sous charges permanentes et sous la moitié d'un chargement ferroviaire UIC 71 doit correspondre à un écart positif, c'est à dire que la poutre doit être déformée vers le haut. Ce critère de déformation verticale impose donc une nouvelle condition sur la force de vérin F .

Il faut que :

$$f_{\text{déblocage}} + f_{B2+\text{coffrages}} + f_{\text{décoffrage}} + f_{\text{superstructures}} + f_{\text{exploitation-ferroviare}} < 0$$

Cependant, la flèche de déblocage f_d dépend de la valeur de la force de préflexion.

En effet :

$$f_d = -\frac{11}{96} * \frac{M_{\text{déblocage}} * L^2}{E_a * I_{(A+B1)_{nv}}} = -\frac{11}{384} * \frac{F * L^3}{E_a * I_{(A+B1)_{nv}}}$$

$$\text{d'où : } \frac{11}{384} * \frac{F * L^3}{E_a * I_{(A+B1)_{nv}}} \geq -(f_{B2+\text{coffrages}} + f_{\text{décoffrage}} + f_{\text{superstructures}} + f_{\text{exploitation-ferroviare}})$$

soit

$$F \geq -\frac{384}{11} * \frac{E_a * I_{(A+B1)_{nv}}}{L^3} * (f_{B2+\text{coffrages}} + f_{\text{décoffrage}} + f_{\text{superstructures}} + f_{\text{exploitation-ferroviare}})$$

➤ Flèche sous charge UIC

De façon à limiter l'accélération verticale des trains à 1m/s^2 , il faut limiter la flèche sous charge

$$\text{UIC à } \delta_{\alpha * \phi_2 * \text{UIC}} \leq \frac{L}{840} \quad \text{soit} \quad \alpha * \phi_2 * \frac{5}{384} * \frac{q_{SW2} * L^4}{E_a * I_{(A+Bh)_{ni}}} \leq \frac{L}{840}$$



4.2.2.2 rotation d'extrémité sous charges UIC

Il faut que :
$$\theta \approx \frac{4 * \alpha * \Phi_2 * \delta_{UIC}}{L} \leq 6,5 * 10^{-3} \text{ rad}$$

4.2.2.3 Limitation des contraintes

➤ Fourchette de préflexion

Les limitations ont été explicitées dans la partie I : il faut veiller à ne pas plastifier l'acier, à ne pas surcomprimer les bétons et particulièrement le béton de première phase lors du déblocage des vérins.

Ces contraintes se traduisent par l'apparition d'une fourchette de préflexion $[F_{\min}; F_{\max}]$, l'expression de ces forces étant légèrement modifiée par rapport à la partie théorique, les charges d'exploitation ferroviaires intervenant dorénavant.

Il a été montré précédemment que la force de préflexion à introduire en atelier se trouvait parfois heurtée à un problème d'incompatibilité entre le respect de la non plastification de l'acier lors de la préflexion, ou le respect du non éclatement du béton de première phase lors du déblocage, et le respect du critère de compression permanente du béton B_1 et plus particulièrement, de sa fibre supérieure.

Reprenons les notations de la partie I :

- $F_{\max 1}$: la force amenant à la plastification du profilé métallique lors de la préflexion : cette force ne dépend que du profilé métallique et particulièrement de sa résistance élastique, en

liaison directe avec la nuance d'acier utilisée.
$$F_{\max 1} = \frac{4 * W_{ai}^A}{L} * \left(\frac{f_y}{1,15} + \frac{P_{acier} * L^2}{8 * W_{ai}^A} \right)$$

- $F_{\max 2}$: la force amenant à la surcompression du béton B_1 lors du déblocage des vérins : cette force dépend du profilé métallique, mais également de la quantité de béton B_1 mise en place. Plus cette dernière augmente, plus la valeur du module de résistance flexionnelle augmente, et plus la contrainte liée au déblocage diminue dans le béton B_1 .

$$F_{\max 2} = \frac{4 * W_{bli}^{(A+B1)_m}}{L} * \left(0,6 * f_{c28} + \frac{P_{b1} * L^2}{8 * W_{bli}^{(A+B1)_m}} \right)$$

- F_{\min} : la force nécessaire pour assurer une compression permanente du béton B_1 : cette force dépend de toutes les caractéristiques des différents matériaux, mais également des descentes de charge.

$$F_{\min} = - \frac{4 * W_{bls}^{(A+B1)_m}}{L} * \left(\sigma_{B1s}^{poidsB1} + \sigma_{B1s}^{retraitB1} + \sigma_{B1s}^{sup\ erstructures} + \sigma_{B1s}^{poidsB2} + \sigma_{B1s}^{\alpha * \Phi_2 * SW2} \right)$$

Il faut noter que le critère dynamique introduit avec le terme α intervient pour le calcul de F_{\min} , ce qui rend son calcul automatique plus complexe, puisque la vitesse de circulation, la fréquence propre du pont et les différents convois envisagés influent sur le calcul de α .



➤ Influence du béton de première phase

Le béton B_1 joue alors un rôle important dans l'amplitude de la fourchette de préflexion. En effet, plus la **largeur L_1** de béton B_1 augmente, plus la position de l'Axe Neutre Elastique de la section formée du profilé métallique et des deux bétons, sera basse. Ainsi, il y a augmentation de la quantité de béton B_2 situé au dessus de l'axe neutre, c'est à dire de la quantité de béton de deuxième phase **participant à la résistance du profilé**. Donc $I_{(A+B_1+B_2r)}$ augmente.

De plus, le bras de levier par rapport à la fibre supérieure de béton B_1 , $b_{1s}^{(A+B_1+B_2r)}$, diminue, puisque l'axe neutre se rapproche de la fibre supérieure de béton B_1 . La valeur $W_{b1s}^{(A+B_1+B_2r)} = \frac{I_{(A+B_1+B_2r)}}{b_{b1s}^{(A+B_1+B_2r)}}$ est alors plus élevée, donc les contraintes liées aux descentes de charges appliquées après le bétonnage de deuxième phase sont moins élevées.

La force F_{min} exigée de façon à reprendre ces descentes de charges sera donc moins élevée.

De même, une augmentation de l'épaisseur de l'enrobage supérieur de béton B_1 , c_{s1} , provoque une diminution de F_{min} .

➤ Influence du nombre de poutrelles et de la largeur de dalle résistante sur la fourchette de préflexion.

La répartition des descentes de charges est directement liée à la largeur de dalle participante (l_r) ainsi qu'au nombre, n , de poutres utilisées pour réaliser le pont.

Ainsi, une augmentation de l_r peut permettre :

- une augmentation de n , et donc une diminution des descentes de charges que reprend chaque poutrelle
- une stagnation de n , mais une augmentation de l'entraxe et donc de l'espace disponible pour la largeur L_1 de béton B_1

➤ Conclusions pratiques sur l'amplitude de la fourchette de préflexion

- Pour augmenter F_{max1} : **il faut augmenter la nuance d'acier** utilisé pour le profilé métallique
- Pour augmenter F_{max2} et diminuer F_{min} : **il faut augmenter le nombre de poutres et la largeur de la dalle participante**, de façon à obtenir une largeur L_1 la plus grande possible, et des descentes de charges reprises par le plus de poutres possible.

4.2.2.4 Justifications aux états limites ultimes

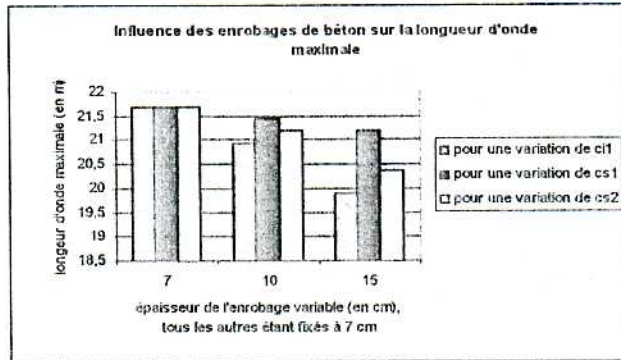
Conformément à la partie I, la présence du béton de première phase sera négligée dans le calcul du moment résistant ultime, mais elle sera prise en compte dans le calcul du moment sollicitant ultime. La justification est alors identique à celle d'un pont TPE classique.



4.2.2.5 Justifications dynamiques complémentaires

L'accélération verticale doit être limitée à $3,5 \text{ m/s}^2$ de façon à ne pas provoquer le déballastage de la voie circulée.

De façon à pouvoir respecter cette valeur limite, il faudra fait jouer le rapport I/m . Cependant, l'emplacement de l'apport de béton supplémentaire (sous la semelle métallique, sur cette semelle, ou au dessus de la semelle supérieure) n'a pas la même influence sur le comportement dynamique du tablier. La masse de tablier augmente de façon identique, quel que soit cet emplacement. Cependant, la longueur d'onde maximale n'évolue pas de façon identique. Soit l'exemple suivant :



Exemple : HEB 900
 $L_1=L_2=61 \text{ cm}$
 $L = 15 \text{ m}$

La figure 19 montre l'influence des bétonnages inférieur et supérieur de béton de première phase (c_{11} et c_{s1}), ainsi que de l'enrobage supérieur de la semelle métallique supérieure avec le béton $B_2(c_{s2})$. Un seul enrobage varie à la fois, les autres enrobages étant fixés à 7 cm.

