



École des Ponts
ParisTech

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

2009-2010

Projet de Fin d'Etudes

Département Génie Civil et Construction

André SANTOS LEITE RAINHO

Double Diplôme ENPC - FEUP

Structures Béton à Âmes Métalliques - SBAM
Comportement & Compétitivité

Projet réalisé au sein de RAZEL - Techniques&Méthodes

3, rue René Razel – Christ de Saclay

8 mars 2010 – 10 septembre 2010

Tuteurs : M. Florent IMBERTY et M. Joël RAOUL

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord M. Jean-Pierre COMMUN, qui m'a accordé toute sa confiance pendant la durée de mon stage.

Puis, je tiens à remercier M. Florent IMBERTY, mon tuteur de stage en entreprise, qui m'a toujours orienté dans la bonne direction, a répondu à toutes mes questions et m'a beaucoup fait apprendre.

Je remercie également M. Joël RAOUL pour sa disponibilité et sympathie.

Un mot très spécial à MM Alexis BENSERADE et Frédéric HAUSWALD, qui en partageant leurs expériences de vie et leurs connaissances m'ont fait grandir au niveau personnel et m'ont montré beaucoup du métier d'ingénieur structures.

Finalement je remercie ensuite toute l'équipe du service Technique&Méthodes de RAZEL qui avec sa bonne humeur et sa sympathie m'a fait me sentir à la maison.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais que apesar das dificuldades e das divergências sempre me deram o que eu precisava.

Não posso deixar passar esta oportunidade para deixar uma palavra de grande apreço ao Professor Alfredo SOEIRO, um dos maiores responsáveis pela minha vinda para a ENPC. Expresso todo o meu reconhecimento pela sua ajuda e por todo o seu incentivo.

A todos aqueles que cruzei ao longo destes três anos, com quem partilhei experiências maravilhosas e também algumas decepções, com quem aprendi a ser um melhor homem, com quem ri muito e chorei pouco: palavras não chegam para agradecer tudo o que fizeram por mim.

Obrigado!

RESUME

L'étude porte sur la faisabilité et compétitivité économique d'un pont mixte acier béton composé de deux hourdis en béton précontraint et des âmes métalliques sans raidisseurs longitudinaux.

L'utilisation de l'Eurocode 4 et de l'Eurocode 1993-1-5 « Plaques planes » a permis d'optimiser le dimensionnement de la précontrainte et des éléments métalliques.

L'âme sans raidisseurs dans le sens longitudinal permet un gain de précontrainte et une réduction assez importante de la quantité d'acier rendant la structure du tablier plus légère.

En se basant sur des projets précédents qui attestaient le bon comportement d'une telle structure, l'étude s'est appliquée sur un cas réel. Deux exemples ont alors été étudiés permettant d'étudier deux méthodes de construction différents : Lancement/Poussage et construction par encorbellements successifs.

Mots-clés: Pont Mixte; Eurocode ; poutre-caisson ; plaques planes ; raidisseur ; précontraint ; comportement en flexion ; Lancement ; Poussage ; Encorbellement.

ABSTRACT

Under the rules of the new European standards, the Eurocodes, and in particular of the EN 1993-1-5 “Plated Structural Elements” this project studies the feasibility and economic advantages of a new type of composite bridge with two pre-stressed concrete slabs and two steel webs without longitudinal stiffeners.

The absence of longitudinal stiffeners allows an improvement in the amount of pre-stressing cables needed and their efficiency as well as a significant reduction of the quantities of steel components and corresponding weld.

Supported by previous works in this subject that qualified this kind of structure as doable and performing, the application to a real project was made by two different approaches: incremental launching and cantilever construction.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	2
AGRADECIMENTOS.....	3
RESUME.....	4
ABSTRACT.....	5
TABLE DES MATIERES	6
LISTE DES TABLEAUX	9
LISTE DES FIGURES.....	10
INTRODUCTION	12
PRESENTATION DE L'ENTREPRISE	14
A. GENERALITES SUR OA MIXTES.....	15
1. Les ouvrages mixtes	15
1.1 Les matériaux.....	15
1.2 L'évolution	15
1.3 L'innovation.....	16
1.3.1 Les âmes plissées.....	16
1.3.2 Les âmes plano-tubulaires.....	19
1.3.3 Inconvénient de ces systèmes innovants.....	20
2. Le concept Structure Béton à Âmes Métalliques - SBAM	21
2.1 Principe de fonctionnement.....	21
2.2 Etudes précédentes.....	22
B. REGLEMENTATION EN VIGUEUR.....	23
1. Normes utilisées	23
2. Les anciennes normes et l'approche Eurocode.....	23
2.1 Le fascicule n°61	23
2.2 L'approche Eurocode	25
C. LA VALEUR AJOUTEE DU PFE	29
1. La problématique à traiter	29
2. Méthodes alternatives pour le calcul de ρ.....	30
3. Méthodologie de dimensionnement	31
4. L'outil de calcul	31

4.1 Calcul des sections.....	31
4.2 Modèle numérique à barres – Logiciel ST1	34
5. L'objectif du PFE.....	35
D. PREMIER CAS D'ETUDE – VIADUC FERROVIAIRE.....	36
1. Solution de base - Bipoutre mixte.....	36
1.1. Elévation longitudinale	36
1.2. Section transversale	37
1.3. Répartition d'acier dans la poutre principale	37
2. Dimensionnement SBAM.....	42
2.1. Coupe transversale	42
2.2. Charges Appliquées	44
2.3. Pré dimensionnement Précontrainte	45
3. Vérification selon l'EN 1993-1-5.....	46
3.1. Géométrie et contraintes	47
3.2. Détermination de la classe	47
3.3. Détermination de la section efficace.....	48
3.5. Justification à l'effort tranchant	52
4. Exploitation du modèle numérique.....	55
5. Bilan de quantités	59
E. METHODES DE CONSTRUCTION	62
1. Les deux méthodes de construction.....	62
1.1. Poussage / Lancement	62
1.2. Encorbellement successifs.....	62
2. Détails constructifs	63
3. Section transversale type	65
D. DEUXIEME CAS D'ETUDE – VIADUC ROUTIER	66
1. Solution de base – Pont en caisson béton	66
2. Profil longitudinale	66
2.1. Pont caisson	66
2.2. Structure SBAM	66
3. Coupe Transversale	69

3.1 Pont caisson	69
3.2. Structure SBAM	70
4. Exploitation du modèle numérique.....	71
5. Bilan de quantités	74
CONCLUSION	75
1. Comportement de la structure béton à âmes métalliques – SBAM	75
2. Méthodes de construction.....	75
3. Compétitivité	75
Bibliographie.....	78
Ouvrages imprimés.....	78
Chapitre dans un ouvrage imprimé.....	78
Travaux universitaires	79
Sites web consultés.....	79
Articles de périodiques imprimés.....	79
ANNEXES.....	81
Liste des annexes	81
Annexe 1 Calcul d'une section type selon l'EN 1993-1-5	82
Annexe 2 Calcul d'une section mixte PRS+Dalle béton.....	84
Annexe 3 Calculs de dimensionnement des goujons de connexion	86
Annexe 4 Vérification de la section mixte SBAM aux efforts ELU	88
Annexe 5 Dimensionnement de l'hourdis supérieur avec prise en compte du comportement caisson	90
Annexe 6 Code de l'outil de calcul du coefficient de réduction par le logiciel ST1	92
Annexe 7 Autres expériences professionnelles	94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Extrait de l'EN 1993-1-5 Section 4.4: Tableau 4.1	33
Tableau 2: Caractéristiques section mixte transversale	38
Tableau 3: Résultats de justification de la section mixte	40
Tableau 4: Résumé des caractéristiques mécaniques d'une demi section transversale SBAM.....	43
Tableau 5: Résumé des états de contraintes	51
Tableau 6: Résultats des différentes méthodes de réduction de la section efficace.	52
Tableau 7: Résumé des valeurs de ρ selon les différentes méthodes de l'EN 19931-5	52
Tableau 8: Quantité de précontrainte par travée	59
Tableau 9: Quantités clés de la structure SBAM et bi poutre mixte - viaduc ferroviaire	60
Tableau 10: Comparaison des principaux ratios entre les deux structures analysées	60
Tableau 11: Pré dimensionnement d'hauteur d'âme - Section sur appui.....	67
Tableau 12: Pré dimensionnement d'hauteur d'âme - Section sur clé.....	68
Tableau 13: Métré de la structure SBAM.....	74
Tableau 14: Comparatif de prix Solution SBAM & Caisson béton	74
Tableau 15: Récapitulatif des quantités du 1er exemple	76
Tableau 16: Récapitulatif des quantités du 2ème exemple	77

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Schéma de comportement des âmes plissées	16
Figure 2: Pont de la Corniche ; source : Jacques Mossot - Structurae.....	17
Figure 3: Viaduc du vallon de Maupré ; source : Jacques Mossot – Structurae	18
Figure 5: Viaduc de Meaux ; Source : Jacques Mossot - Structurae	19
Figure 6:Phase de travaux du viaduc de Meaux – Âme métallique ; Source : RAZEL T&M.....	20
Figure 7: Construction par encorbellement du viaduc Roccaprebalza ; Source : Présentation du Prof. G. Mancini à Naples en décembre 2009.....	21
Figure 8: Extrait de l'ouvrage du SETRA « EUROCODES 3 ET 4 : APPLICATIONS AUX PONTS MIXTES »	26
Figure 9: Dimensions d'une plaque type	27
Figure 10: Illustration du principe de raisonnement adopté	29
Figure 11: Schéma longitudinale du 1er viaduc étudié	36
Figure 12: Coupe transversale du 1er viaduc étudié	37
Figure 13: Diagramme de moments - poids propre ELS cq.....	39
Figure 14: Diagramme de moments - surcharges et superstructures ELS cq	39
Figure 15: Diagramme de moments: Poids propre + Superstructures + Surcharges	39
Figure 16: Estimative des sections PRS.....	40
Figure 17: Coupe transversale d'une structure APT	42
Figure 18: Diagramme de moments sous Pp + Superstructures + Surcharges (ELS)	44
Figure 19: Schéma longitudinal de distribution de la précontrainte	45
Figure 20: Efforts appliqués.....	45
Figure 21: Distribution de contraintes sur section initiale.....	47
Figure 22: Géométrie de la section brute	49
Figure 23: Section efficace de l'âme de classe 4.....	50
Figure 24: Etat de contraintes sur la section efficace	51
Figure 25:Variation de ρ sur l'ensemble de la structure.....	55
Figure 26: Diagramme de contraintes ELS - G.....	56
Figure 27: Diagramme de contraintes après mise en place de la précontrainte ELS	56

Figure 28: Comparaison $\rho = 1$ et ρ (G+P, Annexe E)	57
Figure 29: Etat de contraintes sous combinaisons ELS rare et ELS freq	57
Figure 30: Contraintes e fibre inférieur sous G+P+1,3Q (ELS rare)	58
Figure 31: Diagramme de contraintes à l'ELS rare avec $\rho = 1$ et ρ (A.E)	58
Figure 32: Section transversale du viaduc ferroviaire en structure SBAM.....	60
Figure 33: Schéma de construction par encorbellements successifs	63
Figure 35: Principe des goujons horizontaux.....	64
Figure 36: Section type d'une structure SBAM.....	65
Figure 37: Profil longitudinale du pont caisson	66
Figure 38: Diagramme d'effort tranchant du pont caisson – Combinaison ELU	67
Figure 39: Profil longitudinal du pont avec structure SBAM.....	68
Figure 40: Coupes transversales des sections du pont caisson	69
Figure 41: Section transversale SBAM - Pont routier	70
Figure 42: Diagramme de contraintes en fibre inférieur sans optimisation de P_m	71
Figure 43: Diagramme de contraintes en fibre inférieur après optimisation de P_m ..	71
Figure 44: Contraintes fibre inférieur section caisson.....	72
Figure 45: Evolution des contraintes en fibre inférieur à mi travée selon le calcul de ρ	72
Figure 46: Diagrammes de sollicitations à l'ELU pour justification de la section.....	73

INTRODUCTION

L'optimisation des structures a toujours été l'un des objectifs premiers de l'ingénieur. Au XX^{ème} siècle on a donc assisté à la découverte du béton précontraint qui augmente l'efficacité des sections en béton et d'un autre côté, on a remplacé certaines parties des sections en béton par de l'acier dans les ponts mixtes, pour utiliser chaque matériau au mieux de ses caractéristiques.

D'autre part, l'adaptation des règlements aux nouveaux matériaux et structures a toujours suivi l'évolution de la construction, la dernière évolution en date étant les Eurocodes, qui proposent une norme européenne unifiée pour tous les ouvrages de génie civil.

Ce PFE s'inscrit dans une tradition d'innovation concernant les structures de pont à caisson mixtes à âmes métalliques et hourdis en béton précontraint. Dans ce processus d'optimisation, on tend à réduire les sections au maximum, et on est rapidement confronté au flambement des panneaux d'âme métalliques. Ainsi, pour résister aux efforts sollicitants, les âmes doivent être raidies pour limiter le flambement. Les anciennes normes interdisaient carrément le cloquage par l'introduction d'un raidisseur longitudinal en plus des raidisseurs verticaux. Les Eurocodes sont plus souples sur ce point, tolérant cette instabilité tant que la résistance globale et locale de la structure sont assurées. D'où l'idée de profiter de cette évolution normative dans une nouvelle structure, plus efficace et plus économique, privée de raidisseur longitudinal.

Mon étude intervient à ce stade pour analyser l'intérêt de cette évolution et, comparer sa compétitivité par rapport à d'autres solutions plus classiques existantes dans le marché.

Pour atteindre cet objectif on a adopté l'approche suivante : un premier calcul normatif suivant la nouvelle norme (Eurocodes) et la création d'un outil de calcul qui permet de dimensionner une structure de ce type tout en prenant compte des avantages donnés par la norme européenne.

Dans le premier chapitre, on présente le sujet de l'étude en le mettant dans son contexte et en présentant les objectifs et défis.

Deuxièmement on compare les approches normatives en se focalisant sur la norme européenne.

Le troisième chapitre traite la valeur ajoutée de ce PFE et explique la problématique qu'on a étudié ainsi que la démarche utilisée pour dimensionner et calculer la structure mixte.

En suite on traite une application à un exemple de viaduc où on dimensionne et on vérifie notre structure. On finalise cette application avec une étude comparative avec une solution classique.

A ce stade on fait une analyse sur les méthodes de construction.

Finalement on aborde une deuxième application plus poussée au niveau de l'étude numérique et on conclue comme précédemment avec une comparaison de prix avec une solution classique

La conclusion est consacrée à la synthèse des résultats obtenus.

PRESENTATION DE L'ENTREPRISE

Fondée en 1880, Razel était à l'origine une entreprise familiale qui avait fait sa renommée dans les grands travaux de terrassement en France et en Afrique. Après un bref passage sous la direction de SAE et Dumez, et d'environ une quinzaine d'années (1995-2008) comme filiale du numéro deux du BTP Allemand Bilfinger Berger, Razel fait désormais parti du groupe FAYAT.

Entreprise de terrassement depuis sa création, le groupe Razel a su étendre ses compétences aux autres branches de la construction : ouvrages de génie civil, routes ainsi que travaux souterrains ; l'ensemble de ces activités étant en France (plus de 80% de son chiffre d'affaire) et en Afrique.

Le bureau d'études Techniques & Méthodes du Groupe Razel a été créé en 1989. Indépendant de toutes agences ou filiales du groupe et directement rattaché à la direction générale, il constitue la "Direction Technique" du Groupe RAZEL, et à ce titre, regroupe l'ensemble des activités techniques d'études et de calculs de structures, de méthodes, de géotechnique, d'informatique scientifique, de C.A.O. / D.A.O., spécialement adaptées aux ouvrages de Génie Civil. Le bureau d'études assure également en cas de difficulté sur les différents chantiers du groupe, l'assistance technique nécessaire à tous les stades de la réalisation.