Figure 19 : Influence de l'enrobage de béton B_1 pour les TPE de type PREFLEX préfléchi

L'augmentation d'un enrobage de béton se traduit par une diminution de la longueur d'onde maximale. Cependant, la variation de c_{11} apporte des résultats plus intéressants. Il faut également remarquer que la variation de c_{s1} a un effet quasi dérisoire sur la diminution de λ_{\max} . De plus une augmentation de c_{s1} conduit à une augmentation de la force de préflexion F_{\min} , ce qui n'est pas recherché.

D'un côté pratique, de façon à atténuer l'effet dynamique des convois ferroviaires, il est plus intéressant d'augmenter l'épaisseur de béton sous la semelle inférieure métallique. De plus, cette augmentation de quantité de béton B_1 apporte une diminution de la force de préflexion F_{\min} .

4.3 Dimensionnement pour une LGV

4.3.1 Méthode de résolution

Le nombre de paramètres à faire varier est important. De plus, l'aspect dynamique intervient également dans le calcul de la force de préflexion F_{\min} .

En se basant sur les remarques précédentes concernant la modification de l'amplitude de la fourchette de préflexion et les formules de F_{\min} , $F_{\max1}$ et $F_{\max2}$ établies au paragraphe 2.2.2.3, a été établi un tableur EXCEL permettant une approche pas à pas de la solution offrant un tablier d'épaisseur minimale.

Le logigramme retraçant la démarche adoptée avec ce tableur EXCEL est fournie à l'annexe 2.H

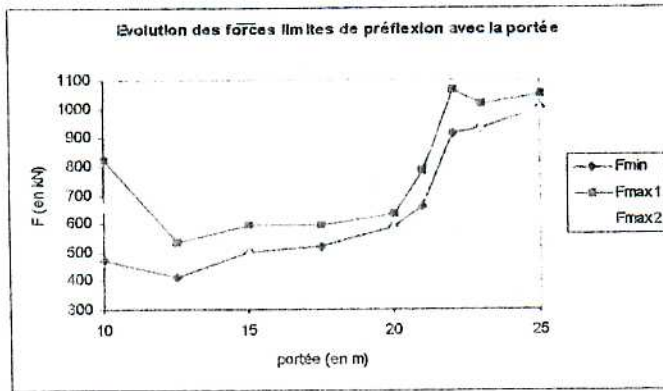
4.3.2 Résultats du dimensionnement sous l'angle d'un gain de gabarit

4.3.2.1 Domaine d'utilisation de la préflexion

Aucune solution n'est envisageable avec des aciers S275 : la force de préflexion $F_{\max1}$ est trop faible par rapport à la force minimale assurant la compression permanente du béton de première phase. Il faut donc utiliser un acier de nuance plus élevée, c'est-à-dire un *acier S355*.



Sans tenir compte de l'aspect dynamique, le calcul des forces de préflexion nécessaires pour des tabliers de hauteur minimale donne les variations suivantes :



Avec un acier S355, la contrainte de plastification du profilé métallique n'est jamais atteinte. La force de préflexion maximale correspond donc à la force induisant une contrainte supérieure à 30 MPa dans le béton de première phase. Tous les résultats ont été obtenus avec des enrobages de béton minimaux, sauf pour la portée de 25 mètres, pour laquelle c_{i1} vaut 9 cm et c_{s1} 10 cm.

Figure 20 : Fourchette de préflexion en vue d'un gabarit minimum de TPE de type PREFLEX préfléchi

4.3.2.2 Les gains escomptés

Il semble évident que la préflexion apporte une inertie moyenne plus élevée. En effet, le béton B_1 apporte de l'inertie, et la quantité de béton B_2 fissurée diminue puisque la position de l'axe Neutre Elastique descend également, grâce à la présence du béton B_1 . Cependant, la réduction d'épaisseur de tablier s'accompagne nécessairement d'une réduction du gabarit du profilé métallique, de façon à compenser l'épaisseur de l'enrobage de béton B_1 sous la semelle métallique, ce qui influe sur l'inertie de la section.

L'étude suivante met en évidence le gain d'inertie du TPE de type PREFLEX préfléchi par rapport au TPE classique, pour une épaisseur de tablier de ces deux structures quasi équivalente.

La surépaisseur de 7 cm apportée par le bétonnage B_1 sous la semelle inférieure du profilé métallique est compensée par l'utilisation d'un profilé métallique de gabarit inférieur.

Trois types de bétonnage sont envisagés, en fonction de la quantité de béton de première et deuxième phase utilisés.

bétonnage n°	L2 (cm)	L1 (cm)	H1 (cm)
1	75	75	20
2	75	45	18
3	50	50	20

Les différentes hauteurs étudiées mettent en jeu les profilés suivants :

Hauteur du TPE classique	78,6	88,4	98	107,8
profilés du TPE classique	HEM 700	HEM 800	HEM 900	HEM 1000
profilés du TPE de type PREFLEX préfléchi	HEM 600	HEM 700	HEM 800	HEM 900

La hauteur du TPE de type PREFLEX préfléchi sera réduite de 3 cm par rapport à celle du TPE classique, la différence de gabarit de profilé métallique étant de 10 cm, et le bétonnage B_1 inférieur de 7 cm.



D'après la figure 21, plus la quantité de béton B1 est élevée, plus le gain d'inertie entre les deux types de structure augmente. On voit que le gain d'inertie moyen est de l'ordre de 75 % dans le cas du bétonnage n°3, qui correspond à un bétonnage classique, avec largeur de béton identique pour les bétons de première et deuxième phase.

La hauteur du tablier influence peu sur les gains en inertie pour les bétonnages de type 1 et 3. Cependant, l'influence se fait sentir sur le bétonnage n°2, qui correspond à un bétonnage minimum de béton B1 et maximum de béton B2.

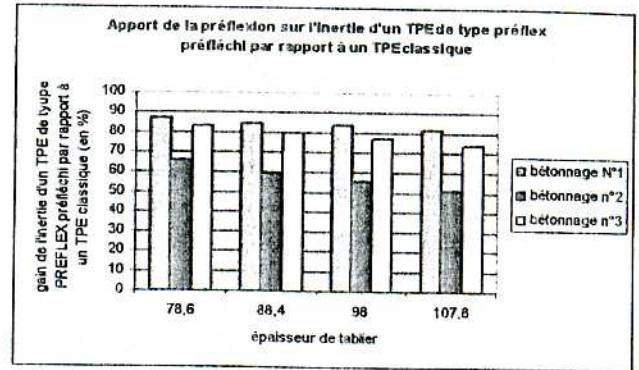


Figure 21 : apport de la préflexion sur l'inertie d'un TPE

Conclusion : Il ressort de cette étude que, à hauteur de tablier identique, la préflexion accompagnée d'un béton B₁ de largeur identique à celle du béton B₂ permet un gain optimum d'inertie par rapport à une simple poutrelle enrobée. Ce rendement est alors au moins de 75 %. L'inertie augmentant, et la quantité (et donc la masse) de béton étant à peu près équivalente entre les deux structures étudiées, la fréquence propre du tablier augmente avec la préflexion, et la longueur d'onde λ_{max} qui était dimensionnante pour les TPE classiques diminuera donc. Ainsi, les solutions qui étaient envisageables pour les TPE classiques seront réalisables avec des poutres de type PREFLEX utilisant des profilés de gabarit inférieur, et la réduction de gabarit total serait alors possible.

4.3.2.3 Facteur dimensionnant

De façon à voir l'influence du facteur dynamique sur le dimensionnement du TPE de type PREFLEX préfléchi, voyons la comparaison entre les épaisseurs de tablier imposées par la fourchette de précontrainte d'une part, et les épaisseurs de tablier imposées par la limitation d'accélération verticale du tablier d'autre part. On obtient les résultats de la figure 22

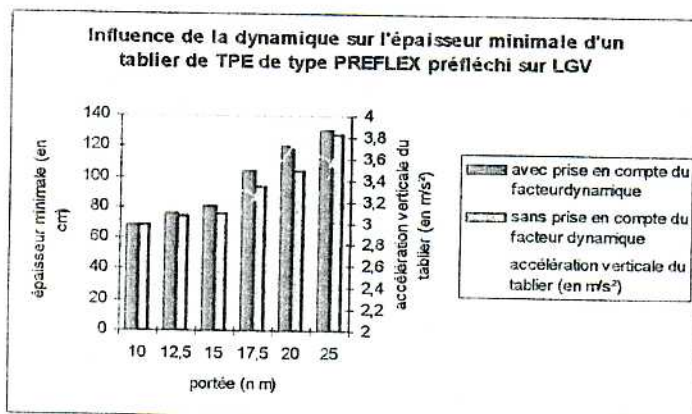


Figure 22 : Influence de la dynamique sur l'épaisseur minimale d'un TPE de type PREFLEX préfléchi

Commentaires :

Le procédé de préflexion apporte certes des contraintes sur la force de préflexion, et donc sur le choix des profilés à utiliser. Cependant, comme le montre la figure 22, pour les lignes LGV, l'épaisseur minimale de tablier pour les TPE de type PREFLEX préfléchi est déterminée par les critères d'accélération

verticale du tablier, accélération approchant toujours la limite de 3,5 m/s².

Explication du phénomène

La masse et l'inertie du tablier d'une part, la vitesse maximale de circulation ferroviaire d'autre part, influent directement sur le comportement dynamique du pont lors du passage d'un train. Comme il a été montré dans le paragraphe 3.4.5.2, les tabliers à poutrelles enrobées classiques étaient dimensionnés au dynamique.



Comme le montre la figure 23, la préflexion a permis soit de maintenir une masse et une inertie égales à celles de la solution TPE classique, soit de faire jouer le rapport $\frac{I}{m}$ (augmentation de l'inertie et diminution de masse ou augmentation de masse mais dans des proportions moindres que les variations d'inertie) de façon à ce que la fréquence

propre du tablier : $f_1 = \frac{\Pi}{2 * L^2} * \sqrt{\frac{E_a * I_{(A+B1+B2)_{6h}}}{m}}$ augmente.

Ainsi, la longueur d'onde $\lambda_{max} = \frac{V_{max}}{f_1}$ diminue alors. La

diminution de λ_{max} permet de décaler les pics critiques pour des vitesses supérieures à 300 km/h. Lorsque cette réduction de λ_{max} s'accompagne pour les portées de 25 m d'une augmentation de masse due à l'enrobage du béton de première phase, la combinaison des deux phénomènes permet de diminuer d'autant plus l'accélération verticale du tablier par rapport à la solution TPE classique.

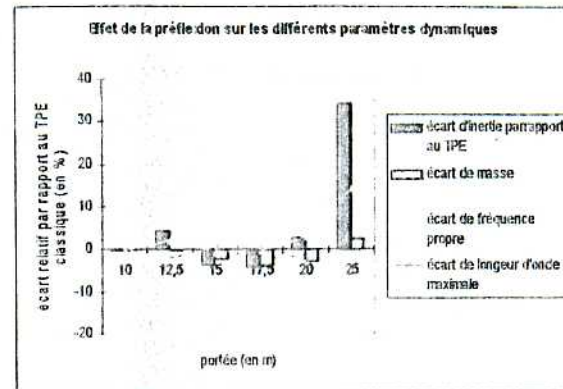


Figure 23 : effet de la préflexion sur les paramètres dynamiques d'un TPE de type PREFLEX préfléchi

En fonction des portées, la préflexion a permis de trouver des solutions apportant des variations dans l'inertie et dans la masse par rapport aux solutions des TPE classiques.

4.3.2.4 Récapitulatif des apports de la préflexion

➤ *Un élargissement de la gamme de portée*

La préflexion permet une réalisation du tablier pour des portées atteignant 25 mètres, alors que les TPE classiques voyaient leur utilisation limitée à une portée de 20 mètres.

➤ *Un gain de matière*

Ce gain correspond non seulement à une diminution de l'épaisseur du tablier, mais également à une diminution de la masse totale de l'ouvrage.

On obtient alors les résultats suivants, par rapport à un pont TPE classique.

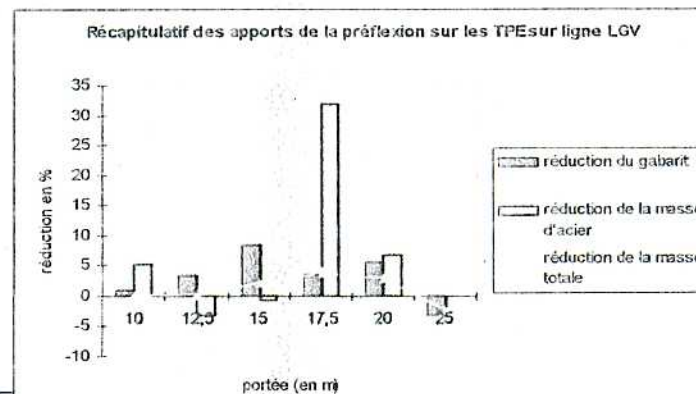
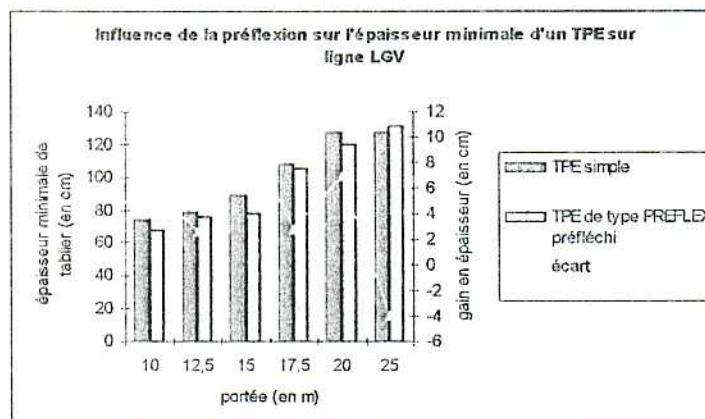


Figure 24 : apports de la préflexion sur la quantité de matière d'un TPE de gabarit minimal



Malgré le fait que l'étude ne soit pas portée sur un gain de matière acier, on voit que, dans l'optique d'un tablier d'épaisseur minimale, l'économie d'acier se fait également sentir pour certaines portées. Elle

peut atteindre 22% pour des portées de 17,50 mètres.

Figure 25 : influence de la préflexion sur l'épaisseur minimale d'un TPE

- La force de préflexion varie quant à elle de 56 tonnes à 96 tonnes dans la gamme de portées envisagée.

Remarque : Le gain de gabarit s'accompagne parfois d'une augmentation du poids d'acier, le nombre de poutrelles augmentant de façon à ce que l'inertie soit suffisante pour permettre une accélération verticale du tablier suffisante.

4.3.3 Résultats en vue d'une optimisation du coût

Un des objectifs à atteindre serait d'optimiser la quantité d'acier. Comme le dimensionnement dans l'optique d'une réduction de gabarit l'a montré, la quantité d'acier est fortement réduite pour les portées comprises entre 15 et 20 mètres.

Voyons ce qu'un dimensionnement dans l'optique d'une optimisation de matière apporte.

4.3.3.1 Critère dimensionnant

➤ L'accélération verticale du tablier

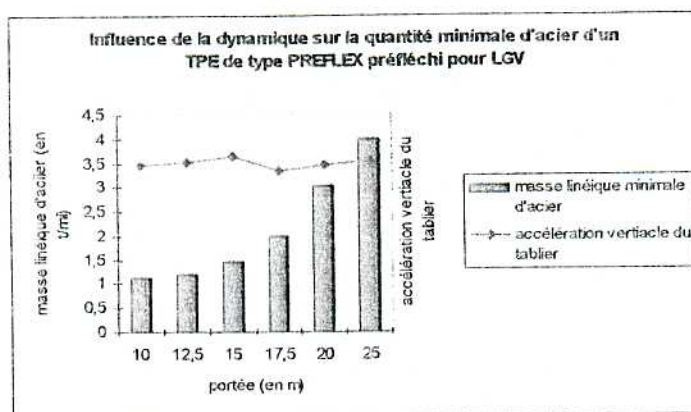


Figure 26 : influence de la dynamique sur l'optimisation d'acier d'un TPE de type PREFLEX préfléchi

L'accélération verticale approche en permanence les 3,5 m/s². Ces résultats retracent l'approche effectuée avec le tableur EXCEL : l'accélération verticale du tablier est en effet toujours voisine de 3,5 m/s², ce qui est d'autant plus normal que le nombre de poutrelles est réduit dans le but de gagner en quantité d'acier.

➤ La fourchette de préflexion

Cependant, pour des portées supérieures à 17,50 mètres, la fourchette de préflexion se réduit largement. Les descentes de charges augmentant avec le carré de la longueur, et le nombre de poutrelles étant réduit, la force F_{\min} à introduire augmente largement. De façon à résoudre simultanément le problème de l'accélération verticale et de la diminution de F_{\min} , il est *nécessaire d'augmenter la quantité de béton, non pas en enrobage supérieur du tablier, mais en enrobage inférieure de première phase*, de façon à :

- augmenter la masse (pour l'aspect dynamique)
- baïsser la position de l'axe neutre, ce qui augmente l'inertie moyenne de la section, diminue la distance b_{1s} , et augmente donc le module W_{B1s} et donc atténue les contraintes de charges à reprendre en fibre supérieure de béton B_1

4.3.3.2 Gamme de portée envisagée

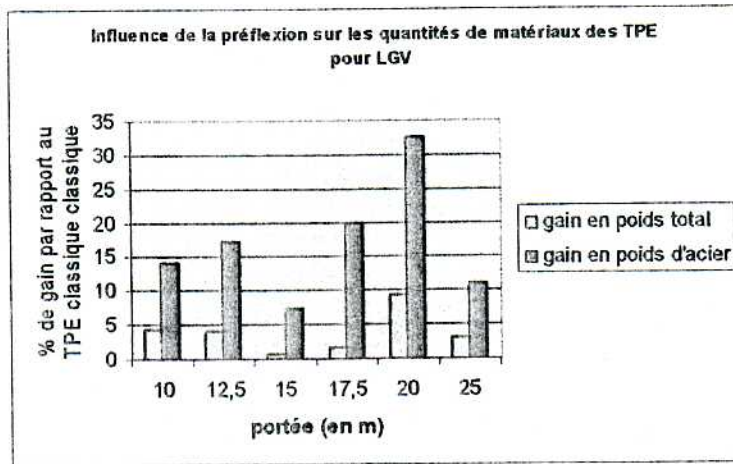


La préflexion permet d'atteindre la portée de 25 mètres, ce que ne permettent pas les TPE classiques.