Outre ses activités ci-dessus évoquées de prestataire de service comme bureau d'études et de méthodes pour les projets d'exécution, RAZEL T.& M. consacre une partie importante de son énergie et de ses réflexions à effectuer de la recherche, dans le but d'améliorer sans cesse les moyens, les méthodes et les procédures d'exécution, mais aussi les structures proprement dites ainsi que les matériaux.

De nombreuses innovations ont vu le jour au sein de cette structure, dont l'une des plus connues est le système des âmes plano-tubulaires. D'autres méthodes comme le poussage des tabliers sur des ouvrages mixtes ont été mises au point et brevetées par le bureau d'études Techniques & Méthodes.

A. GENERALITES SUR OA MIXTES

1. Les ouvrages mixtes

1.1 Les matériaux

Les tabliers des ouvrages d'art sont principalement soumis à de la flexion : une partie de la structure étant tendue et l'autre comprimée. Dans ces conditions, les seuls matériaux économiquement compétitifs sont le béton et l'acier.

Le premier, est le moins coûteux des deux mais présente néanmoins des grandes faiblesses au niveau de la résistance à la traction; ce qui restreint son domaine d'utilisation.

L'acier, malgré son prix élevé, a un excellent comportement, en traction et dans une moindre mesure en compression. Etant léger, l'acier pourrait sembler être le matériau parfait pour la construction des ouvrages d'art. Pourtant, « la contrainte prix » conduit très souvent le concepteur à ne pas l'employer. C'est la raison pour laquelle nous trouvons, aujourd'hui, très peu de ponts construits entièrement en acier.

1.2 L'évolution

L'utilisation conjointe de ces deux matériaux a permis de colmater les faiblesses de chacun des matériaux.

Pour des ouvrages de petites portées le tablier en béton armé : l'acier est alors employé sous forme de barres.

Pour les ouvrages de plus grande portée, le poids propre de la structure étant la charge dimensionnante et il est alors plus rentable d'utiliser l'acier, plus léger, bien que plus cher.

Pour les ouvrages de portée moyenne, les ouvrages mixtes de type bi-poutres sont très compétitifs en employant l'acier sur les âmes (pour sa résistance à la traction et au cisaillement, ainsi que son poids faible). Dans tels ouvrages, le béton n'est plus employé que pour résister aux efforts de compression. Néanmoins, le prix de l'acier conduit les concepteurs à optimiser les épaisseurs des éléments métalliques, ce qui peut produire des problèmes d'instabilité.

Cette faible épaisseur des âmes doit être compensée par des raidisseurs longitudinaux et verticaux. Le nombre de soudages à réaliser est donc plus important, ce qui augmente le prix unitaire de charpente métallique à mettre en place.

Ainsi grâce à l'ensemble des éléments ci-dessus, on peut expliquer qu'actuellement le pont bi-poutre mixte est le type de pont le plus commun et

rentable dans le domaine des portées moyennes (environ 60m) ; Les âmes métalliques réduisant d'une part le poids de la structure et reprenant d'autre part les efforts de cisaillement, tandis que les efforts normaux et de flexion sont repris par les hourdis en béton précontraint.

1.3 L'innovation

Malgré le bon compromis entre prix et efficacité trouvé avec les ponts en bi-poutre mixte, plusieurs bureaux d'études ont voulu aller encore plus loin dans la recherche de la performance et réduction du prix et ont consacré beaucoup de temps à la recherche d'autres solutions.

Parmi les systèmes innovants qui ont été mis en place par les entreprises, on trouve deux systèmes particulièrement importants et qui sont à l'origine de la structure étudié dans ce rapport, à savoir : « La technique des âmes plissées et la technique des âmes plano-tubulaires (APT) »

1.3.1 Les âmes plissées

Cette technique fut introduite en 1986 par la société Campenon Bernard. Elle consiste en une tôle métallique pliée reliant ainsi les hourdis supérieur et inférieur.

Les âmes dites « plissées » sont capables de reprendre les efforts tranchants sans s'opposer aux efforts longitudinaux de compression. Le plissage de la tôle permet également de 'affranchir de raidisseurs et de réduire l'épaisseur des âmes (sans en augmenter le risque de se voiler). De plus, son comportement dit « d'accordéon » la partie métallique ne s'oppose pas à la déformation des hourdis béton.

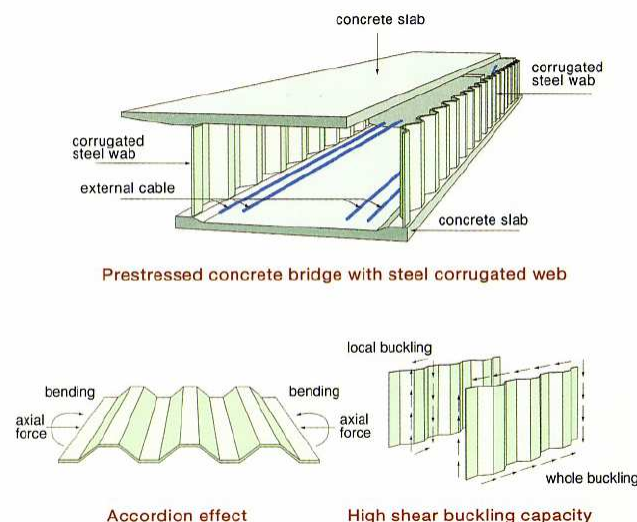


Figure 1: Schéma de comportement des âmes plissées

Les Eurocodes (EN 1993-1-5) consacrent d'ailleurs une annexe, l'annexe D, au calcul et dimensionnement de ce type de structure, et ceci grâce notamment aux différentes études réalisées par le SETRA et le LCPC. La résistance à l'effort tranchant de ces âmes est donnée dans l'Eurocode 3, annexe D, par la formule suivante :

$$V_{Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$$

Par rapport à des ouvrages classiques à âmes planes, seul le coefficient χ_c change dans la formule pour calculer la résistance à l'effort tranchant. χ_c remplace χ_w et peut être calculé à l'aide des formules suivantes :

$$\chi_c = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l} \cdot \sqrt{3}}} \quad \text{et} \quad \tau_{cr,l} = 4,83 \cdot E \cdot \left(\frac{t_w}{a_{\max}} \right)^2$$

$$\chi_c = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,g}^2} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr,l} \cdot \sqrt{3}}} \quad \text{et} \quad \tau_{cr,l} = \frac{32,4}{t_w \cdot h_w^2} \sqrt[4]{D_x \cdot D_z^2}$$

Ainsi, par rapport à des ouvrages constitués d'âmes planes classiques, la valeur de la résistance à l'effort tranchant est multipliée par un coefficient adapté χ_c traduisant une résistance à l'effort tranchant accrue grâce à l'ondulation des tôles.

Néanmoins ce concept n'a pas réussi à convaincre dans son pays d'origine. En France nous trouvons quelques exemples comme le Pont de la Corniche (1994), 4ème pont à âmes plissées en France mais 1er construit par encorbellement.



Figure 2: Pont de la Corniche ;
source : Jacques Mossot - Structurae

Un autre ouvrage innovant dans le domaine des âmes plissées est le viaduc du vallon de Maupré (1987). Cet ouvrage utilise également des tôles plissées métalliques en guise d'âmes mais sa particularité et son originalité réside dans le remplacement du hourdis inférieur classique en béton par un tube d'acier de 61cm de diamètre rempli de béton armé.



Figure 3: Viaduc du vallon de Maupré ;
source : Jacques Mossot – Structurae

Une telle conception réduit le poids propre et simplifie considérablement les problèmes engendrés lors de sa construction par poussage : en effet une telle disposition permet une bonne diffusion des efforts de poussage malgré les difficultés pour positionner les appareils d'appui de poussage.

Malgré la faible implantation en France, d'autres pays ont tout de même adopté les âmes plissées comme structure standard dans la construction de ponts: Au Japon on trouve de bien nombreux exemples de ce type de structures.

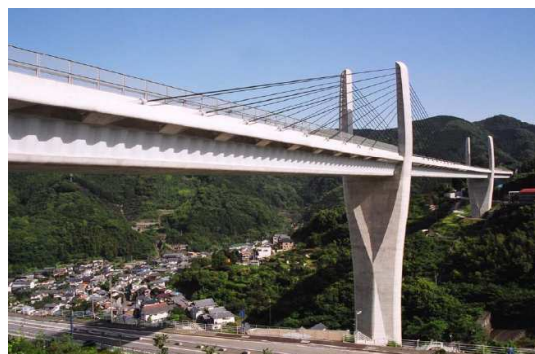


Figure 4: Pont Himi-Yume (JH / Sumitomo)

1.3.2 Les âmes plano-tubulaires

Cette solution technique a été proposée par le bureau d'études Techniques & Méthodes de l'entreprise Razel pour la réalisation du viaduc de Meaux : une structure mixte associant béton précontraint et acier de conception originale et innovatrice : les âmes plano-tubulaires.



Figure 5: Viaduc de Meaux ;

Source : Jacques Mossot - Structurae

Cette innovation permet d'alléger la structure de l'ordre de 10%, en optimisant l'usage des matériaux en fonction de leurs performances : les parties en béton reprennent les efforts de compression, l'acier les efforts de cisaillement.

Les âmes plano-tubulaires sont constituées d'une succession de tubes cylindriques en acier de 12,7mm d'épaisseur disposés tous les 1,55m et reliés par des panneaux en acier S355 de 1,05m de long et de 20 à 25mm d'épaisseur. Le tout étant connecté aux hourdis en béton à l'aide de connecteurs goujons horizontaux situés sur des platines en acier en partie supérieure des panneaux. Ce système permet ainsi d'assurer une répartition uniforme des contraintes de cisaillement sur toute la hauteur du panneau.

L'ovalisation des tubes permet d'absorber sans aucune opposition les différentes déformations longitudinales du béton, dues à la précontrainte, aux déformations thermiques, au retrait et au fluage. Les efforts de précontrainte restent ainsi essentiellement dans les hourdis ce qui en augmente l'efficacité. De plus, les tubes verticaux offrent un raidissage naturel à l'âme, ce qui permet de s'affranchir des raidisseurs verticaux classiques.

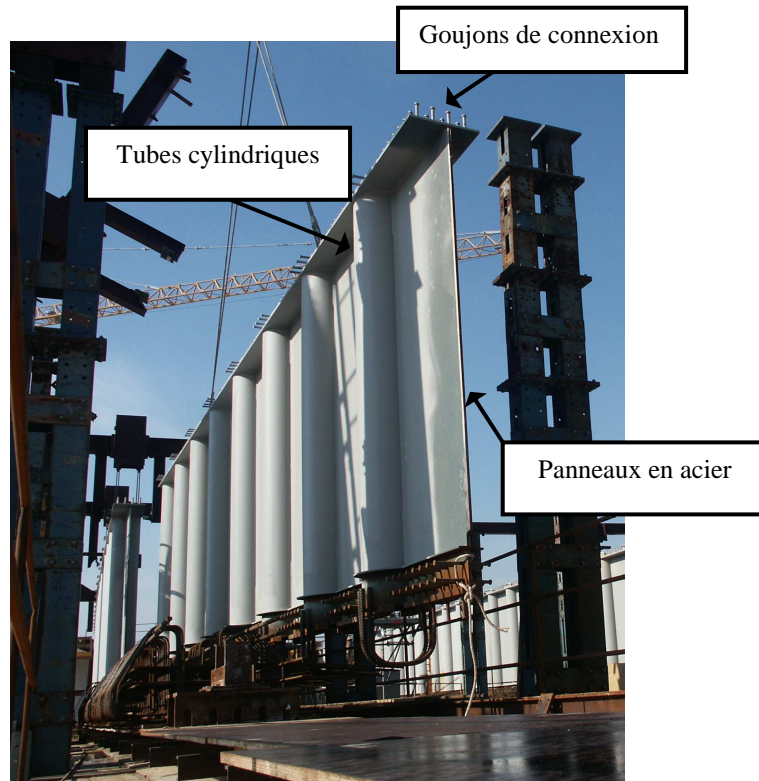


Figure 6:Phase de travaux du viaduc de Meaux – Âme métallique ;
Source : RAZEL T&M

1.3.3 Inconvénient de ces systèmes innovants

Les deux solutions présentées précédemment, sont très performantes du point de vue structurel. Tant les âmes plissées que les âmes plano-tubulaires assurent la reprise de l'effort tranchant au droit de la section de la poutre ainsi que le cisaillement entre les hourdis et l'âme. De plus, leur grande déformabilité longitudinale permet d'économiser la précontrainte en rendant celle-ci beaucoup plus performante.

Malheureusement, ces deux structures ont un inconvénient majeur du point de vue du constructeur qui limite leur utilisation : Leur coût de réalisation.

En effet, les soudures à réaliser dans ces deux solutions sont d'une grande complexité, d'où un prix élevé et par conséquent un frein à leur compétitivité sur le marché.

2. Le concept Structure Béton à Âmes Métalliques - SBAM

2.1 Principe de fonctionnement

La réflexion sur l'optimisation de ce genre de structures a abouti à une idée assez simple : celle d'avoir deux hourdis en béton liés par une âme plane, uniquement raidie verticalement. L'absence de raidissage longitudinal permet un voilement volontaire de l'âme et ainsi d'augmenter l'efficacité de la précontrainte.

Les problèmes d'instabilité d'une telle structure, n'étaient pas prévus dans les anciennes normes. Notamment au niveau du cloquage, les normes de calcul de structures en acier interdisaient nettement ce phénomène. L'introduction des Eurocodes a donné aux concepteurs la possibilité de faire travailler l'acier dans des domaines qui étaient jusqu'alors interdites par les anciennes normes françaises. En effet, les nouvelles normes européennes permettent de se passer de raidisseurs longitudinaux, en autorisant le voilement d'une partie de la structure métallique.

La norme européenne NF EN 1993-1-5 « Calcul des structures en acier, Partie 1-5 : Plaques » consacre toute une partie au calcul et vérification des plaques planes sans raidisseurs longitudinaux.

Par ailleurs, l'utilisation d'un concept similaire de structure mixte, par le professeur Giuseppe Mancini en Italie a montré qu'une telle structure pouvait être envisagé.

Le viaduc « *Roccaprebalza* », de 120 mètres de portée principale a été construit par encorbellement et possède un tablier en structure mixte avec deux hourdis (inférieur et supérieur) liés par une âme métallique. Celle-ci, par contre, est raidie dans les deux sens.



Figure 7: Construction par encorbellement du viaduc Roccaprebalza ;
Source : Présentation du Prof. G. Mancini à Naples en décembre 2009

Finalement, nous devons retenir les conclusions sur les méthodes de construction car le comportement longitudinal du viaduc « Roccaprebalza » n'est pas analogue au comportement d'une structure SBAM. La construction par encorbellement permet de réduire le temps de construction ainsi que l'élimination de l'avant-bec. L'assemblage entre les âmes métalliques est assuré par boulonnage.

La méthode d'assemblage par boulonnage n'est pas courant en France mais peut, effectivement, réduire énormément le temps d'assemblage en comparaison avec l'assemblage par soudage.

2.2 Etudes précédentes

Dans le cadre de l'étude de cette Structure Béton à Ames Métalliques sans raidisseurs (**SBAM**), plusieurs projets techniques ont été réalisés par des élèves de l'ENPC au sein du département Techniques & Méthodes de l'entreprise Razel, en comparaison avec un caisson mixte précontraint à Ames Plano-Tubulaires (APT) utilisé pour la construction du viaduc de Meaux. L'étude de ce type de structure commencée en 2006 a permis d'appréhender son fonctionnement vis à vis du moment de flexion longitudinal et vis à vis de l'effort tranchant.

Frédéric Hauswald a réalisé en 2006 son PFE sur le comportement des SBAM à la compression et à l'effort tranchant, pour le cas des âmes volontairement voilées. Après un premier calcul aux Eurocodes des caractéristiques et résistances de cette section, une modélisation aux éléments finis a été faite pour contrôler le comportement des âmes. On a conclu que malgré le voilement des âmes, sa résistance vis-à-vis de l'effort tranchant reste toujours admissible. Pour une section SBAM cette résistance varie non linéairement vis-à-vis du voilement. Par contre, pour les APT, la résistance à l'effort tranchant reste linéaire.

En 2007, El Bachir Bachri a poursuivi cette étude, en analysant le flambement et le cloquage de cette structure sous différents efforts. Il a montré que le cloquage n'affectait pas la résistance à la flexion et que la résistance à l'effort tranchant est très faiblement affectée par le flambement. En combinant le moment fléchissant (repris par les hourdis) et l'effort tranchant (repris par les âmes), il a aussi observé une très faible interaction.

En 2008, David Pascual effectue pour la première fois une approche plus pratique à ce type de structure, analysant des différentes méthodes de construction. Il a aussi étudié les effets de torsion sur ce type de structure. D'après son étude nous trouvons deux méthodes pertinentes pour la construction de ce type de ponts mixtes : par encorbellement ou par poussage. Il a conclu que la construction par encorbellement classique, avec des voussoirs, était la plus intéressante d'un point de vue structurel et économique. Ses conclusions concernant la torsion montrent que le gauchissement des âmes peut être éliminé grâce à des diaphragmes espacés tout le long de l'ouvrage. En ce qui concerne la flexion transversale, il a retrouvé le fonctionnement classique d'un hourdis supérieur de pont mixte où les âmes métalliques constituent des appuis simples pour le hourdis.

B. REGLEMENTATION EN VIGUEUR

1. Normes utilisées

Lorsqu'on calcule un pont mixte, le texte normatif directeur est la partie 2 de l'Eurocode 4 (EN 1994-2). Ceci n'appelle que les Eurocodes généraux (c'est-à-dire les Eurocodes 0, 1, 7, 8) et les parties 2 des autres Eurocodes (c'est-à-dire les EC 2, 3, 5, 6 et 9). Ce sont donc les normes générales respectées tout long de ce rapport.

Les caractéristiques particulières des âmes métalliques imposent l'utilisation plus précisément de la partie 5 de l'Eurocode 3 (EN 1993-1-5) (concernant les plaques planes).

D'ailleurs, la section 4.4 de l'EN 1993-1-5 (Plaques sans raidisseurs longitudinaux) est la base de tous les calculs effectués au long de ce rapport.

2. Les anciennes normes et l'approche Eurocode

2.1 Le fascicule n°61

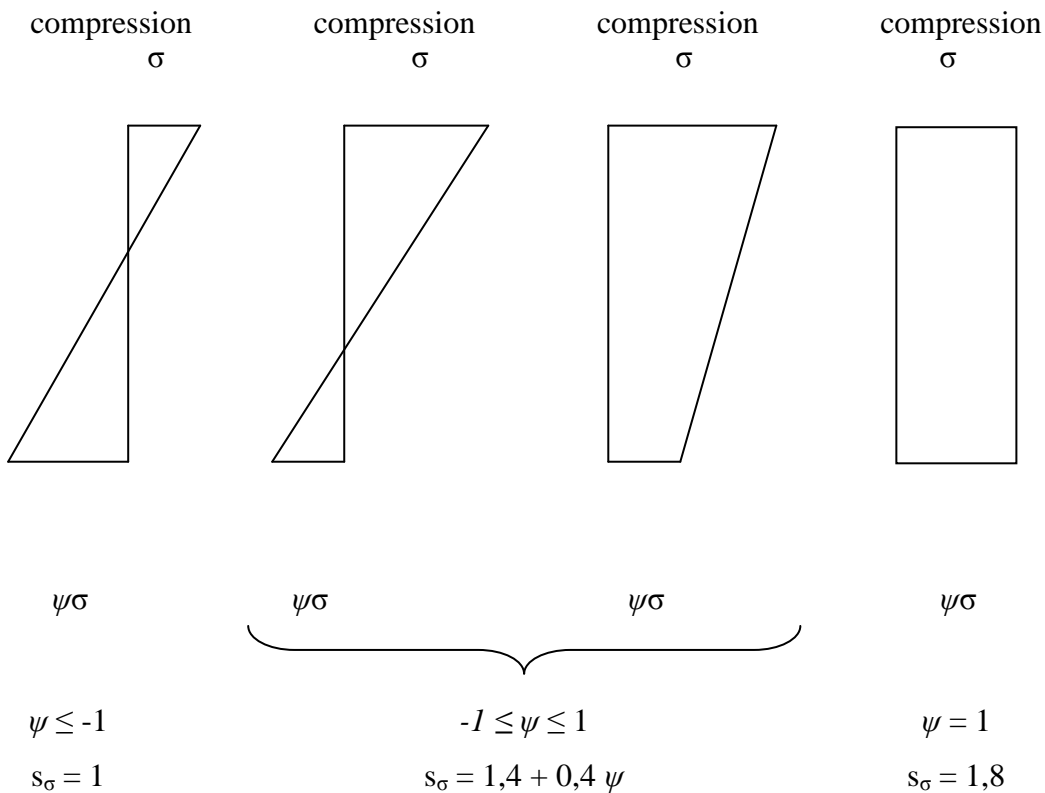
Le fascicule n°61, titre V, Conception et Calcul de s Ponts et Constructions métalliques en acier était le manuel de référence pour la construction métallique des ouvrages d'art. L'article 18 de cette norme, *Voilement des plaques – Raidissage*, interdisait tout voilement de l'âme et donnait les conditions à vérifier pour s'en assurer. Il mentionnait que « *Les éléments plans assimilables à des plaques minces, constitutifs de profils composés doivent présenter une sécurité suffisante vis-à-vis du voilement* ».

Ainsi, lorsqu'une âme comportait plusieurs raidisseurs, il était nécessaire de vérifier sur chaque panneau élémentaire délimité par les raidisseurs, leur stabilité. L'inégalité suivante devait ainsi être satisfaite par les contraintes de compression σ et de cisaillement τ évaluées à mi-distance entre les raidisseurs principaux :

$$\left(s_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1,8 \quad [1] \quad \text{avec} \quad \begin{array}{ll} s_{\sigma} = 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ s_{\sigma} = 1,4 + 0,4\psi & \text{si } -1 \leq \psi \leq 1 \\ s_{\sigma} = 1 & \text{si } \psi \leq -1 \end{array}$$

Où σ^* et τ^* désignent les contraintes critiques du panneau de grandes dimensions.

Le paramètre ψ est défini sur les figures ci-dessous :



Prenons alors un exemple concret d'une âme soumise à un effort de compression uniforme, pour montrer que cette inégalité est très contraignante, empêchant ainsi l'utilisation conjointe de précontrainte et de panneaux d'acier sur une structure mixte.

En l'absence de cisaillement, l'inégalité [1] devient :

$$\left(s_\sigma \cdot \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 \leq 1,8$$

Prenons alors le cas d'un panneau soumis à un effort de compression uniforme. Le coefficient s_σ est alors égal à 1,8, et il faut alors vérifier l'inégalité suivante pour s'assurer du non voilement du panneau :

$$\sigma \leq 0,745 \cdot \sigma_{cr}$$

La contrainte critique σ_{cr} est donnée par la formule :

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_a}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2$$

Pour une compression uniforme, $k_{\sigma} = 4,0$

Ce qui donne pour un panneau métallique de 4,10m de hauteur et 20mm d'épaisseur :

$$\sigma_{cr} = 4,0 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 214000}{12(1-0,3^2)} \cdot \left(\frac{0,02}{4,10} \right)^2$$

$$\sigma_{cr} = 18,4MPa$$

Ce calcul nous donne une condition très défavorable pour la contrainte admissible dans le panneau :

$$\sigma \leq 13,7MPa$$

Les Eurocodes, par des formules beaucoup plus favorables traduisant l'amélioration de la connaissance du comportement des structures, permettent ainsi de se passer de raidisseurs longitudinaux auparavant indispensables pour réduire les contraintes dans le profilé métallique et être ainsi dans les limites énoncées par les anciennes normes de conception des ponts métalliques.

2.2 L'approche Eurocode

Les eurocodes proposent deux approches pour étudier les effets de voilement :

- Les modèles de largeur efficace ;
- La méthode des contraintes réduites.

Les modèles de largeur efficace, quand comparés à la méthode de contraintes réduites, permettent l'utilisation d'éléments structuraux plus élancés. Par conséquent, les résultats aux états limites de service deviennent dimensionnants.

Dans cette étude on s'est concentré sur les modèles de largeur efficace. La méthode des contraintes réduites ne sera pas traitée.

La section 4 de l'EN 1993-1-5 traite notamment des effets du voilement de plaque sous contraintes normales à l'état limite ultime.

D'une part, pour les sections de classe 3 soumis à des contraintes appliquées, la distribution élastique de contraintes n'est réalisée que dans la section brute. La résistance de la section est alors déterminée par la limite d'élasticité de la fibre la plus comprimée.

D'autre part, pour les sections de classe 4 soumis à ces mêmes contraintes, la distribution élastique peut s'effectuer sur une section « réduite ». Cette section, dénommée de section efficace dans les eurocodes, est caractérisée par la possibilité de voilement dans les zones comprimées. Ces zones ne pourront plus transmettre les contraintes directement appliquées. Pour mieux comprendre ce phénomène nous faisons rappel au comportement dite « d'accordéon », des poutres à âmes plano tubulaires, car il s'agit du même concept. (Voir chapitre B. 1.3.1 ou 1.3.2)

La résistance de la section efficace est ainsi déterminée par la limite d'élasticité de la fibre la plus comprimée de la section transversale efficace (voir fig. 8).

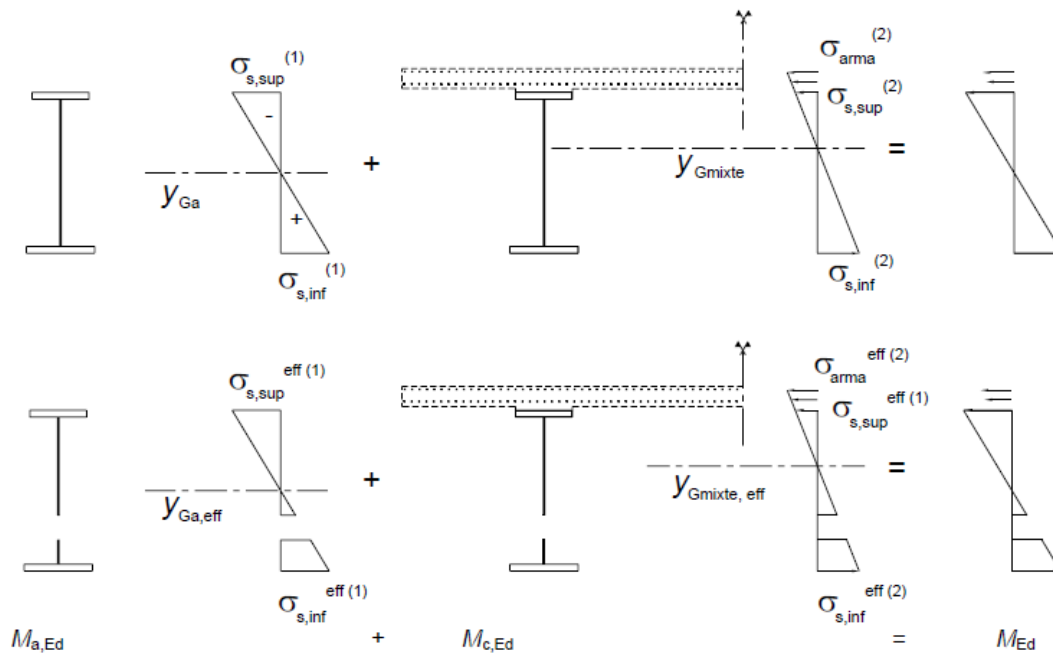


Figure 8.4 : Schéma de principe pour la réévaluation des contraintes sur une section efficace

Figure 8: Extrait de l'ouvrage du SETRA « EUROCODES 3 ET 4 : APPLICATIONS AUX PONTS MIXTES »

La prise en compte de la « réduction d'efficacité » de la section introduit le concept de largeur efficace. Pour ne pas être exhaustif, on présentera les formules mathématiques plus tard dans ce rapport. Ci-après on se contentera d'expliquer la notion de largeur efficace :

- La largeur efficace de la zone de compression d'une plaque non raidie (b_{eff}) est une proportion (ρ) de la longueur comprimée (b_c). Cette proportion, qu'on appelle coefficient de réduction, dépend de la distribution de contraintes (ψ) sur toute la longueur b (voir figure ci-dessus) ainsi que des conditions d'appui des extrémités de la plaque.

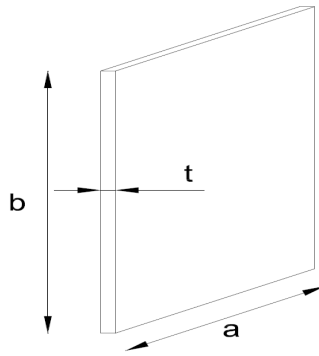


Figure 9: Dimensions d'une plaque type

Le voilement d'une section, dans l'approche des modèles de largeur efficace, est vérifié selon la démarche suivante :

- 1) Calculer la distribution de contraintes en prenant compte de la section brute de la section.
- 2) Dédire, compte tenu de la distribution de contraintes précédente, la section efficace de chaque « élément-plaque » qui constitue la section.
- 3) Recalculer la distribution de contraintes basée cette fois-ci sur les propriétés de la section efficace.
- 4) Affiner la réduction de section efficace en utilisant la nouvelle distribution de contraintes au cas où les contraintes obtenues en 1. et en 3. sont très distinctes.
- 5) La procédure est répétée jusqu'au moment où l'état de contraintes est cohérent avec la section réduite.

Vis-à-vis du comportement de la section, le règlement présente deux types de comportement qui dépendent du rapport de forme de la plaque (a/b , voir fig.9): le comportement du type poteau ou plaque.

Ces deux comportements extrêmes doivent être pris en compte (par interpolation) dans le calcul des propriétés géométriques de la section efficace de l'élément plaque. **EC 1993-1-5 §4.5**

Les plaques non raidies longitudinalement, celles qui nous intéressent, sont traités dans le règlement comme ayant un comportement du type plaque (EC 1993-1-5 §4.5.2).

Les notions présentées ci-dessus permettent d'imaginer qu'une application aux ponts mixtes peut être intéressante du point de vue performance et coût. Voici les avantages à retenir:

- Le voilement des âmes et leur conséquente perte d'« efficacité », peuvent améliorer la performance de la précontrainte.
- La suppression des raidisseurs longitudinaux réduit le poids de la structure ainsi que le nombre de soudures à réaliser.
- La baisse de poids du tablier permet de gagner de la matière au niveau des piles et fondations.
- Malgré leur voilement, les âmes métalliques contribuent toujours à la résistance au cisaillement de la section.

C. LA VALEUR AJOUTEE DU PFE

1. La problématique à traiter

Dans une structure mixte du type étudié dans ce rapport, l'âme métallique n'a pas de rôle sur la résistance en flexion de la section; la résistance de la section sera toujours donnée par le béton. La fonction de l'âme n'est que de reprendre les efforts de cisaillement.

Cela dit, on regarde l'influence de l'âme métallique sur le comportement globale de la structure.

Jusqu'à présent, deux approches différentes ont été mises en place pour prendre en compte les effets de l'âme.

La première considère l'âme totalement résistante ; recommandé par les anciennes normes françaises et adoptée déjà en autres ouvrages, notamment par le Professeur Mancini (voir page 21), se situe du côté de la sécurité: soumis à un effort de compression, l'âme, ne pouvant pas voiler car soudée dans les 2 sens, résiste entièrement aux contraintes directement appliquées. Cela représente, en pratique, une perte d'efficacité de la précontrainte. Ce calcul prudent, amène à un dimensionnement maximal de précontrainte.

La deuxième approche se situe dans l'autre extrême du raisonnement. Les exemples des âmes plissées et des APT (âmes plano-tubulaires), ne considèrent pas l'influence de l'âme métallique sur le comportement de la structure en flexion. Le béton transmettra tous les efforts et en conséquence la précontrainte sera sous dimensionné.