4.3.3.3 Quantité de matière

Là encore, l'acier S275 engendre l'obtention d'une incompatibilité des forces minimale et maximale de préflexion. L'acier S355 est donc utilisé.

Les solutions retenues sont fournies à l'annexe 2.I.



La comparaison avec les ponts TPE classiques donne des résultats très satisfaisants, mise à part la différence de nuance d'acier nécessaire.

La réduction de la quantité d'acier peut atteindre pratiquement 32%. Les résultats pour la portée de 25 mètres sont faussés par le fait que la solution n'existait pas pour les poutrelles enrobées classiques avec le taux d'amortissement $\xi=2\%$.

Figure 27 : Influence de la préflexion sur l'optimisation de la quantité d'acier d'un TPE

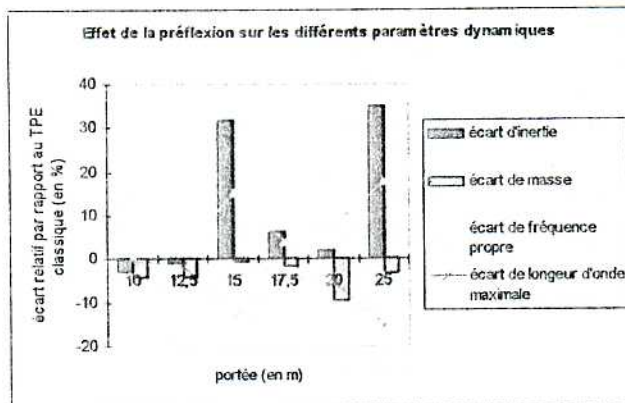


Figure 28 : effet de la préflexion sur les différents paramètres dynamiques d'un TPE avec une quantité d'acier minimale.

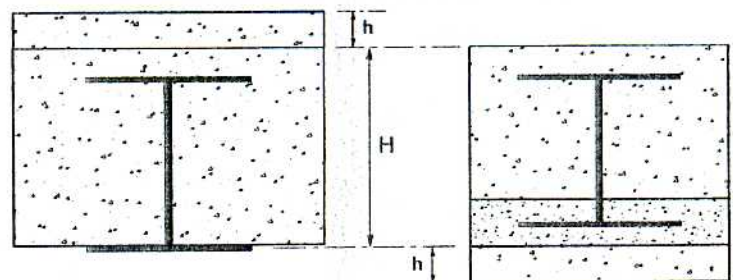
Explication du phénomène :

Les poutres PREFLEX permettent de diminuer la longueur d'onde maximale qui donnait une accélération verticale maximale pour la vitesse de 300 km/h pour les TPE classiques.

Ce décalage du pic permet de compenser la diminution de la masse totale du tablier.

Malgré la diminution de la quantité d'acier, et donc de l'inertie apportée par les profilés métalliques, l'inertie de la poutre PREFLEX est supérieure à celle du TPE classique.

En effet, de façon à respecter l'accélération verticale du tablier, l'ajout de béton s'effectuait au niveau du béton B₂ pour les TPE classiques, ce qui permettait d'augmenter légèrement la quantité de béton comprimé. L'augmentation h ne participant pas intégralement dans l'augmentation d'inertie, cette dernière résultant de la moyenne des inerties fissurée et non fissurée.



Avec le profilé de type PREFLEX précontraint, l'ajout de la même quantité de béton sur une hauteur h au dessous de la semelle inférieure apporte un double gain au niveau de l'inertie :

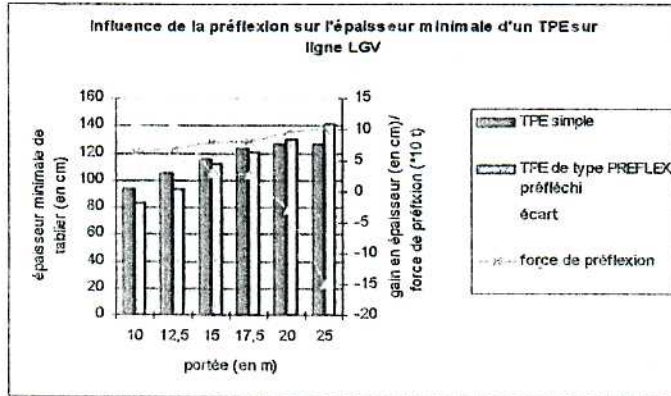
- la position de l'AN élastique est abaissée, ce qui donne moins de béton B₂ et donc une moyenne des deux inerties fissurée et non fissurée plus élevée



- la présence de béton B₁, par son augmentation de superficie, apporte également une hausse de l'inertie

4.3.3.4 Gain de gabarit

Malgré un dimensionnement effectué dans le but d'une optimisation de matière métallique, les résultats montrent un gain de gabarit par rapport à un TPE classique.



Pour des portées inférieures à 17,50 mètres, le gain de gabarit existe, et il est non négligeable (10cm) pour les petites portées inférieures à 15 mètres.

Figure 29 : Influence de la préflexion sur le gabarit d'un TPE de coût minimum

4.4 Dimensionnement pour une ligne classique

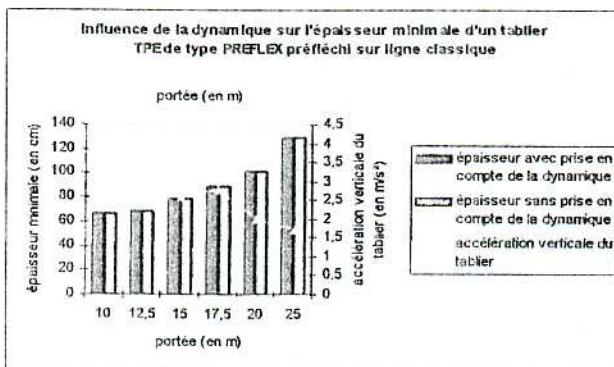
4.4.1 Méthode de résolution

La vitesse maximale d'exploitation de la ligne passant à 200 km/h au lieu de 300 km/h pour une LGV, il suffit de modifier cette valeur dans le tableur présenté pour les lignes LGV, ainsi que la section transversale du tablier, c'est-à-dire la largeur maximale de dalle résistante, et la valeur des descentes de charges dues au superstructures.

4.4.2 Résultats

Les solutions sont données en annexe 2.I.

4.4.2.1 Facteur dimensionnant



Comme le montre la figure 30, l'aspect dynamique ne joue aucun rôle sur le dimensionnement d'un tablier TPE de type PREFLEX préfléchi d'épaisseur minimale. La compression permanente du béton de première phase et la non plastification de l'acier lors de la préflexion sont les facteurs limitants du dimensionnement. L'accélération verticale du tablier est toujours *largement inférieure à 3,5 m/s²*.

Figure 30 : facteur dimensionnant d'un TPE de type PREFLEX préfléchi sur ligne classique

La figure 31 met en évidence la fourchette restreinte de préflexion pour les solutions envisagées.

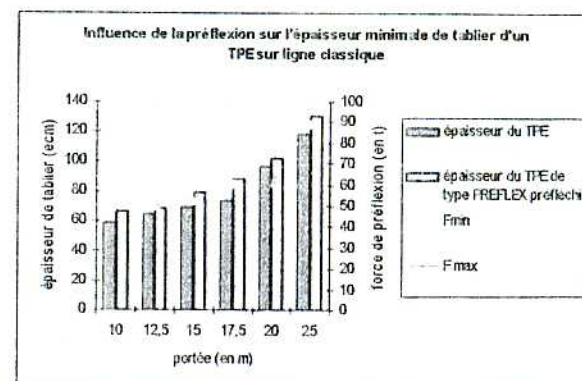


Figure 31 : Influence de la préflexion sur l'épaisseur minimale d'un TPE sur ligne classique

4.4.2.2 Intérêt de la préflexion ?

▪ Gabarit de l'ouvrage

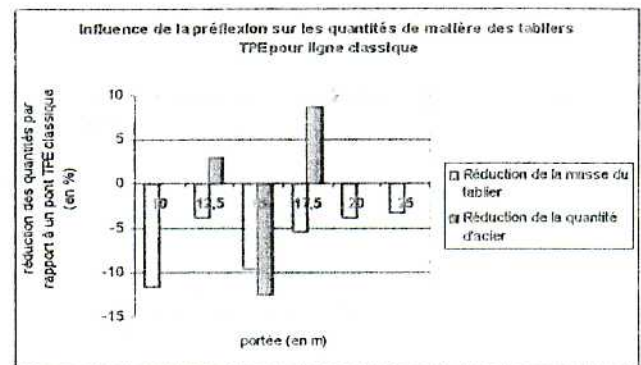
D'après la figure 31, l'épaisseur minimale de tablier est plus importante pour les tabliers à poutrelles enrobées de type PREFLEX préfléchies que pour les tabliers TPE classiques. En effet, le dimensionnement étant imposé par les contraintes de résistance liées à l'introduction de la force de préflexion, un gabarit minimum de profilés est imposé, plus élevé que pour les ponts TPE classiques.

L'épaisseur minimale de tablier varie donc de 66,40 cm pour une portée de 10 m, avec 8 HEM 500, à 129,30 cm avec 8 HLM 1100.