Ces deux cas montrent une fourchette de résultats entre lesquels le comportement réel est situé. La norme EC 1993-1-5 dans la section 4 donne les moyens de calculer le comportement de la structure aux états limites ultimes. Cela représente un état intermédiaire entre les deux cas extrêmes mentionnés ci-dessus. Néanmoins il n'agit pas encore du comportement réel de la structure en service.

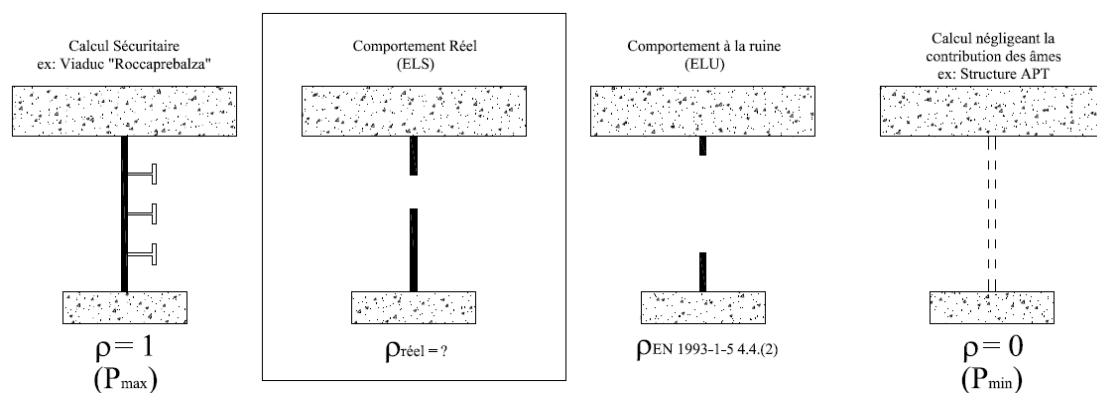


Figure 10: Illustration du principe de raisonnement adopté

2. Méthodes alternatives pour le calcul de ρ

Le coefficient de réduction ρ proposé par l'EN 1993-1-5 4.4.(2) considère une distribution de contraintes basé sur la limite d'élasticité (prise en compte dans le

calcul de l'élancement : $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$).

Le concept d'élancement réduit, introduit en 4.4.(4), prend en compte le fait que les contraintes développés sur la section peuvent être au-dessous de la limite d'élasticité,

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} = \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed} \gamma_{M0}}{\sigma_{cr}}}$$

Où $\sigma_{com,Ed}$ est la contrainte de compression maximale de calcul exercée sur l'élément de paroi.

En remplaçant l'élancement par l'élancement réduit on obtient un nouveau état de contraintes basé sur le rapport ψ précédente. Cela signifie qu'un calcul itératif est nécessaire pour trouver l'état de contraintes qui correspond à la section efficace.

Dans l'annexe E de la norme EN 1993-1-5 un autre méthode, plus raffiné, est encore proposé :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,red} - 0,055 \times (3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)}$$

On remarque la formule proposée en 4.4 corrigé d'un valeur. Cette reformulation prétend en tenir compte du vrai comportement de la section. D'ailleurs, des essais sur un élément de section en C⁽¹⁾ à parois minces, ont démontré que la formule montrée ci-dessus est une très bonne approximation du comportement réel de la structure pour des contraintes supérieures à la moitié de la limite d'élasticité.

Cela signifie qu'on peut envisager de faire travailler la structure aux états limites de service, en prenant compte des états de contrainte réels.

L'annexe E introduit le concept de l'élancement à l'état limite de service qui est calculé sur la base de la section efficace sous charges aux états limites de service.

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}}$$

⁽¹⁾ Thomasson, P-O, Thin-walled C-Shaped Panels in Axial Compression, Swedish Council for Building Research, Document D1 :1978, ISBN 91-540-2810-5

Cette méthode requiert un calcul itératif car elle est aussi dépendante de l'état de contraintes sur la section efficace.

3. Méthodologie de dimensionnement

Comme on a expliqué dans le paragraphe précédent, l'annexe E de l'EN 1993-1-5, prend en compte l'état réel de contraintes de la structure pour déterminer son voilement aux états limites de service. De ce fait, on peut envisager de dimensionner la précontrainte à l'ELS rare utilisant les caractéristiques efficaces proposées par l'annexe E.

La méthode de dimensionnement consiste donc à :

1. Calculer les efforts à l'ELS rare pour prédimensionnement de la précontrainte.
2. Calculer sous effet du poids propre et de la précontrainte, à la mise en service, les sections efficaces selon l'annexe E de l'EN 1993-1-5.
3. Optimiser (prenant compte des caractéristiques efficaces) la précontrainte sous effet de G+P+Q sous les critères de dimensionnement :

a. $\sigma_{c,ELS\ rare} \geq -3\ MPa$

b. $\sigma_{c,ELS\ freq.} \geq 0\ MPa$

4. Justification des sections transversales aux ELU selon la section 4 de l'EN 1993-1-5.

4. L'outil de calcul

4.1 Calcul des sections

Le nombre de paramètres à calculer ainsi que la complexité des calculs itératifs exigent une maîtrise du fonctionnement de la norme EN 1993-1-5 Section 4.

On commence par la création d'un outil qui permet de calculer de manière assez automatique l'état de contraintes et les caractéristiques efficaces d'une section donnée, soumis à un torseur d'efforts défini.

La section efficace est caractérisée par⁽¹⁾:

$$A_{c,eff} = \rho A_c$$

⁽¹⁾ 1993-1-5 Section 4.4 « Plaques sans raidisseurs longitudinaux »

Où ρ est le coefficient de réduction (voir page 26).

Le but principal du calcul est de déterminer ce coefficient de réduction. Pour les parois internes comprimées (le cas des âmes métalliques de notre sujet), la norme⁽¹⁾ indique :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \times (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad , \quad \rho \leq 1$$

Voici la démarche utilisée pour en déduire le coefficient de réduction.

Tout d'abord on calcule les caractéristiques de la section mixte acier béton. En introduisant la géométrie des éléments et on obtient ses caractéristiques mécaniques, selon un rapport $n = E_a/E_c$ choisi. Les données à rentrer sont donc:

- Largeur et épaisseur des hourdis ;
- Largeur et épaisseur de l'âme métallique ;
- Torseur d'efforts N_{Ed} et M_{Ed} ;
- Coefficient d'équivalence n .

A partir de ces données on est capable d'établir les caractéristiques mécaniques de la section mixte et calculer l'état de contraintes qui correspond au torseur appliqué⁽²⁾.

On s'intéresse maintenant à la distribution de contraintes ψ sur la longueur de l'âme métallique (c.f page 26). Ce rapport de contraintes permet de calculer le coefficient de voilement k_σ (c.f. tableau 4.1 EN 1993-1-5, page 33) qui dépend aussi des conditions limite de l'élément plaque.

Le tableau suivant, extrait de la norme européenne, résume le calcul de k_σ . Il nous donne aussi des précisions concernant le calcul des largeurs efficaces d'un élément de parois comprimées internes.

⁽¹⁾ EN 1993-1-5 Section 4.4

⁽²⁾ Voir annexe 1 pour exemple d'application

Tableau 4.1 — Parois comprimées internes

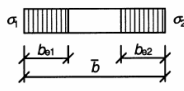
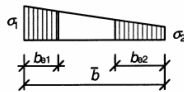
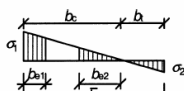
Répartition des contraintes (compression positive)				Largeur efficace ^P b_{eff}		
				$\psi = 1 :$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{\text{eff}}$ $b_{e2} = 0,5 b_{\text{eff}}$		
				$1 > \psi \geq 0 :$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{\text{eff}}$ $b_{e2} = b_{\text{eff}} - b_{e1}$		
				$\psi < 0 :$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{\text{eff}}$ $b_{e2} = 0,6 b_{\text{eff}}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coefficient de voilement k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tableau 1: Extrait de l'EN 1993-1-5 Section 4.4: Tableau 4.1

A partir du coefficient k_σ on peut déduire l'élançement $\bar{\lambda}_\rho^{(1)}$:

$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

Où \bar{b} , s'agissant d'une âme métallique, prend la valeur de b_w .

A partir de l'élançement $\bar{\lambda}_\rho$ on calcul le coefficient de réduction.

La section efficace est définie avec le calcul du coefficient de réduction. Selon le tableau 1, on en déduit les largeurs efficaces de notre élément plaque et ensuite ses caractéristiques mécaniques. Dès qu'on a tous les caractéristiques de la nouvelle section on calcul l'état de contraintes basé sur la section efficace.

La démarche présentée ci avant est commune aux trois méthodes de calcul de ρ proposés par l'eurocode. Le calcul selon le paragraphe 4.4.(2) termine avec le calcul de la section efficace et le nouveaux état de contraintes.

Comme expliqué en **D.2** les deux méthodes alternatives pour le calcul du coefficient de réduction nécessitent un calcul itératif.

A partir de l'état de contraintes sur la section efficace on refait les calculs précédents en remplaçant l'élançement par un élançement réduit. Le calcul est terminé quand la section efficace et les contraintes appliquées convergent.

⁽¹⁾ 1993-1-5 Section 4.4 « Plaques sans raidisseurs longitudinaux »

La mise au point de cet outil sert d'une part à calculer et justifier une section mixte aux eurocodes, et d'autre part, à contrôler les résultats d'une analyse globale effectuée avec un logiciel de calcul de structures à barres.

4.2 Modèle numérique à barres – Logiciel ST1

On utilise le logiciel ST1, un calculateur de structures à barres, pour programmer l'outil de calcul.

La modélisation du tablier d'un pont est fait par plusieurs barres qui ont les caractéristiques géométriques et mécaniques des sections (variables ou pas).

Pour un chargement donné le logiciel est capable de donner les contraintes en fibre supérieure et inférieure pour chaque section. De façon à traiter notre structure mixte, il faut trouver les contraintes appliquées directement sur l'âme métallique.

L'astuce introduite pour permettre l'automatisation du calcul, consiste à séparer les deux matériaux qui constituent le tablier. D'une part les hourdis en béton, qui ont leurs caractéristiques fixées dès le départ, d'autre part la charpente métallique. Les caractéristiques de cette dernière sont paramétrées par rapport au coefficient de réduction ρ . (Pour initialisation : $\rho = 1$)

Chaque matériau est représenté par une barre différente, les deux barres sont liées par l'option « Excentrement » du logiciel qui permet une connexion parfaitement rigide entre les deux.

La valeur de l'excentrement est définie par la différence entre la position du centre de gravité de la barre qui représente les hourdis (position fixe) et de celle qui représente l'âme métallique (position variable selon la valeur de ρ).

Ainsi, pour chaque section d'étude, le logiciel peut chercher les valeurs des contraintes uniquement dans la section d'acier et calculer la valeur de ρ . Les caractéristiques des barres peuvent en suite être modifiées.

En résumé, chaque itération du programme de calcul consiste à :

1. Calculer l'état de contraintes de la structure uniquement sur la partie acier pour une section donnée.
2. Calculer la valeur de ρ pour chaque section d'étude.
3. Redéfinir la section de chaque barre acier et son excentrement par rapport aux barres béton.
4. Recommencer 1. prenant compte des nouvelles caractéristiques calculées.

Le nombre d'itérations est aussi défini par l'utilisateur. Le calcul d'une section type (voir annexe 1) a montré que 6 itérations suffisaient, dans la plupart des cas, pour la convergence des valeurs.

Ce programme est divisé en 6 modules, à savoir :

- Module de gestion
- Module de données
- Module de définition de l'ouvrage
- Module de calcul
- Module de calcul de ρ
- Module de redéfinition des caractéristiques des barres acier

Le module de gestion sert à gérer les itérations. Les modules de données et de définition de l'ouvrage n'interviennent qu'une fois dans le procès.

5. L'objectif du PFE

Les considérations écrites ci avant démontrent la faisabilité théorique d'une structure SBAM. En effet, nous constatons qu'un tel pont mixte peut se présenter comme une alternative fiable et compétitive par rapport aux solutions existantes actuellement dans le marché.

Ainsi, ce PFE a comme objectif principal de présenter une méthodologie de calcul permettant de pré dimensionner une telle structure en utilisant les Eurocodes et en fonction des méthodes de construction. Partant d'un exemple déjà étudié et dimensionné cette étude permet aussi de comparer pas à pas les résultats obtenus pour la solution SBAM avec la solution existante.

Enfin, le deuxième but est de présenter un chiffrage ainsi que les principales quantités de matière à mettre en place pour attester, finalement, la compétitivité de cette solution.

D. PREMIER CAS D'ETUDE – VIADUC FERROVIAIRE

1. Solution de base - Bipoutre mixte

La solution de base proposée pour ce viaduc est une structure bipoutre mixte de coupe transversale symétrique. La méthode de construction adoptée a été le lançage de la charpente métallique suivi du coulage de la dalle béton.

La première approche aux méthodes de construction d'une structure du type SBAM, envisage une construction par poussage/lançage. Cette solution, serait très adaptable grâce aux gains prévus sur le poids de la charpente métallique.

Ce viaduc, a été choisi pour que la comparaison entre la solution classique bipoutre mixte et la structure SBAM soit pertinente.

1.1. Elévation longitudinale

Ce pont a une structure bipoutre mixte comportant 9 travées dont la travée moyenne a 65m. La longueur totale entre culées est de 500m. Par ailleurs, les caractéristiques géométriques de ce pont s'adaptent parfaitement à un cas d'étude théorique :

- Le profil en plan est droit ;
- Le pont est rectiligne ;
- La face supérieure du tablier est plane ;
- Les poutres principales en acier sont de hauteur constante : 4500 mm

Schéma longitudinale suivant l'axe de l'ouvrage

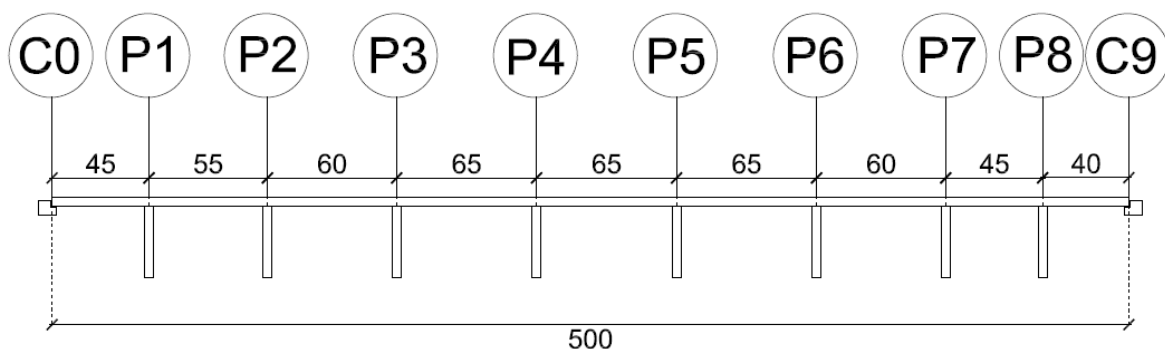


Figure 11: Schéma longitudinale du 1er viaduc étudié

1.2. Section transversale

Les dimensions du tablier sont aussi standardisées, il s'agit d'un pont ferroviaire SNCF, la largeur totale de la dalle est de 12,60m entre garde-corps. La coupe transversale est présentée ci-après :

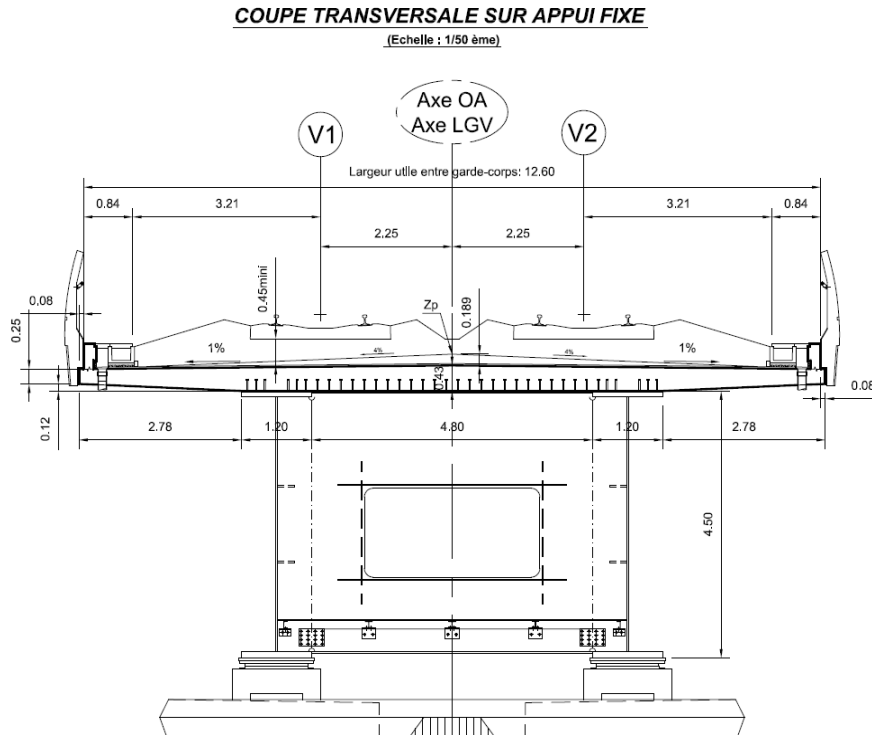


Figure 12: Coupe transversale du 1er viaduc étudié

1.3. Répartition d'acier dans la poutre principale

Comme expliqué ci avant, chaque poutre principale a un hauteur constante de 4500 mm. On a dimensionné l'épaisseur des semelles au droit des appuis et à mi-travée.