▪ Gain de matière

La masse totale d'un TPE de type PREFLEX préfléchi est plus importante que celle d'un TPE classique, ce qui n'est pas avantageux pour la mise en place du tablier. Les ponts à poutrelles enrobées sont en général grutés ou bien construits à proximité de leur emplacement définitif, puis ripés à l'aide de vérins. Le poids de l'ouvrage n'est donc pas négligeable, quel que soit le procédé utilisé.

Cependant, la quantité d'acier est réduite par rapport à la solution TPE classique, le nombre ou le module de poutrelles étant moins important. En ce qui concerne la portée de 15 mètres, le nombre de profilés imposés par la fourchette de préflexion est tel que le gain d'acier devient négatif.



▪ Conclusion

Pour les lignes classiques, les ponts à poutrelles enrobées de type PREFLEX préfléchies ne sont pas performants dans l'optique d'une diminution du gabarit, leur nombre et leur module étant imposés par la fourchette de préflexion. La structure est alourdie, ce qui rend le procédé de mise en place sur chantier plus difficile.

5. Ponts à poutrelles enrobées de type PREFLEX précontraintes

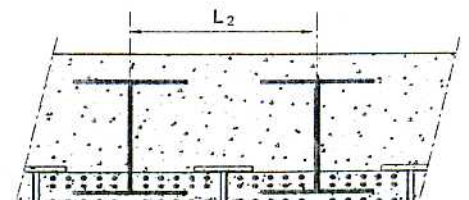
5.1 Adaptation à la méthode des ponts à tabliers à poutrelles enrobées classiques

5.1.1 Coupe transversale

La mise en place sur chantier est identique à celle des poutrelles enrobées préfléchies.



Intérêt des poutres de type PREFLEX dans la réalisation de ponts à poutrelles enrobées



Les torons utilisés sont de type T15 ou T15 S, leurs caractéristiques ayant été fournies dans la partie II, paragraphe 4.1.1. Ils seront répartis en 3 ou 4 couches, suivant la valeur de la force de précontrainte à mettre en œuvre.

5.1.2 Mode de fabrication

Le procédé de fabrication est fourni dans la partie I (partie théorique) de ce présent rapport. Il s'agit en fait de remplacer la poutrelle métallique que l'on utilise pour les TPE classiques par une poutre de type PREFLEX précontrainte, dimensionnée de façon à ce que le béton de première phase soit comprimé en permanence, sous les différentes sollicitations du futur TPE.

La contreflèche à commander au laminoir devra compenser la déformation de la poutre métallique sous son poids propre.

5.2 Mode de calcul

5.2.1 Hypothèses de calcul

5.2.1.1 le fluage

Conformément à l'étude théorique de la partie I et conformément au règlement UIC TPE, deux coefficients d'équivalence seront considérés :

- à court terme : $n_i = 6$
- à long terme : $n_v = 18$

5.2.1.2 le retrait

- Les poutres préfabriquées de type PREFLEX précontraintes auront séjourné un temps suffisant en usine de façon à ce que le béton de première phase ait effectué la totalité de son retrait.
- De façon à rester en accord avec le mode de calcul des ponts à poutrelles enrobées classiques, le retrait du béton coulé sur chantier sera négligé. Voyons l'effet de cette simplification sur le dimensionnement de la structure.

A titre d'exemple, comme le montreront les résultats des paragraphes suivants, pour une portée de 15 m, dimensionnée, avec un taux d'amortissement ξ de 2 %, de façon à obtenir un gabarit minimum, on obtient :

	$P_{o_{min}}$ (en tonnes)	$P_{o_{max}}$ (en tonnes)	Solution
Sans retrait de deuxième phase	410	594	12 HEM 650 lr = 5,50 m
Avec retrait de deuxième phase	406	594	12 HEM 650 lr = 5,50 m

Le retrait de deuxième phase a pour effet de comprimer le béton de première phase et ainsi d'élargir très légèrement la fourchette de précontrainte. Négliger le retrait du béton de deuxième phase va donc dans le sens de la sécurité du point de vue résistance de la structure, d'autant plus que l'on ne sait pas évaluer exactement ce retrait.

5.2.1.3 Les caractéristiques mécaniques des sections



Les hypothèses sont identiques à celles du paragraphe 4.2.1.3.

La présence des torons sera négligée : les calculs seront effectués en section brute en ce qui concerne le béton B₁.

5.2.2 Justifications aux états limites de service

Les contraintes de déformations et de résistance à respecter pour les ponts TPE de type PREFLEX préfléchis, se traduisent par des conditions sur la force de précontrainte à mettre en œuvre.

5.2.2.1 Limitation des déformations verticales

➤ Déformation verticale sous charges permanentes et moitié de la charge d'exploitation

La déformation verticale sous charges permanentes et sous la moitié d'un chargement ferroviaire UIC 71 doit correspondre à un écart positif, c'est à dire que la poutre doit être déformée vers le haut. Ce critère de déformation verticale impose donc une nouvelle condition sur la force de vérin F.

Il faut que :

$$f_{\text{déblocage}} + f_{\text{retrait}} + f_{B2+\text{coffrages}} + f_{\text{décoffrage}} + f_{\text{sup structures}} + f_{\text{pertesdifférées}} + f_{\text{exploitation-ferroviare}} < 0$$

En reprenant les résultats de la partie théorique, cela conduit à :

$$P_o \geq \frac{8}{L^2} * \frac{1}{0,9} * [0,1 * (Y_{\text{Glorons}} - b_{1i}^{(A+B1+B2)_{nv}} + e_o^{(A+B1)_{nv}})^{-1} * (f_G + 0,5 * f_{\text{train}})]$$

➤ Flèche sous charge UIC

De façon à limiter l'accélération verticale des trains à 1m/s², il faut limiter la flèche sous charge

$$\text{UIC à } \delta_{\alpha * \Phi_2 * \text{UIC}} \leq \frac{L}{840} \text{ soit : } \alpha * \Phi_2 * \frac{5}{384} * \frac{q_{SW2} * L^4}{E_a * I_{(A+Bh)_{nt}}} \leq \frac{L}{840}$$

5.2.2.2 rotation d'extrémité sous charges UIC

Il faut que :

$$\theta \approx \frac{4 * \alpha * \Phi_2 * \delta_{\text{UIC}}}{L} \leq 6,5 * 10^{-3} \text{ rad}$$

5.2.2.3 Limitation des contraintes

➤ fourchette de précontrainte

Conformément à l'étude théorique, il faut veiller à ne pas provoquer l'éclatement du béton B₁ lors du déblocage, et à obtenir une compression permanente du béton B₁.

Reprenons les notations de la partie I

- **P_{max1}** : la force amenant à la surcompression du béton B₁ lors du déblocage de la précontrainte



$$P_{\max 1} = \frac{1}{0,9} * (0,6 * f_{c28} + \frac{P_{B1} * L^2}{8 * W_{B1i}^{(A+B1)_{nt}}}) * (\frac{1}{n_{l1} * S_{(A+B1)_{nt}}} - \frac{e_0^{(A+B1)_{nt}}}{W_{B1i}^{(A+B1)_{nt}}})^{-1}$$

- $P_{\max 2}$: la force amenant à la plastification du profilé métallique lors du fluage en usine

$$P_{\max 2} = \frac{1}{0,9} * [\frac{f_y}{1,15} + \frac{P_{acietr} * L^2}{8 * W_{ai}^A} + \frac{P_{B1} * L^2}{8 * W_{ai}^{(A+B1)_{nv}}} - \frac{\epsilon_r * E_a * S_{B1}}{n_v} * (\frac{1}{S_{(A+B1)_{nv}}} - \frac{\frac{h_{B1}}{2} - b_{il}^{(A+B1)_{nv}}}{W_{ai}^{(A+B1)_{nv}}})] * (\frac{1}{S_{(A+B1)_{nv}}} - \frac{e_0^{(A+B1)_{nv}}}{W_{ai}^{(A+B1)_{nv}}})^{-1}$$

Comme pour les poutrelles enrobées, cette force dépend du profilé métallique, mais également de la quantité de béton B_1 mise en place. Plus cette dernière augmente, plus la valeur du module de résistance flexionnelle augmente, et plus la contrainte liée au déblocage diminue dans le béton B_1 .

- P_{\min} : la force nécessaire pour assurer une compression permanente du béton B_1 : cette force dépend de toutes les caractéristiques des différents matériaux, mais également des descentes de charge.

$$P_{\min} = \frac{1}{0,9} * (\sigma_{B1s}^{poidsB1} + \sigma_{B1s}^{retraitB1} + \sigma_{B1s}^{sup\ erstructures} + \sigma_{B1s}^{poidsB2+cof} + \sigma_{B1s}^{\alpha * \Phi_2 * SW2}) * (\frac{0,1}{n_v * S_{(A+B1+B2r)_{nv}}} + \frac{0,1 * e_0^{(A+B1+B2r)_{nv}}}{W_{B1i}^{(A+B1+B2r)_{nv}}} + \frac{1}{n_v * S_{(A+B1)_{nv}}} - \frac{e_0^{(A+B1)_{nv}}}{W_{B1i}^{(A+B1)_{nv}}})^{-1}$$

➤ Influence du béton de première phase

Le béton B_1 joue le même rôle que dans la méthode préfléchie : sa présence sur une poutrelle enrobée classique permet de baisser le niveau de l'axe neutre Elastique, et donc d'augmenter l'inertie et la résistance de la section.

Seule P_{\min} dépend des descentes de charges de deuxième phase.