Pour créer le premier modèle de calcul on a utilisé les caractéristiques géométriques suivantes :

PRS

Largeur semelle supérieure : 1200 mm

Epaisseur semelle supérieure : 40 mm

Epaisseur d'âme : 15 mm

Largeur semelle supérieure : 1200 mm

Epaisseur semelle supérieure : 40 mm

Poids volumique : $78,5 \text{ kN/m}^3$

Dalle Béton

Hauteur table : 0.25 m aux extrémités ; 0.43 m à mi travée

Largeur tablier : 6.38 m hors tout

Section transversale : 4.76 m²

Poids volumique : 25 kN/m³

Le modèle numérique a été fait avec le logiciel ST1 (SETRA). Les caractéristiques géométriques introduites sont regroupées dans le tableau suivant:

PRS (mm)					
Âme		Semelle sup.		Semelle inf.	
tw	hw	t	b	t	b
20	4500	1200	40	1200	40
Béton (m)					
Largeur Participante		Hauteur Table		L renformis	H renformis
5,88		0,40		2,12	0,012
Résultats Section Mixte (n= Ea/Eb)					
	PRS	mixte n=6	mixte n=18		
A	0,1623	0,55863	0,29441	m ²	
ZG	2,25	3,995	3,354	m	
IGY	0,58535	1,28758	1,02788	m ⁴	
vz ⁺	2,25	0,917	1,558	m	
vz ⁻	-2,25	-3,995	-3,354	m	

Tableau 2: Caractéristiques section mixte transversale

Les chargements modélisés représentent le poids propre de la structure (dalle béton + charpente métallique), les superstructures (ballast + étanchéité + rails + traverses) et les surcharges.

On a majoré le poids propre de la charpente métallique de 15% pour prendre en compte les raidisseurs, les diaphragmes et d'autres éléments métalliques présents tout le long de la poutre.

Les surcharges pour l'analyse statique ont été calculées selon la section 6 – *Actions du trafic ferroviaire et autres actions spécifiques sur les ponts ferroviaires* – de la norme EN 1991-2 :2003.

Voici les diagrammes de sollicitations obtenus:

EFFORT MZ $\left\{ \begin{array}{l} \text{POIDS PROPRE} \\ + \\ \text{CHARPENTE METALLIQUE} \end{array} \right.$

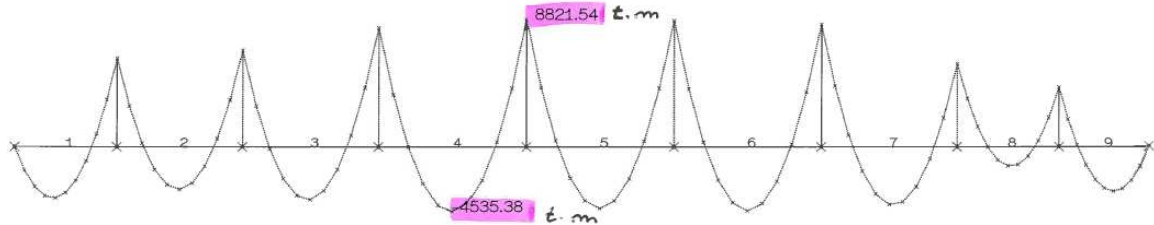


Figure 13: Diagramme de moments - poids propre ELS cq

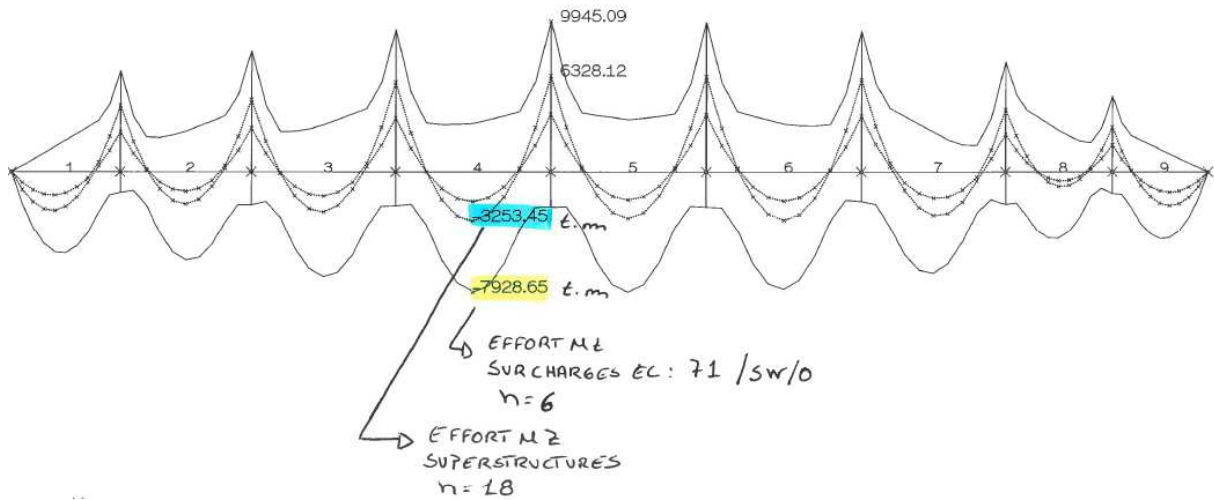


Figure 14: Diagramme de moments - surcharges et superstructures ELS cq

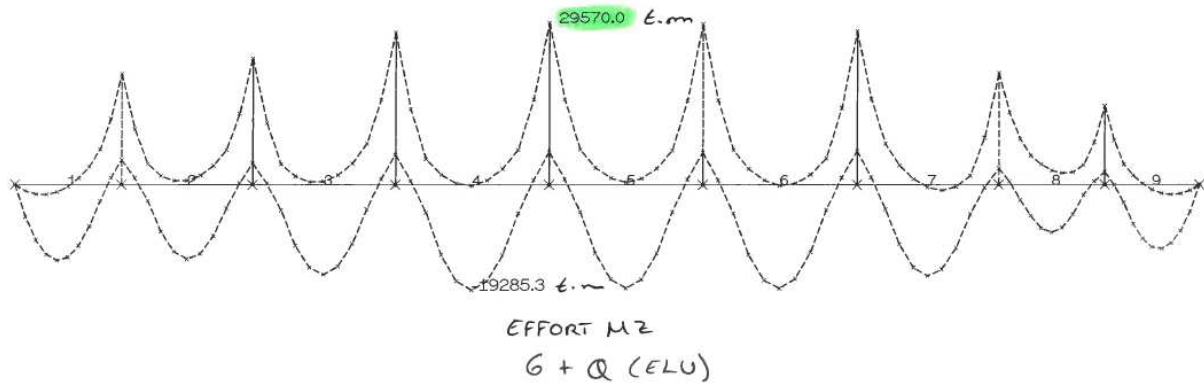


Figure 15: Diagramme de moments: Poids propre + Superstructures + Surcharges

Le calcul de contraintes a été réalisé en prenant compte des zones fissurées et des différentes phases de construction de l'ouvrage. Il s'agissant d'un calcul intermédiaire, ces calculs n'étant pas pertinentes pour l'étude, elles seront montrées en annexe. (Voir annexe 2)

Les résultats montrent que la section choisie sur appui n'était pas capable de résister aux sollicitations.

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times z \leq \frac{fy}{1,5}$$

Sollicitation	PRS	mixte n=6	mixte n=18	fissuré		Total	
						z (m)	σ (Mpa)
Moment	22,246	38,89	16	0	MNm		
sigma c+		4,62	1,35		MPa	σ dessus béton	4,912 5,96
sigma c-		2,54	0,99		MPa	σ dessous béton	4,5 3,53
sigma s+		26,5	23,6	0	MPa	σ aciers passifs sup	4,912 52
sigma s-		16,7	18,6	0	MPa	σ aciers passifs inf	4,912 52
sigma ssup+	85,5	15,2	17,8	0	MPa	σ dessus semelle sup	4,5 118,6
sigma ssup0	84,8	14,6	17,5	0	MPa	σ milieu semelle sup	4,48 116,9
sigma ssup-	84	14	17,2	0	MPa	σ dessous semelle sup	4,46 115,2
sigma sinf+	-84	-119,5	-51,6	0	MPa	σ dessus semelle inf	0,04 -255
sigma sinf0	-84,8	-120,1	-51,9	0	MPa	σ milieu semelle inf	0,02 -256,7
sigma sinf-	-85,5	-120,7	-52,2	0	MPa	σ dessous semelle inf	0 -258,4
						fy/1,5	236,7

Tableau 3: Résultats de justification de la section mixte

Après itération entre les sections et les sollicitations correspondantes on est arrivé aux valeurs suivantes :

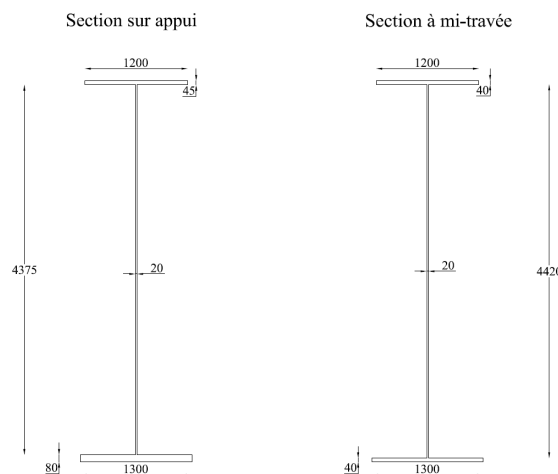


Figure 16: Estimation des sections PRS

Section sur appui, $S_a = 1200 \times 45 + 4375 \times 20 + 1300 \times 80 = 0.2455 \text{ m}^2$

Section à mi-travée, $S_t = 1200 \times 40 + 4420 \times 20 + 1300 \times 40 = 0.1884 \text{ m}^2$

Pour obtenir une section moyenne :

$n_a = \text{nombre d'appuis}$

$n_t = \text{nombre de travées}$

$$S_{\text{moyenne}} = \frac{n_a \times S_a + n_t \times S_t}{n_a + n_t}$$

$$S_{\text{moyenne}} = \frac{10 \times 0.2455 + 9 \times 0.1884}{10 + 9} = 0,251 \text{ m}^2$$

Le volume total de charpente sur les 500 m de pont est donc :

$$V_{\text{st}} = 0.251 \times 2 \times 500 = 251 \text{ m}^3$$

Pour avoir le poids total d'acier :

$$V_{\text{st}} \times \gamma = 251 \times 7.85 = 1970,4 \text{ t}$$

Si on considère que les raidisseurs (longitudinaux et verticaux), les pièces de pont ou entretoises, et d'autres éléments de la charpente métallique représentent 15% du poids total (cf. *CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE ACIER-BETON*, J. RAOUL – D. BITAR, Cours ENPC 2009/2010) on obtient :

$$115\% \times 1970.4 = 2266 \text{ t}$$

En divisant sur la surface totale de tablier on arrive au ratio :

$$\frac{2266}{12,6 \times 500} = 360 \text{ kg / m}^2 \text{ de tablier}$$

Ce ratio va servir de base de comparaison avec la structure SBAM.

Pour une même largeur de tablier mais pour une portée principale de 60m (au lieu de 65 m) la structure APT présente les caractéristiques géométriques suivantes:

- épaisseur moyenne hourdis sup = 0,36 m
- épaisseur moyenne hourdis inf = 0,28 m
- largeur hourdis inf = 5,60 m
- APT
 - o Tubes de diamètre = 406,4 mm et épaisseur = 12,7 mm
 - o Espacement entre tubes = 1,50m
 - o Âme d'épaisseur = 16 mm
 - o Hauteur constante = 3,77 m

Les APT représentent un volume de 0,095 m³/ml et une âme plane de 25 mm sur une hauteur de 3,77 fait un volume de 0.0943 m³/ml. On peut donc les considérer équivalent.

Les deux hourdis ont une section totale de 7,23 m². On considère, par simplification, deux dalles parfaitement rectangulaires d'épaisseurs 0.46 m (hourdis supérieur) et 0,35 m (hourdis inférieur). Les caractéristiques de la section sont résumées dans le tableau suivant. (Le calcul du centre de gravité étant calculé par rapport à l'intrados du tablier)

Caractéristiques ½ Section								
Eléments	Largeur	épaisseur	section	cdg	Inertie	v fibre sup	v fibre inf	e0
Hourdis sup	6,20	0,44	2,73	4,34	0,04400	4,56	4,12	1,17
Hourdis inf	2,53	0,35	0,89	0,17	0,00904	0,35	0,00	-3,00
Âme	3,77	0,025	0,0942	2,23	0,11154	4,12	0,35	-
Mixte	-	-	0,70	3,17	2,14800	-	-	0,00
Béton	-	-	3,61	3,32	11,644	-	-	-
Unités	m	m	m ²	m	m ⁴	m	m	m

Tableau 4: Résumé des caractéristiques mécaniques d'une demi section transversale SBAM

La nuance d'acier est selon EN 10025-2 : S355

$$f_y = 355 \text{ MPa (t < 40mm)} ; \gamma = 77 \text{ kN/m}^3$$

Soit un poids linéaire de :

- 180,7 kN/ml pour les hourdis en béton ;
- 14,9 kN/ml pour la charpente métallique.

2.2. Charges Appliquées

Les charges des superstructures sont décrites en détail ci-dessous :

- Etanchéité = 9,03 kN/ml
- Ballast = 85,54 kN/ml (45 cm d'épaisseur moyenne)
- Rails = 4,81 kN/ml
- Traverses = 3,83 kN/ml

Les surcharges pour l'analyse statique ont été calculées selon la section 6 – *Actions du trafic ferroviaire et autres actions spécifiques sur les ponts ferroviaires* – de la norme EN 1991-2 :2003. Ainsi, on a dimensionné la précontrainte à l'ELS rare pour équilibrer les efforts et sollicitations du poids propre et de service.

$$E_d = G + 1,3 \times Q$$

Les efforts sont obtenus à partir du modèle à barres sur le logiciel ST1. Les caractéristiques des barres sont celles du tableau 2. Le diagramme de moments obtenu (t.m) :

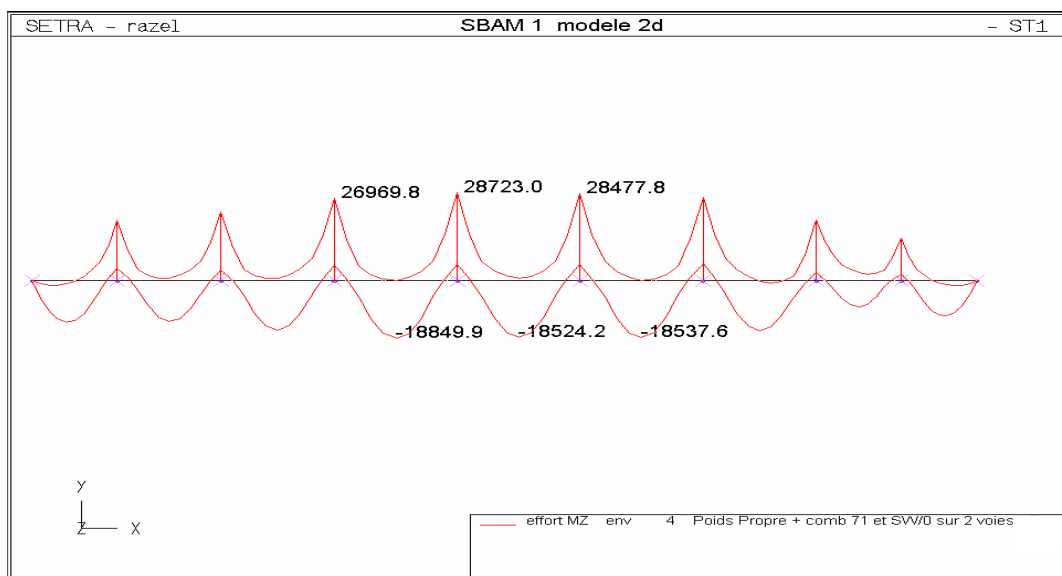


Figure 18: Diagramme de moments sous Pp + Superstructures + Surcharges (ELS)

Les valeurs retenues sont :

- 283 MN.m sur appui ;
- 185 MN.m section à mi-travée.

2.3. Pré dimensionnement Précontrainte

Le câblage calculé ici ne tient pas compte du phasage de construction. Il représente un modèle simplifié du câblage de continuité. Une famille de câbles pour comprimer le hourdis supérieur dans les zones de moment négatif, et une autre pour comprimer le hourdis inférieur dans les zones de moment positif:

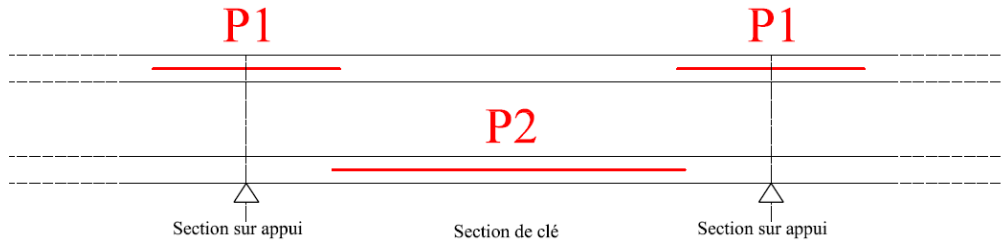


Figure 19: Schéma longitudinal de distribution de la précontrainte

Par simplification on a considéré l'action de la précontrainte appliquée aux centres de gravité des deux hourdis :

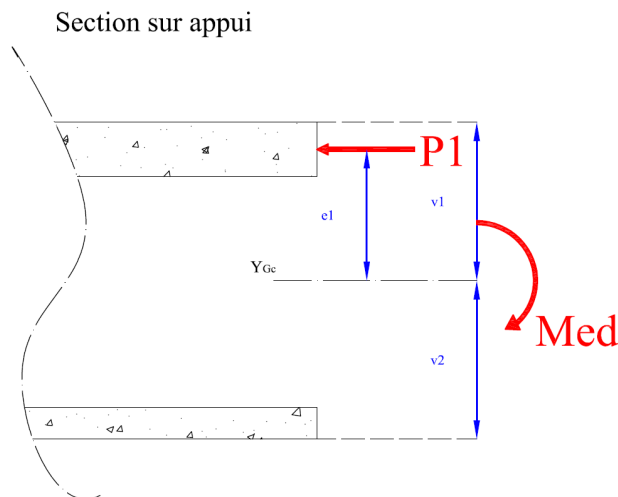


Figure 20: Efforts appliqués

Pour la section sur appui l'état de contraintes est traduit par les équations suivantes:

$$\begin{cases} N = P_1 \\ M = Med + P_1 \times e_1 \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_c} + \frac{M}{I_c} v$$

$$\sigma = \frac{P_1}{S_c} + \frac{Med + P_1 \times e_1}{I_c} v_1$$

On établit la condition que la contrainte maximale de traction dans le béton ne doit pas dépasser la limite de traction du béton, f_{ctm} . L'inéquation devient donc :

$$-f_{ctm} = -3 \leq \sigma_{Ed}$$

$$-3 \leq \frac{P_1}{S_c} + \frac{Med + P_1 \times e_1}{I_c} v_1$$

La seule inconnue est la valeur de P_1 .

L'application numérique donne :

$$-3 \leq \frac{P_1}{7.23} + \frac{-283 + P_1 \times 1,02}{23,3} \times 1,24$$

$$P_1 = 63 \text{ MN}$$

$$-3 \leq \frac{P_1}{7.23} + \frac{185 + -(P_2 \times 3,14)}{23,3} \times -3,32$$

$$P_2 = 40 \text{ MN}$$

Ce qui représente en unités de précontrainte comme :

- 18 unités de 19T15S sur l'hourdis supérieur – P_1
- 12 unités de 19T15S sur l'hourdis inférieur – P_2

Les valeurs de précontrainte trouvées ci-dessus sont, bien évidemment, sur dimensionnés et ne sont représentatifs que pour les travées de portée principale.

Par la suite, on ira justifier une section selon l'EN 1993-1-5. On a choisi la section sur l'appui P4. On a pris une série d'hypothèses, expliquées par la suite, pour mieux comprendre la démarche proposée par la norme.

Le but étant d'établir l'outil de calcul de sections pour vérifier les résultats du modèle numérique.

3. Vérification selon l'EN 1993-1-5

Le premier pas consiste à justifier la section de charpente métallique proposée dans le tableau 3, page 34.

A partir du chargement ELU:

$$E_d = 1,35 \times G + P + 1,40 \times Q \quad (1)$$

(1) Tableau A2.4 (A) EN 1990 :2002/A1 :2005

On établit les nouveaux diagrammes de sollicitations sur toute la structure. En prenant les résultats sur les sections significatives, dans ce cas sur l'appui P4, on justifie la section mixte.

Voici, par la suite, l'application numérique à la section choisie.

3.1. Géométrie et contraintes

Sous effet de la précontrainte appliqué, la section est entièrement comprimée.

Les contraintes de la figure suivante sont obtenues par sommation des différents états en respectant le phasage de construction.

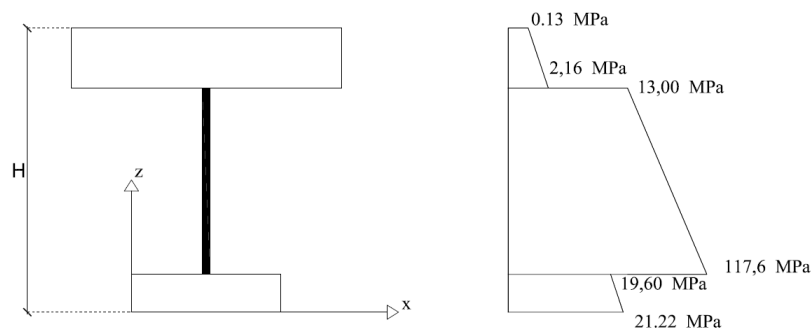


Figure 21: Distribution de contraintes sur section initiale

Les sollicitations dans cette section valent :

$$M_{Ed} = 91.55 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 13 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = 27.35 \text{ MN}$$

3.2. Détermination de la classe

Les deux semelles du PRS sont encastrées dans les dalles béton sont de classe 1. Selon le cours de *CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE ACIER-BETON, TOME 1 – CALCUL DE COMPOSANTS, ENPC 2009-2010*: « toute semelle comprimée en acier, si elle est attachée à la dalle de béton par des connecteurs présentant un espacement approprié dans la direction longitudinale de la poutre, peut être considérée comme relevant de classe 1. »

L'âme est entièrement comprimée sur toute sa hauteur :

$$\alpha = 1 > 0,5^{(1)}$$

⁽¹⁾ EN 1993-1-1, tableau 5.2 (feuille 1/3)

L'élancement limite entre la classe 2 et la classe 3 est donné par :

$$h_w / t_w = 3,77 / 0,025 = 150,8 \geq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = 30,78$$

où (1)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

On en déduit que l'âme est au moins de classe 3 et on raisonne donc maintenant sur le diagramme des contraintes ELU de la figure 21 :

$$\psi^{(1)} = \frac{13}{118} = 0,110 > -1$$

Donc l'élancement limite entre la classe 3 et la classe 4 est donné par :

$$h_w / t_w = 150,8 \geq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} \quad (1) = 48,2$$

La section est donc de classe 4 et est justifiée par une analyse élastique sur une section réduite efficace pour tenir compte du voilement de l'âme.

3.3. Détermination de la section efficace

On raisonne encore sur le diagramme des contraintes.

A partir de ce point tous les calculs seront faits d'accord avec la norme EN 1993-1-5, section 4.4.

$\psi = 0,110$ est compris entre 0 et 1. Donc le coefficient de voilement de l'âme vaut donc:

$$k_\sigma = \frac{8,2}{1,05 + \psi} = 7,07$$

Alors l'élancement réduit pour le voilement de l'âme est égal à :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{h_w / t_w}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = 2,46 > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \times \psi} = 0,781$$

(1) EN 1993-1-1, tableau 5.2 (feuille 1/3)

On en déduit le coefficient de réduction de la section d'âme, pour les parois comprimées internes (âme) :

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \times (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,380 \leq 1$$

Les hauteurs efficaces de la hauteur comprimée de l'âme ($h_{w,c} = h_w$) valent donc :

$$b_{eff} = \rho \times h_{w,c} = 1,432 \text{ m}$$

- Au contact du hourdis inférieur

$$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} = 0,586 \text{ m}$$

- Au contact du hourdis supérieur

$$b_{e2} = b_{eff} - b_{e1} = 0,846 \text{ m}$$

On rappelle ci-dessous la géométrie de la section brute :

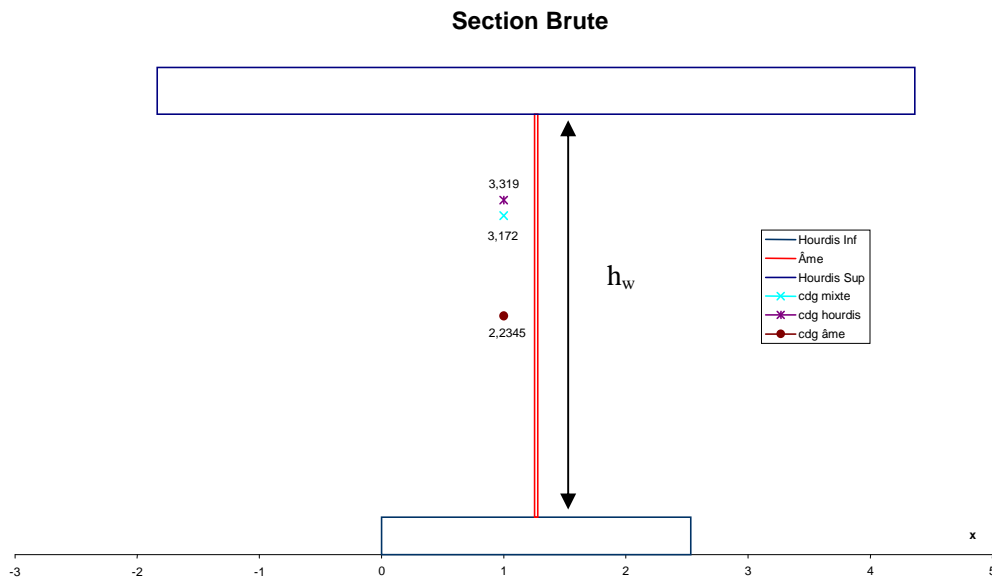


Figure 22: Géométrie de la section brute

La figure suivante illustre la section efficace et la position de la partie négligée de l'âme :

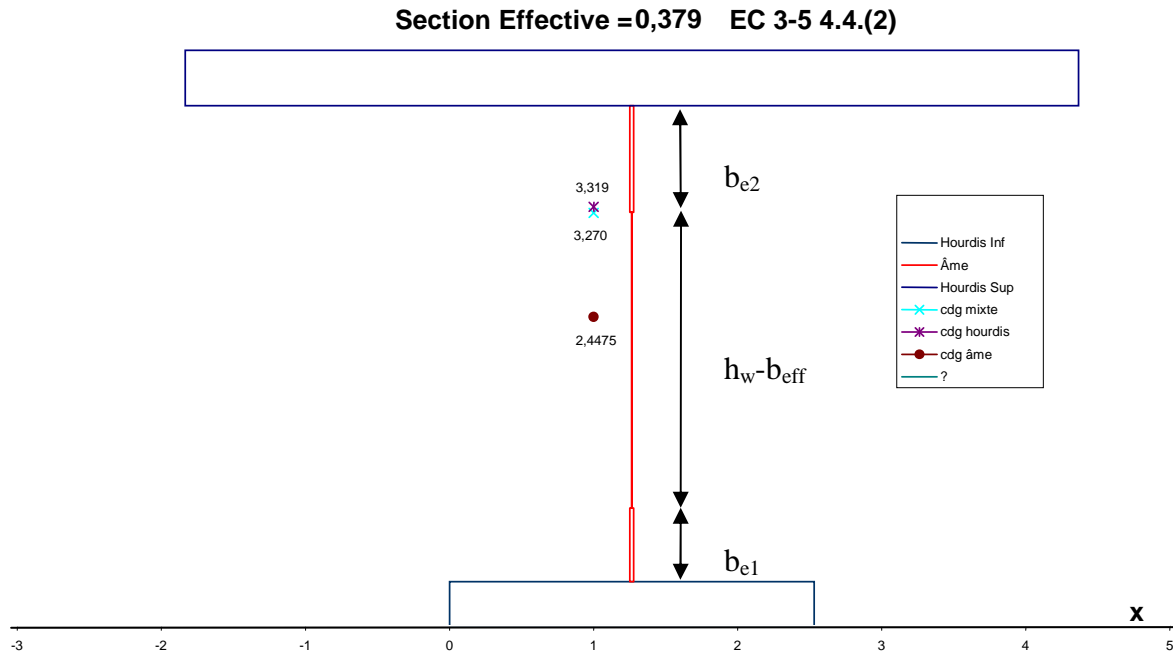


Figure 23: Section efficace de l'âme de classe 4

On note que le centre de gravité s'est décalé vers le haut de $e_N = 98$ mm par rapport à a section brute initiale. On doit en tenir compte de ce décalage pour le nouveau calcul de contraintes.