De façon à diminuer P_{\min} , il faut diminuer les contraintes sous descentes de charge de deuxième phase : pour cela, il faut

- soit augmenter la quantité de béton B_1 , et plus particulièrement L_1 de façon à baisser la position de l'axe Neutre Elastique. Il faut donc augmenter l_r et garder le même nombre de poutres
- soit augmenter l_r et n de façon à ce que la totalité des descentes de charge de deuxième phase se répartisse sur la maximum de poutrelles possible.

5.2.2.4 Justifications aux états limites ultimes

Conformément à la partie I, la présence du béton de première phase sera négligée dans le calcul du moment résistant ultime, mais prise en compte dans le calcul du moment sollicitant ultime. La justification est alors identique à celle d'un pont TPE classique.



5.2.2.5 Justifications dynamiques complémentaires

L'accélération verticale doit être limitée à $3,5 \text{ m/s}^2$.

5.3 Dimensionnement pour une LGV

5.3.1 Méthode de résolution

Les calculs sont effectués à l'aide d'un tableur EXCEL. La logique de fonctionnement de ce « programme » est explicitée à l'aide du logigramme de l'annexe 2.J.

5.3.2 Résultats du dimensionnement sous l'angle d'un gain de gabarit

Les tableaux récapitulatifs des solutions sont donnés à l'annexe 2.K.

5.3.2.1 Facteur dimensionnant

▪ Comportement dynamique

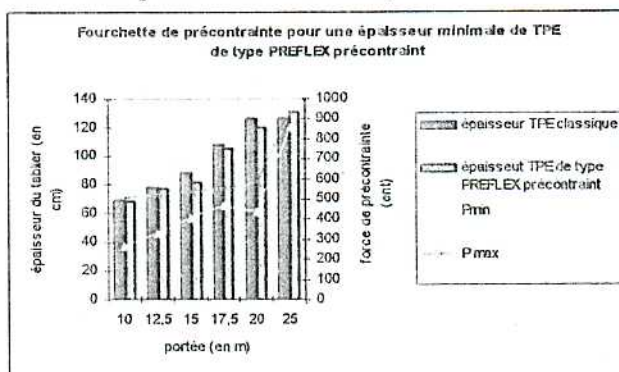
Les TPE de type PREFLEX préfléchis sont dimensionnés au *dynamique* lors d'une optimisation du gabarit. L'apport de la poutre de type PREFLEX précontrainte étant le même (présence d'un béton B_1 comprimé participant à la résistance mécanique et flexionnelle de la poutre), il serait logique de trouver les mêmes solutions que celles du paragraphe 4.3.2 relatif au TPE de type PREFLEX préfléchi.

Le béton B_1 de la poutre précontrainte a un enrobage minimum c_{s1} de 8 cm, pour permettre le passage des câbles de précontraintes sous la semelle métallique, contre 7 cm pour la poutre préfléchie. En ce qui concerne l'enrobage supérieur de béton B_1 , sa hauteur est au moins de 12 cm pour permettre de caser au minimum deux couches de torons, contre 7 cm pour la poutrelle préfléchie. Cependant, d'après le paragraphe 4.2.2.5, la variation de c_{s1} a très peu d'effet sur le comportement dynamique de la structure : λ_{\max} est quasi constant pour une augmentation de c_{s1} , et la masse ne change pas (en effet, ce béton B_1 pour les poutrelles précontraintes correspond à du béton B_2 pour les poutrelles préfléchies).

Il reste simplement à voir si la fourchette de précontrainte nécessaire à l'obtention des solutions escomptées est cohérente, c'est-à-dire si $P_{\min} < P_{\max}$.

5.3.2.2 Fourchette de précontrainte

En reprenant les solutions des TPE de type PREFLEX préfléchis pour LGV et gabarit minimum, la fourchette de précontrainte et l'épaisseur du tablier sont les suivantes.



Ces résultats sont obtenus avec un *acier S275*.

La fourchette de précontrainte possède une amplitude permettant la réalisation de ces solutions.

Figure 32 : fourchette de précontrainte pour un TPE de type PREFLEX précontraint d'épaisseur minimale, sur LGV



5.3.2.3 Récapitulatif des apports de la précontrainte

➤ Un élargissement de la gamme de portée

La préflexion permet une réalisation du tablier pour des portées atteignant **25 mètres**, alors que les TPE classiques voyaient leur utilisation limitée à une portée de **20 mètres**.

➤ Un gain de gabarit

L'épaisseur du tablier varie de 68,4 cm, avec 12 HEM 500, pour des portées de 10 mètres, à **130,30 cm**, avec 9 HLR 1100, pour des portées de 25 m, comme le montre la figure XXX.

➤ Un gain de matière

Les gains sont quasi identiques à ceux de la solution TPE de type PREFLEX préléchié.

➤ Nuance d'acier

Les profilés sont de nuance S275.

➤ Force de précontrainte nécessaire

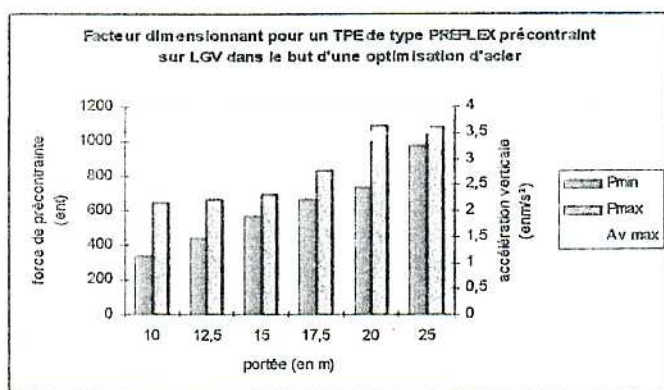
La force précontrainte varie quant à elle de **295 tonnes** à **366 tonnes** dans la gamme de portées envisagées.

Il faudra noter que le banc de précontrainte est limité à 800 tonnes pour les ponts PRAD. La réalisation du TPE de type PREFLEX précontraint de 25 m semble donc *difficilement réalisable*, ce qui n'est pas le cas des TPE de type PREFLEX préfléchis.

5.3.3 Résultats dans l'optique d'une optimisation du coût

5.3.3.1 Critère dimensionnant

Les solutions sont envisageables pour des portées atteignant 25 mètres. Cependant, *l'acier S355* est utilisé de façon à obtenir une fourchette de précontrainte suffisante.



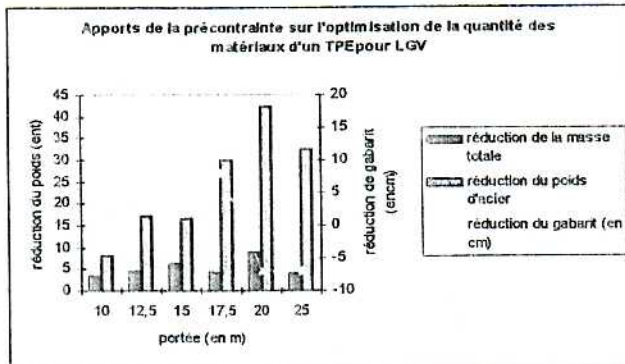
L'accélération verticale du tablier est le facteur limitant.

Figure 33 : facteur dimensionnant pour une TPE de type PREFLEX précontraint d'épaisseur minimale sur LGV



5.3.3.2 Les gains obtenus

Gain de matière

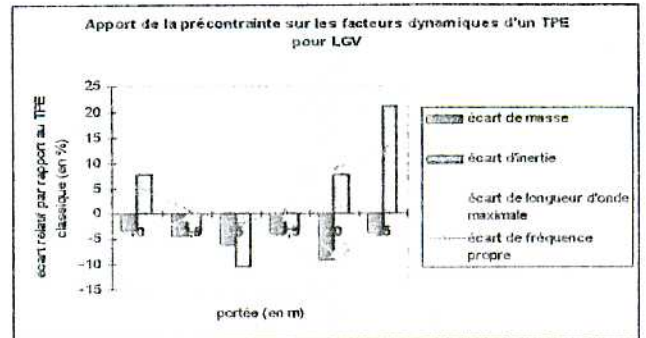


La précontrainte permet d'obtenir, par rapport au TPE classique, des économies d'acier atteignant **40 %** pour la portée de 20 mètres. Cependant, l'acier est de nuance **S355**.

Figure 34 : influence de la précontrainte sur la gain de matière d'un TPE d'épaisseur minimale sur LGV

Explication du phénomène

L'explication est identique à celle des TPE de type PREFLEX préfléchis. L'apport de la précontrainte a permis de faire jouer le rapport I/m dans de telles proportions que la longueur d'onde maximale est réduite, ce qui décale le pic critique d'accélération verticale du tablier et compense la perte de masse.

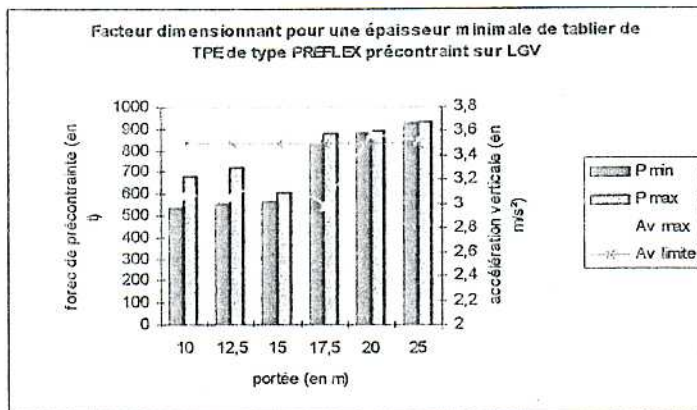


5.4 Dimensionnement pour une ligne classique

Cette étude est uniquement effectuée dans le but d'une diminution du gabarit. L'aspect économique n'est pas envisagé, par manque de temps pour la réalisation des calculs supplémentaires. Le mode de dimensionnement est le même que pour les TPE de type PREFLEX préfléchis.