Pour le recalcul des contraintes sur la section efficace, on a besoin des caractéristiques mécaniques mixtes de la section totale efficace:

- $A_{\text{eff}} = 637971 \text{ mm}^2$
- $I_{\text{eff}} = 2045,8 \times 10^9 \text{ mm}^4$
- $Y_{G, \text{eff}} = 3270 \text{ mm}$

Ainsi que des caractéristiques mécaniques de la charpente efficace seule:

- $A_{a, \text{eff}} = 35720 \text{ mm}^2$
- $I_{a, \text{eff}} = 8823,3 \times 10^7 \text{ mm}^4$
- $Y_{G, a, \text{eff}} = 2448 \text{ mm}$

Les contraintes sur la section efficace sont finalement :

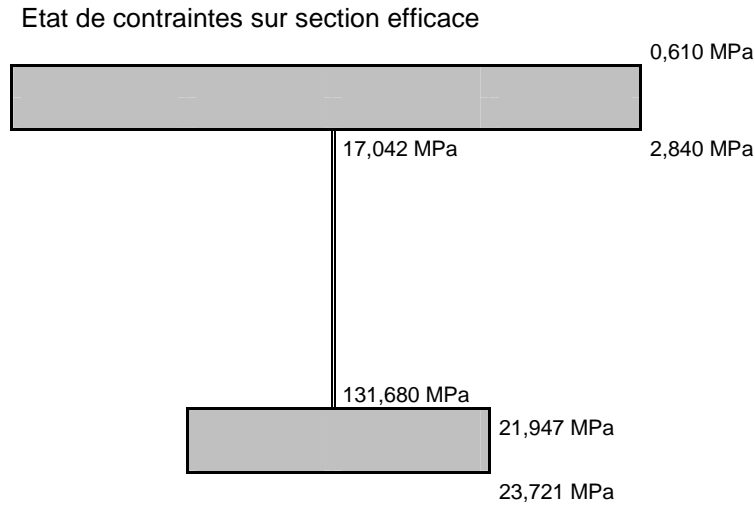


Figure 24: Etat de contraintes sur la section efficace

On résume dans le tableau suivant les deux états de contraintes :

Eléments	σ (Mpa)	
	Section Brute	Section Eff
Hourdis sup.	0,28	0,71
	2,41	3,01
Âme	14,44	18,07
	123,66	136,57
Hourdis inf.	20,61	22,76
	22,30	24,60

Tableau 5: Résumé des états de contraintes

On peut constater, comme prévu, que les contraintes de compression augmentent sur toute la section. Notamment au niveau du hourdis inférieur, ce qui peut être expliqué par le décalage du centre de gravité et conséquente augmentation du bras de levier.

Les résultats des calculs de ρ par les différentes méthodes de l'EN 1993-1-5 sont montrés ci-après pour comparaison.

On a toujours pour la section sur appui:

$$M_{Ed} = 91.55 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 13 \text{ MN}$$

$$N_{Ed} = 27.35 \text{ MN}$$

On obtient les résultats suivant selon les trois méthodes de calcul du coefficient de réduction proposées^(a):

		Etat de Contraintes final (MPa)			
		Eurocode 3-5			Annexe E.1
		section brute	4.4(2)	4.4(4)	
Hourdis Sup.	fibre sup.	0,24	0,68	0,58	0,52
	fibre inf.	2,33	2,97	2,81	2,73
Âme	fibre sup.	14,01	17,81	16,88	16,37
	fibre inf.	121,86	135,27	131,62	129,83
Hourdis Inf.	fibre sup.	20,31	22,55	21,94	21,64
	fibre inf.	21,98	24,36	23,71	23,40

Tableau 6: Résultats des différentes méthodes de réduction de la section efficace

Le calcul de ρ donne les valeurs suivantes :

	Eurocode 3-5		Annexe E.1
	4.4(2)	4.4(4)	
ρ	0,379	0,600	0,703
σ_{\max} (MPa)	131,7	126,4	124,1
η_1	0,371	0,356	0,350

Tableau 7: Résumé des valeurs de ρ selon les différentes méthodes de l'EN 19931-5

On constate que la méthode de l'annexe E.1 est plus prudente vis-à-vis du dimensionnement de la précontrainte. En revanche, la section 4.4.(2) est optimiste vis-à-vis de l'effet de la précontrainte.

η_1 est la justification de la section vis-à-vis des contraintes normales, dues à la compression et à la flexion. On en déduit de la manière suivante :

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{f_y W_{eff}} \leq 1$$

$\gamma_{M0} \qquad \qquad \qquad \gamma_{M0}$

3.5. Justification à l'effort tranchant

Quelle que soit la classe de la section mixte, on doit vérifier $V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}^{(1)}$ où $V_{pl,a,Rd}$ est la résistance plastique à l'effort tranchant de la charpente métallique.

Le fait que la section soit de classe 4 en flexion n'affecte aucunement les vérifications à l'effort tranchant.

^(a) Voir paragraphe D.2 page 28

⁽¹⁾ EN1994-2. 6.2.2

En l'absence de sollicitation de torsion, $V_{pl,a,Rd}$ est donné par :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \times f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \times h_w \times t_w$$

η est soumis au choix de l'Annexe Nationale de l'EN 1993-1-5. La valeur utilisée est de $\eta = 1,2$; valeur recommandé pour les aciers jusqu'à la nuance S460.

$V_{bf,Rd}$ représente la contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement. Bien que la norme propose une méthode pour la calculer, cette contribution est négligeable par rapport à celle de l'âme.

$V_{bw,Rd}$ représente la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement. On va s'intéresser à son calcul par la suite.

Enfin, on a négligé aussi la contribution des dalles en béton armée pour la résistance (plastique et au voilement) de la section mixte sous effort tranchant.

Pour estimer le risque de voilement par cisaillement, il suffit de vérifier l'inégalité suivante, valable pour une âme raidie vis-à-vis du voilement par cisaillement et raidie transversalement :

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

Où k_τ est le coefficient de voilement par cisaillement qui dépend du espacement entre raidisseurs transversaux. On pose $a = 3m$:

$$\frac{a}{h_w} = 0,80 < 1$$

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 12,43$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 150,8 \geq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} = 74$$

L'âme risque donc bien de voiler par cisaillement.

On calcule alors la résistance à l'effort tranchant de l'âme :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\gamma_{M1} \times \sqrt{3}}$$

Où le coefficient χ_w représente la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement. Ce coefficient dépend de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_w$ qui n'a pas de rapport avec l'élançement réduit calculé précédemment.

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

où $\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$

Si on considère l'existence de raidisseurs transversaux au droit des appuis et de raidisseurs transversaux intermédiaires, on peut évaluer l'élançement réduit la manière suivante :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t_w \varepsilon \sqrt{k_\tau}} = \frac{3,77}{37,4 \times 0,025 \times 0,81 \times \sqrt{12,43}} = 1,41$$

$$\bar{\lambda}_w > 1,08$$

Selon le tableau 5.1 de la norme EN 1993-1-5-5, on trouve les valeurs possibles pour le coefficient χ_w . On admet que tous les raidisseurs transversaux satisfont la condition de montant d'extrémité rigide.

$$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,65$$

La résistance à l'effort tranchant est donc :

$$V_{bw,Rd} = \frac{0,65 \times 355 \times 3,77 \times 0,025}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11,5 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 9,5 \text{ MN}$$

$$V_{bw,Rd} \geq V_{Ed} \Rightarrow OK$$

L'âme est justifiée à l'effort tranchant.

4. Exploitation du modèle numérique

Dans les calculs précédents on s'est intéressé au fonctionnement d'une section spécifique pour un cas de charges choisi. L'intérêt était de comprendre le fonctionnement de la norme et comment en profiter pour un calcul favorable.

A partir de ce point on va faire une analyse globale plus précis qui prend en compte un phasage de construction ainsi que l'évolution du béton dans le temps.

Sur modèle crée sur le logiciel ST1, on utilise les notions expliquées au chapitre C en page 29.

La première analyse consiste à comparer la variation du coefficient de réduction sur toute la structure selon les différentes méthodes proposées. Sous effet de poids propre et de la précontrainte on obtient :

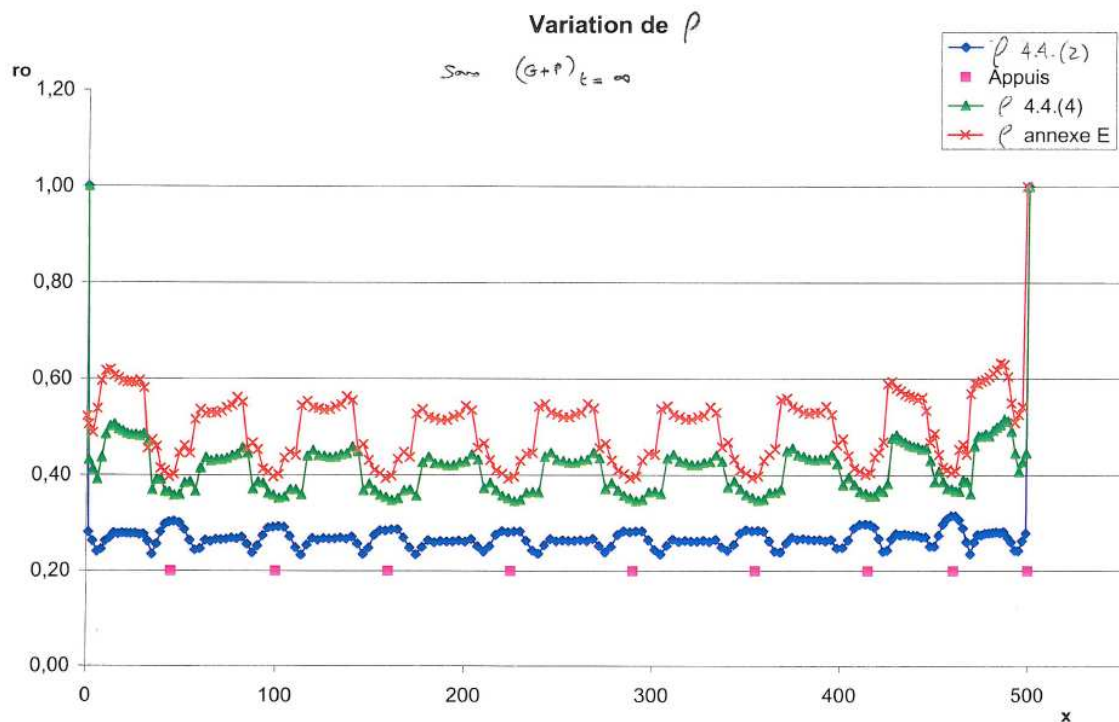


Figure 25: Variation de ρ sur l'ensemble de la structure

Sur le graphique de la figure 24 on peut constater que, pour une même section, la méthode de l'annexe E donne le coefficient de réduction le plus important. En effet, plus le coefficient de réduction est proche de 1, plus la section efficace est proche de la section brute. A l'opposé, la méthode 4.4.(2) donne une contribution moins importante à l'âme métallique.

Deuxièmement on s'intéresse aux résultats du calcul d'efforts sur l'ensemble de la structure selon le point 1 de la démarche expliqué en C.3 (page 31).

Le diagramme suivant montre l'état de contraintes sous action du poids propre et des superstructures à la mise en service. Les unités sont en MPa :

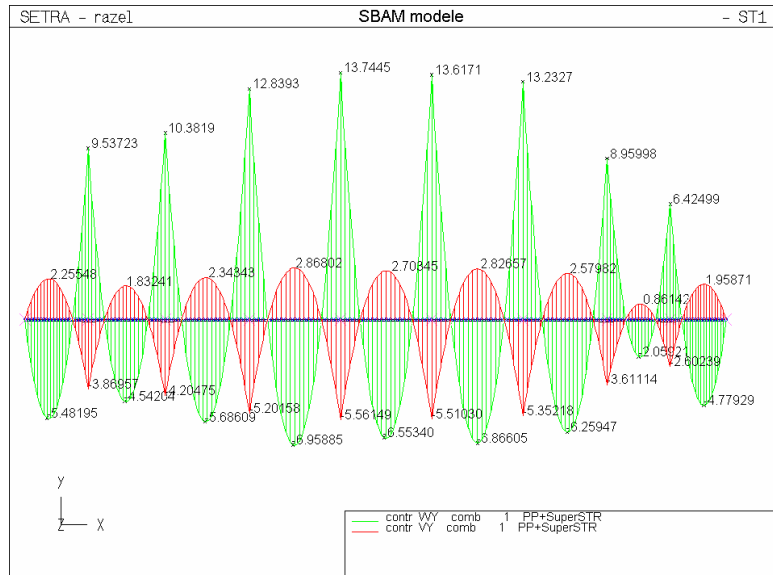


Figure 26: Diagramme de contraintes ELS - G

En vert les contraintes de la fibre inférieure (hourdis inférieur) et en rouge les contraintes de la fibre supérieure (hourdis supérieur).

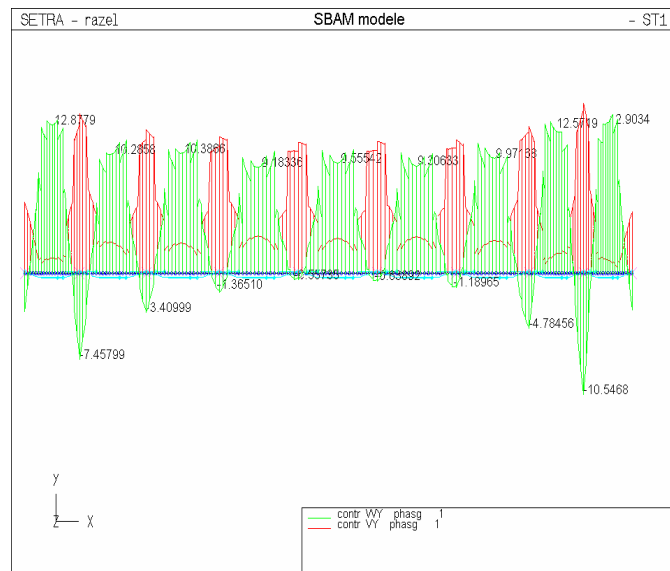


Figure 27: Diagramme de contraintes après mise en place de la précontrainte ELS

Le graphique antérieur représente les contraintes en fibre inférieure et supérieure du béton à la mise en service avec l'ajout de précontrainte.

Après le calcul des sections efficaces on compare l'état de contraintes avec le graphique antérieur pour une section à mi travée (les conclusions sont analogues pour l'ensemble de la structure) :

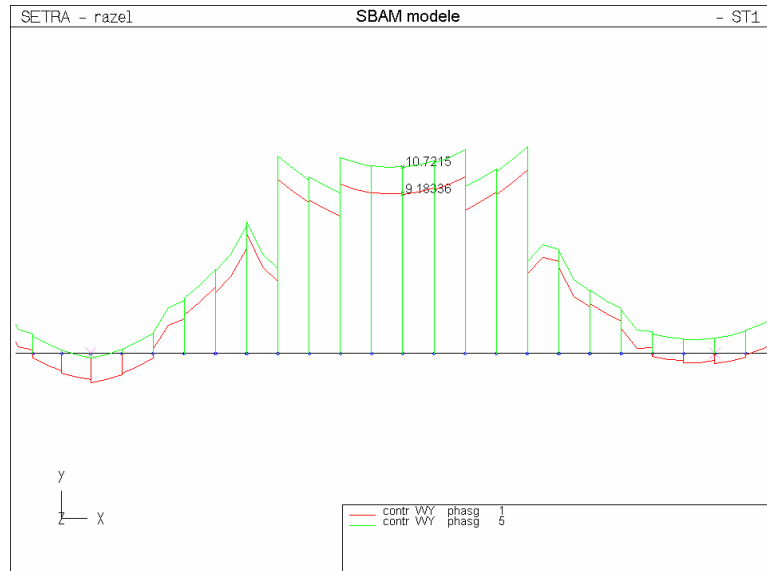


Figure 28: Comparaison $\rho = 1$ et ρ (G+P, Annexe E)

On remarque une augmentation d'environ 1 MPa sur la fibre inférieure. Ce qui confirme les calculs effectués précédemment pour la justification de la section. On a donc calculé le coefficient de réduction à la mise en service sous l'action du poids propre et de la précontrainte.

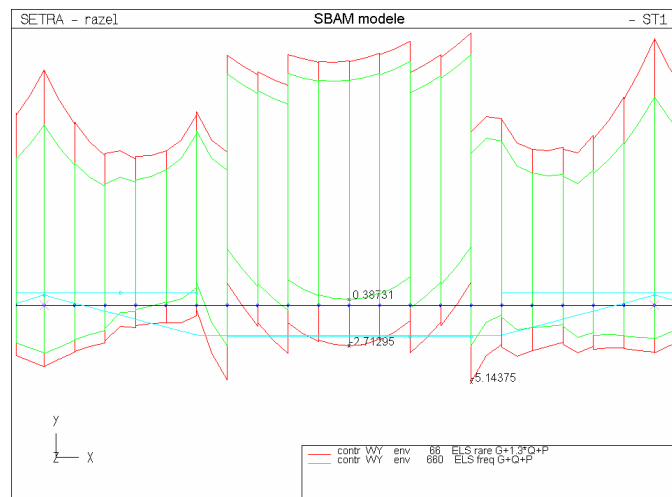


Figure 29: Etat de contraintes sous combinaisons ELS rare et ELS freq

Pour obtenir le diagramme précédent on ajoute la part de surcharges sur la structure, gardant les caractéristiques effectives (calculés aux ELS) de la charpente métallique. La section analysée ci-dessus a le comportement attendu. Les critères de dimensionnement sont respectés. On rappelle que la précontrainte utilisé est toujours celle calculé en **D.1.2.3.** (Page 46). L'analyse de l'ensemble de structure montre que pour les travées de rive la précontrainte est sur dimensionné.