5.4.1 Facteur dimensionnant

De façon à obtenir une fourchette de précontrainte compatible avec l'obtention d'un gabarit minimum, l'acier utilisé est de nuance **S355**.

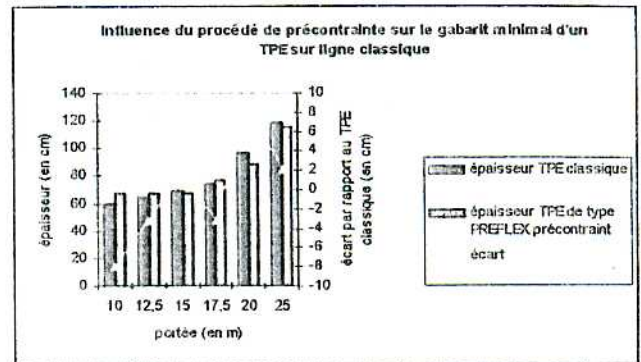
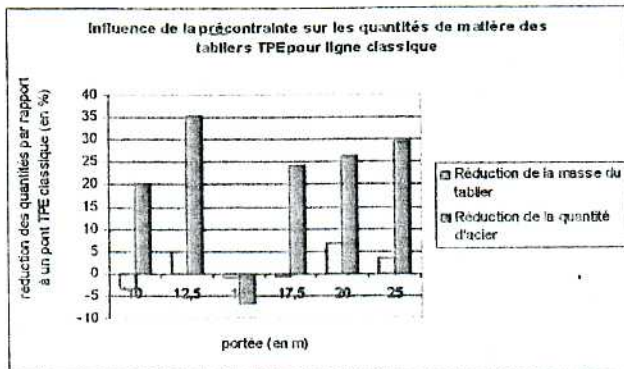


Comme le montre la figure 35, l'aspect dynamique joue un rôle dimensionnant dans le dimensionnement d'un tablier TPE de type PREFLEX précontraint d'épaisseur minimale : l'accélération est toujours comprise entre 3 et 3,6 m/s^2 . Cependant, la fourchette de précontrainte s'amenuise avec l'augmentation de la portée, pour devenir dimensionnante à partir de 15 mètres de portée.

Figure 35 : facteur dimensionnant pour un TPE de type PREFLEX précontraint d'épaisseur minimale sur ligne classique



5.4.2 Intérêt de la précontrainte par rapport au TPE classique



Figures 36 et 37 : influence de la précontrainte sur le gabarit minimal et la quantité de matière d'un TPE sur Ligne classique

▪ Gabarit de l'ouvrage

Le gain en gabarit apparaît à partir de 20 mètres de portée seulement, et l'écart peut alors atteindre 8 cm.

▪ Gain de matière

La quantité d'acier économisée par rapport à un TPE classique atteint 35 % et est au minimum de 20 %.

La portée 15 mètres présente une exception, la fourchette de précontrainte imposant une quantité d'acier plus importante que ce que le critère dynamique exigerait à lui tout seul.

Cependant, la quantité d'acier est réduite par rapport à la solution TPE classique, le nombre ou le module de poutrelles étant moins important. En ce qui concerne la portée de 15 mètres, le nombre de profilés imposé par la fourchette de préflexion est tel que le gain d'acier devient négatif.

▪ Conclusion

Pour les lignes classiques, les ponts à poutrelles enrobées de type PREFLEX précontraints ne sont pas performants dans l'optique d'une diminution du gabarit, sauf pour les portées supérieures à 20 mètres. Ils permettent cependant des gains de matière intéressants.

La nuance d'acier requise est cependant de type S355.



6. Synthèse générale : comparaison des 3 procédés

Les graphiques comparatifs des différentes solutions sont fournis dans les annexes 2L, 2M et 2N.

6.1 TPE sur Ligne à Grande Vitesse

6.1.1 Dimensionnement dans le but d' une épaisseur de tablier minimale

▪ *Bilan qualitatif*

Type de structure	Nuance d'acier
TPE classique	S 275
TPE de type PREFLEX préfléchi	S 355
TPE de type PREFLEX précontraint	S 275

▪ *Commentaires des résultats de l'annexe 2.L*

Les gabarits des tabliers de type PREFLEX préfléchis et de type PREFLEX précontraints présentent tous deux une possibilité réalisation jusqu'à **25 mètres** de portée avec une prise en compte de l'amortissement réglementaire de 2%, ce que ne permet pas le TPE classique.

Les gains de gabarit pour les deux structures de type PREFLEX sont quasi équivalents (à un centimètre près) et permettent de gagner jusqu'à 8 cm sur l'épaisseur totale du tablier en comparaison avec le TPE classique.

Ces *gains de gabarit* s'accompagne

- d'une *diminution de la masse totale de l'ouvrage*, pouvant atteindre 25 % pour la portée de 17,50 mètres
- ainsi que d'une faible réduction de la quantité d'acier, sauf pour la portée de 17,50 mètres pour laquelle l'économie d'acier atteint 30%.

En conclusion, *l'apport de la préflexion ou de la précontrainte est avantageux dans le cadre d'une optimisation de gabarit, ainsi que d'une optimisation de la masse totale de l'ouvrage, pour des portées comprises entre 15 et 20 mètres.*

Cependant, la nuance d'acier jouant un rôle dans le coût de l'ouvrage, il vaut mieux utiliser la précontrainte avec des aciers de nuance S275.

Au delà de 25 mètres, la force de précontrainte à mettre en œuvre devient trop importante : à résultat équivalent avec la préflexion, la poutre de type PREFLEX préfléchi est donc recommandée pour les portées supérieures à 20 mètres.

Les conseils d'utilisation de ces différents types sont récapitulés dans le tableau suivant :



6.2 TPE sur ligne classique

Seule une étude sous l'angle d'un gain de gabarit a été effectuée.

▪ *Bilan qualitatif*

Type de structure	Nuance d'acier
TPE classique	S 275
TPE de type PREFLEX préfléchi	S 355
TPE de type PREFLEX précontraint	S 355

▪ *Commentaires des annexes 2.N*

Le TPE de type PREFLEX préfléchi n'apporte *aucun intérêt* dans l'optique de minimisation du gabarit de l'ouvrage.

Le pont TPE de type PREFLEX précontraint semble intéressant pour des portées supérieures à 20 mètres. Cependant, les forces de précontraintes dans cette gamme de portée sont de l'ordre de 900 tonnes, ce qui ne semble pas réalisable sur un banc de préfabrication en usine.

▪ *Tableau récapitulatif*

L	10	12,5	15	17,5	20	25
Type de structure conseillée	TPE classique	TPE classique	TPE classique	TPE classique	TPE classique	TPE classique



CONCLUSION

D'après cette étude, grâce à la présence d'un béton dit de première phase, initialement fortement comprimé et enrobant la semelle inférieure d'un profilé métallique laminé, la poutre mixte ainsi composée et qualifiée de « poutre mixte de type PREFLEX » présente de nombreuses performances, essentiellement mécaniques, et supérieures à celles d'une poutre mixte classique.

En effet, quel que soit le procédé conduisant à la compression initiale du béton de première phase, à savoir une préflexion de la poutrelle métallique nue par l'intermédiaire de deux vérins relâchés après bétonnage de la semelle métallique inférieure, ou bien une précontrainte de ce même béton, réalisée à l'aide de monotorons adhérents, la force introduite est dimensionnée de façon à assurer une compression permanente de ce béton. Ce dernier participant à la résistance mécanique de la poutre mixte de type PREFLEX, la résistance et l'inertie de celle-ci se retrouvent accrues comparées à celles d'une poutre mixte de même gabarit. Ce gain se traduit ainsi par une diminution du module d'acier et parfois même du type c'acier, diminution se répercutant sur les coûts de réalisation de la poutre.

Dans cette optique d'optimisation de gabarit et de coût, l'utilisation des poutres de type PREFLEX s'avère fructueuse dans la réalisation des ponts ferroviaires à Tablier à Poutres Enrobées (TPE) sur *Ligne à Grande Vitesse (LGV) uniquement*. La vitesse de circulation des trains pouvant atteindre 300 km/h, les déformations verticales et particulièrement l'accélération verticale du tablier, limitée à 3,50 m/s², deviennent des facteurs dimensionnant des ponts à poutrelles enrobées sur LGV. L'inertie accrue des poutres de type PREFLEX grâce à une participation plus importante du béton est le facteur clé de l'intérêt de ces poutres dans le dimensionnement des TPE.

L'introduction du système de type PREFLEX permet non seulement d'élargir de 5 mètres la gamme de portée d'utilisation des ponts à poutrelles enrobées pour ligne à grande vitesse, aboutissant ainsi à une portée maximale de 25 mètres au lieu de 20 mètres, mais également de réaliser soit des économies de matière atteignant plus de 30 % à épaisseur de tablier équivalente entre le tablier classique et le tablier de type PREFLEX, soit une légère diminution du gabarit et de la masse totale de l'ouvrage dans l'optique d'une minimisation de l'épaisseur totale du tablier, facteurs non négligeables pour optimiser la réalisation sur chantier de tels ponts. *L'utilisation des poutres de type PREFLEX est alors recommandée dans une gamme de portée allant de 15 à 25 mètres.*

Cependant, la mise en oeuvre des procédés de préflexion et de précontrainte apporte des limites. Il semble déraisonnable d'envisager une valeur de précontrainte supérieure à 800 tonnes, les bancs actuels de précontrainte ne permettant pas de dépasser ce seuil. Ainsi, l'utilisation de la poutre de type PREFLEX précontrainte n'est plus possible au-delà d'une portée de 20 mètres.

Le procédé de préflexion impose quant à lui de telles contraintes dans la poutre métallique lors du vérinage, que la nuance de l'acier doit être augmentée, passant d'un acier S275 à un acier S355, ce qui se répercute sur le coût du profilé métallique.

Les hypothèses prises en compte dans cette étude, au sujet du retrait et du fluage, sont conformes à la réglementation mixte en vigueur. Cependant, l'étude en cours du LCPC devrait



permettre d'optimiser les coefficients d'équivalence acier/béton adoptés, et il sera alors intéressant d'étudier la différence entre les résultats de cette étude et ceux effectués à partir de l'étude du LCPC

Ce travail a permis d'aboutir à des bilans quantitatifs et qualitatifs de matériaux et de gabarit. L'aspect coût n'a été envisagé que sous l'angle de la réduction de la quantité d'acier. Il serait cependant intéressant d'effectuer un détail estimatif plus complet, prenant en compte les autres avantages et inconvénients de la poutre de type PREFLEX. En effet, les coûts de réalisation de cette dernière devront être chiffrés. La précontrainte ne pose pas de problème particulier, les banc de précontrainte existant déjà. Cependant, la réalisation d'un banc de préflexion, avec des vérins aptes à permettre une modulation de la force de préflexion devra faire l'objet d'un cahier des charges bien précis.

Il faudra également évaluer le rendement de production de ces poutres : en effet, le temps d'attente entre le bétonnage et le relâchement des vérins pour la poutre de type PREFLEX préfléchie doit être suffisant de façon à ce que la résistance du béton de première phase ait atteint une valeur apte à supporter l'effort de déblocage. Ce temps d'attente se traduit par une immobilisation du banc de préflexion, immobilisation qui se répercutera nécessairement sur le coût de réalisation de la poutre de type PREFLEX.

Il sera également intéressant de chiffrer les avantages pratiques de mise en œuvre des poutres de type PREFLEX sur chantier, la réduction de masse du tablier engendrant une facilité dans les deux modes de construction des TPE, à savoir le ripage ou le grutage. Les délais d'intervention sur chantier seront également réduits, une partie du béton étant déjà coulée en usine. De plus, la présence du béton de première phase permettra sûrement d'assurer aux poutrelles une stabilité au déversement lors du bétonnage sur chantier, ce qui devrait théoriquement permettre de réaliser le bétonnage restant sur chantier en une seule fois, contrairement aux TPE classiques, pour lesquels le bétonnage sur chantier se fait en plusieurs phases.

L'aspect entretien sera à prendre en compte. En effet, les semelles métalliques inférieures des TPE classiques, en contact direct avec l'extérieur, sont recouvertes de peinture anti-corrosion, à renouveler périodiquement, et de prix non négligeable. L'enrobage complet des poutres de type PREFLEX ne nécessite, quant-à-lui, aucun entretien particulier.

L'utilisation des poutres de type PREFLEX dans les ponts ferroviaires à poutrelles enrobées est un sujet très intéressant, mais très vaste et qui nécessite donc d'être encore approfondi.



SUGGESTIONS

Suite à l'étude précédente, il serait intéressant d'envisager de poursuivre les investigations dans les directions ébauchées ci-dessous.

❖ *Renforcement des semelles métalliques par des plats soudés ou utilisation de profilés hybrides*

L'étude a été limitée aux profilés laminés du commerce, de façon à éviter les soudures, sujettes aux problèmes de fatigue.

Cependant, les variations de contraintes $\Delta\sigma$ engendrées dans la semelle métallique inférieure sont largement réduites du fait de la présence du béton de première phase B₁. En effet, l'inertie de la poutre PREFLEX est au moins égale à 2,5 fois l'inertie du profilé métallique seul ; il en est de même pour le rapport I/v. Il est donc envisageable de renforcer les semelles par des plats soudés, ce qui permettrait de réduire la taille des profilés métalliques pour une inertie équivalente.

L'utilisation de profilés reconstitués soudés peut s'avérer intéressante et mérite d'être étudiée. Cependant, le coût d'une telle réalisation devra également être pris en compte.

❖ *Gamme de portée*

Le thème n°1 se limite à l'étude des ponts mixtes de petites portées. C'est dans cette optique que la gamme de portée étudiée s'est limitée à 25 mètres. Cependant, les réalisations belges révèlent une utilisation optimale des poutres de type PREFLEX à partir d'une portée de 20 mètre, et pouvant atteindre 50 mètres. Cette réalisation est possible avec des profilés reconstitués soudés (PRS).

❖ *Limites de précontrainte*

Les bancs de précontrainte sont actuellement limités, en France, à une valeur de 300 tonnes. Les résultats de ce rapport se sont cantonnés à cette valeur, dans l'optique d'une utilisation du matériel existant. On pourrait cependant envisager la possibilité de rajouter de la post-tension par câbles de façon à renforcer cette force de précontrainte, mais le bilan économique reste à faire...

❖ *Mélange de préflexion et de précontrainte*

Les belges utilisent actuellement le mélange des deux procédés. L'ajout de la préflexion à la précontrainte permettrait de gagner encore en module de profilé. En effet, l'étude des lignes classiques a montré que le procédé de préflexion était limitant dans le dimensionnement de ces lignes, la fourchette de préflexion étant trop réduite.

La préflexion recharge le profilé et la précontrainte le décharge. L'association des deux procédés permettrait d'obtenir une contrainte quasi-nulle dans le profilé métallique lors de l'arrivée de la poutre sur chantier, et ainsi de ne pas être limité par le procédé de fabrication.



❖ *Vérifications ELU*

L'étude étant centrée sur les ponts-rails, l'ELU n'était pas le critère dimensionnant. Par simplification, les câbles de précontrainte ont été négligés dans la résistance à l'ELU de la poutre de type PREFLEX--précontrainte. Cette approximation peut s'avérer défavorable dans le dimensionnement des ponts routes. Il serait donc intéressant d'établir un calcul précis du moment résistant ultime d'une telle poutre. Le béton B_1 est considéré comme non résistant, cependant les armatures de précontrainte peuvent être prises en compte, comme lors des vérifications des dalles de pont mixte, pour lesquelles la participation des armatures de béton armé est prise en compte dans le calcul du moment résistant ultime.

❖ *Connexion acier-béton*

Aucune vérification n'a été effectuée au niveau de la résistance des connecteurs vis-à-vis de l'effort rasant. Ce critère serait également à prendre en compte dans le cadre d'une poursuite de l'étude. Il faudra notamment mettre en évidence les effets cumulés de la précontrainte et de la préflexion, qui agissent de façon inverse vis-à-vis de l'effort rasant, la précontrainte ayant tendance à diminuer cet effort.

❖ *Elargissement du tablier*

Pour les ponts-rails, une seule voie de circulation était prévue dans le cadre de l'étude. Cependant, ce choix s'est avéré défavorable vis à vis des phénomènes dynamiques. En effet, l'accélération verticale du tablier était le critère dimensionnant du tablier. La prise en compte de 2 voies de circulation, et la largeur plus importante du tablier permettront d'apporter la masse et l'inertie nécessaires de sorte que les critères de résistance redeviendront dimensionnants, et par là-même, le travail de l'acier sera alors optimum.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BPEL 91
Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites
Avril 1992
- [2] T. DEFREL
Analyse théorique d'un pont-rail métallique à poutres latérales à tablier en poutrelles enrobées (RaPL)
Mémoire soutenu en septembre 2000
- [3] ERRI D 214
Rapport intérimaire : Ponts rails pour vitesses > 200km/h et <350 km/h
Conditions de déformation dynamiques
Août 1997
- [4] UIC (Union Internationale des Chemins de Fer)
Tables de calcul des ponts-rails à poutrelles enrobées
1999
- [5] R. DE KEYSER H. LEDENT J. DAOUST C. COUNASSE,
La poutre mixte préfléchie et précontrainte (Flexstress)
Annales des travaux publics de Belgique n° 3 1990
- [6] J.P. TARTARY
Méthode simplifiée de calcul des vibrations sur un tablier de pont au passage d'un convoi
- Pont isostatique en flexion
Juillet 1997
- [7] COMMISSION DE NORMALISATION DE LA CONSTRUCTION MIXTE
Eurocode 4
Version ENV 1994-1-1 : 1992
- [8] FEDERATION DE L'INDUSTRIE DU BETON
Standardisation des poutres préfabriquées en béton précontraint pour ouvrages d'art
3° édition - 1985
- [9] SETRA et SNCF
Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées
Conception et calcul
Mai 1995