On remarque aussi que sur les appuis des extrémités les fibres inférieures sont fortement tendues. Cela est due au sur dimensionnement de précontrainte, car l'effort de compression est appliqué sur l'hourdis supérieur, ce qui crée un bras de levier assez important par rapport à la fibre inférieur.

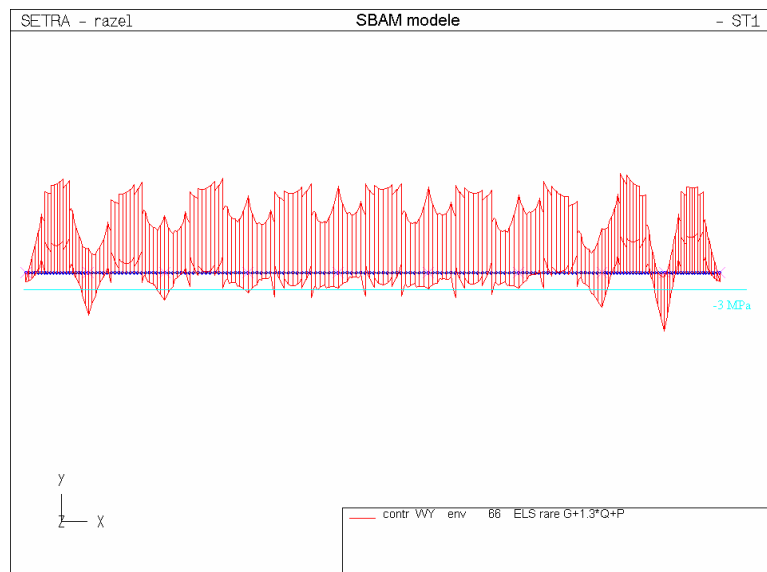


Figure 30: Contraintes e fibre inférieur sous G+P+1,3Q (ELS rare)

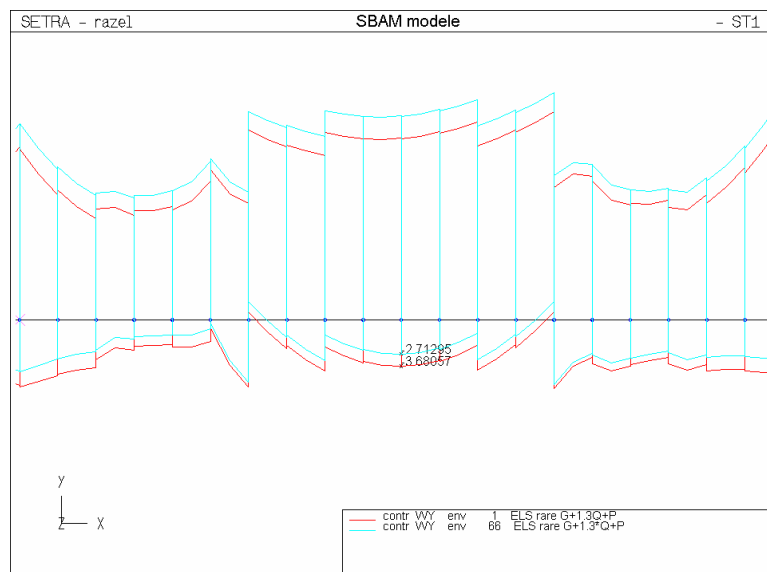


Figure 31: Diagramme de contraintes à l'ELS rare avec $p = 1$ et $p(A.E)$

Les résultats donnent des indications positives concernant le comportement de la structure. Le dimensionnement de précontrainte aux états limites de service considérant la section efficace de la charpente métallique permet une réduction des câbles de précontrainte à utiliser. Le graphique précédent montre la comparaison entre une analyse avec la section brute et selon la démarche introduite en **C.3** (page 29).

On continue le raisonnement de calcul et on optimise la quantité de précontrainte pour chaque travée :

Travée		Position des Câbles					
		EXT		INT sup		INT inf	
		19T15S	12T15S	19T15S	12T15S	19T15S	12T15S
1	n°	5	0	2+4	0	0	1
	L (m)	46,5	0	25+12,5	0	0	9
2	n°	5	0	2+4	0	1	1
	L (m)	56,3	0	28,75+14,375	0	11	16,5
3	n°	5	0	2+4	0	2	0
	L (m)	61,2	0	31,25+15,625	0	24	0
4	n°	6	0	2+4	0	2	0
	L (m)	66,5	0	32,5+16,25	0	26	0
5	n°	6	0	2+4	0	2	0
	L (m)	66,5	0	32,5+16,25	0	26	0
6	n°	6	0	2+4	0	2	0
	L (m)	66,5	0	31,25+15,625	0	26	0
7	n°	6	0	2+4	0	1	0
	L (m)	61,2	0	26,25+13,125	0	24	0
8	n°	3	0	2+4	0	1	0
	L (m)	46,5	0	21,25+10,625	0	18	0
9	n°	3	0	0	0	1	0
	L (m)	41,6	0	0	0	16	0

Tableau 8: Quantité de précontrainte par travée

5. Bilan de quantités

On a optimisé la section transversale de la charpente métallique réduisant l'épaisseur d'âme à 20 mm. Les hourdis béton on gardé leurs caractéristiques, présentées dans le tableau 3, page 43.

On a ajouté des raidisseurs transversaux qui assurent une inertie longitudinale très proche de celle des âmes plano tubulaires. On dispose un demi HEB 650 tous les 3m.

Pour assurer la connexion entre l'âme et les hourdis on a aussi disposé des semelles aux extrémités de l'âme métallique. Les dimensions prises sont 1000x20 pour chaque semelle.

La coupe transversale a l'allure suivante :

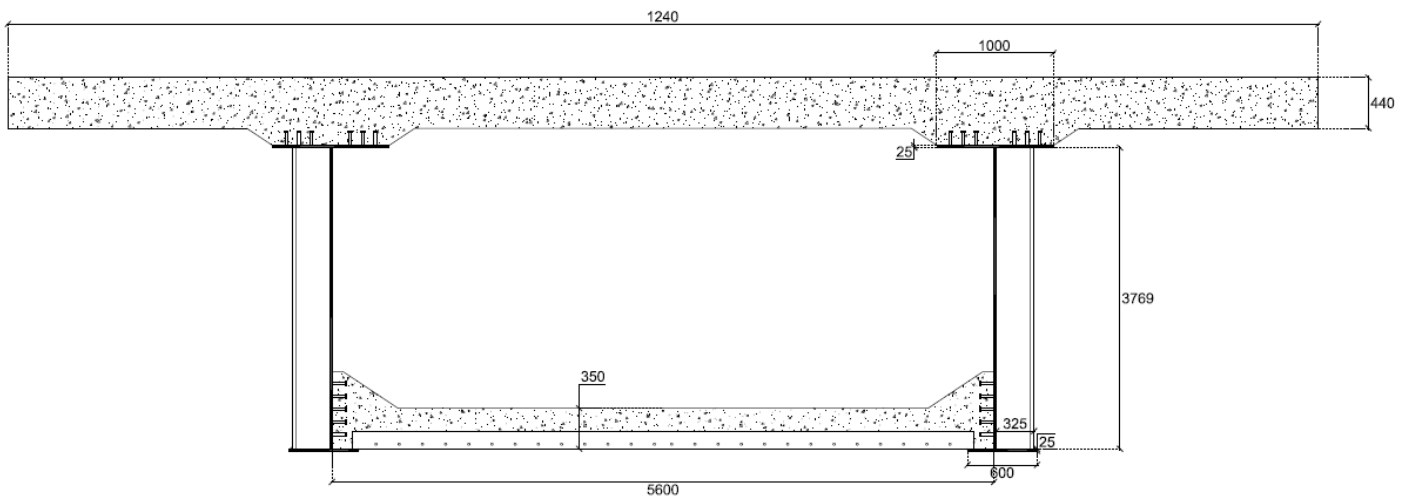


Figure 32: Section transversale du viaduc ferroviaire en structure SBAM

Le comparatif des quantités de matériaux prévues pour le pont bi poutre mixte et pour la structure SBAM se situe ci-dessous. Ce métré reste une approximation et ne concerne que le tablier du pont :

QUANTITES CLES		section		longueur		Volume		poids vol		Poids total		Qt		total		ratios		
Charpente Métallique	Âme	0,0824	m ²	500	m	41,2	m ³	7,85	t/m ³	323	t	2	647	t	103	kg/m ²	-	-
	raidisseurs	0,018	m ²	4,12	m	0,07416	m ³	7,85	t/m ³	0,58	t	168	98	t	16	kg/m ²	-	-
	semelles	0,04	m ²	500	m	20	m ³	7,85	t/m ³	157	t	2	314	t	50	kg/m ²	-	-
	Total											1059	t	168	kg/m ²	-	-	
Béton	Tablier	3,7	m ²	500	m	1850	m ³	2,5	t/m ³	4625	t	2	9250	t	0,59	m ³ /m ²	1468	kg/m ³
Précontrainte Sup	19T15	-	-	1830	m	-	-	22,23	kg/m	41	t	96	41	t		kg/m ²	-	-
	12T15	-	-	0	m	-	-	14,04	kg/m	0	t	0	0	t		kg/m ²	-	-
Précontrainte Inf	19T15	-	-	546	m	-	-	22,23	kg/m	12	t	26	12	t		kg/m ²	-	-
	12T15	-	-	51	m	-	-	14,04	kg/m	0,72	t	4	1	t		kg/m ²	-	-
Précontrainte Ext	19T15	-	-	4552	m	-	-	22,23	kg/m	101	t	90	101	t		kg/m ²	-	-
	Total											155	t	25	kg/m ²	84	kg/m ³	
PRS	Charpente	0,251	m ²	500	m	125,5	m ³	7,85	t/m ³	1133	t	2	2266	t	360	kg/m ²	-	-
	Béton tablier	4,757	m ²	500	m	2379	m ³	2,5	t/m ³	5946	t	1	5946	t	0,38	m ³ /m ²	943,8	kg/m ³

Tableau 9: Quantités clés de la structure SBAM et bi poutre mixte - viaduc ferroviaire

Ratios	SBAM	Bi Poutre
Poids Béton / m ² tablier	1468	944
m ³ Béton / m ² tablier	0,59	0,38
Poids charpente / m ² tablier	168	360

Tableau 10: Comparaison des principaux ratios entre les deux structures analysées

La charpente métallique de la solution SBAM présente un ratio de poids par mètre carré de tablier beaucoup plus faible que la solution bi poutre mixte ; ceci est expliqué par l'absence de raidisseurs longitudinaux et par la prise en compte de semelles moins importantes.

On n'a pas pris en compte pour le calcul de ce ratio de l'existence de diaphragmes ou autres éléments vis-à-vis de la torsion(qu'augmente le ratio). Néanmoins, même si on considère une augmentation de 15% à cause de ces éléments, on arrive à un ratio de 193 kg/m² ce qui reste plus faible que celui de la structure bi poutre mixte.

Quand à la structure SBAM les ratios augmentent de 155% la quantité de béton, à cause de l'utilisation d'un deuxième hourdis.

La précontrainte ajoute encore du poids et du coût à la structure sans raidisseurs longitudinaux.

Finalement on constate que malgré la baisse significative du ratio de charpente métallique, la structure SBAM reste plus lourde que la structure bi poutre mixte. Son point fort reste toujours l'absence de raidisseurs longitudinaux, qui diminue beaucoup le ratio de charpente métallique ainsi que les délais de construction.

Au niveau prix, dans le cadre d'une estimatife assez simple, si on pose le prix de charpente métallique (fourniture, pose, peinture) à 3 €/kg on constate un gain de la structure SBAM d'environ 575 €/m² de tablier.

$$3 \times (360 - 168) = 576 \text{ €/m}^2$$

Dans le même esprit, si on fait une analyse pour la précontrainte et on pose un prix de 5 €/kg on peut estimer un prix de 125 €/m².

En résumé, la structure SBAM peut gagner (toutes précautions prises) environ 450 €/m² par rapport à une solution classique de pont bi poutre mixte en termes de charpente métallique.

E. METHODES DE CONSTRUCTION

1. Les deux méthodes de construction

L'analyse de notre premier dimensionnement permet d'envisager deux optimisations à la structure. D'une part une réflexion plus poussée aux méthodes de construction, d'autre part la réduction des éléments secondaires de la charpente métallique, notamment, les semelles et les raidisseurs.

Les deux méthodes en analyse dans ce chapitre, comme déjà mentionné dans ce rapport, sont la construction par poussage/lancement ou par encorbellements successifs.

Comme la méthode poussage/lancement a été l'objet d'étude du premier exemple, on se permet de faire uniquement un résumé des conclusions obtenues.

1.1. Poussage / Lancement

On ne fait pas de distinction entre les termes poussage et lancement car l'idée est de lancer la charpente et les hourdis béton ensemble.

Vis-à-vis de son concurrent direct, le pont bi poutre mixte, la structure SBAM est globalement plus lourde. Cependant, la réduction du prix de charpente par mètre carré de tablier reste un atout important et non négligeable.

De plus, même si dans le cas étudié du viaduc ferroviaire on ne s'est pas intéressé aux problèmes d'efforts de cisaillement ou des réactions d'appui lors du poussage, on est conscient que notamment au niveau de la semelle inférieure et de l'âme, les épaisseurs doivent augmenter.

Au vu des arguments étudiés dans le premier exemple on peut dire que la structure SBAM est assez compétitive vis-à-vis de la solution bi poutre mixte en ce qui concerne la charpente métallique.

1.2. Encorbellement successifs

Cette méthode a fait ses preuves dans la construction des structures de ce genre (voir page 21, Viaduc « *Roccaprebalza* »). Par ailleurs, le PFE (David Pascual, 2008, page 22) indique la construction par encorbellement comme celle la plus favorable pour la structure SBAM.

La construction s'agit donc de la pose de la charpente par fléaux entiers préfabriqués. Les hourdis béton sont coulés en décalé (voir schéma suivant). Le hourdis inférieur sur pré-dalles et le hourdis supérieur à partir du hourdis inférieur soit par étaie classique soit par moyen d'un outil roulant qui suit le sens de construction (voir figure 33).

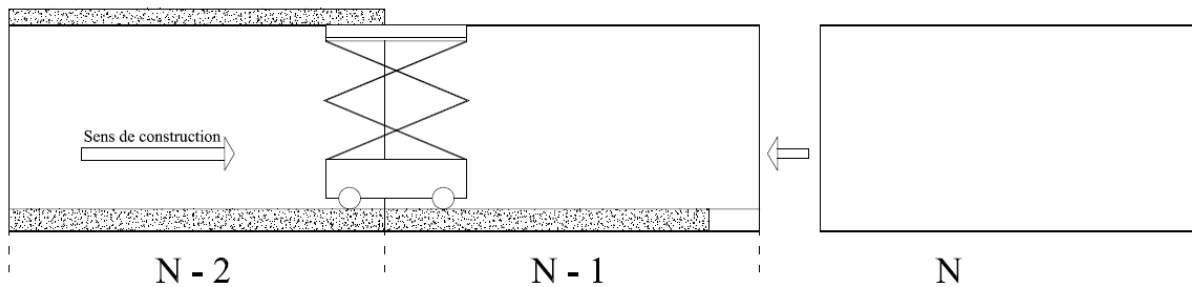


Figure 33: Schéma de construction par encorbellements successifs

L'assemblage entre les voussoirs métalliques dans le sens longitudinal peut aussi être faite par deux méthodes différentes : Soudage ou boulonnage. Le premier, courant en France, a l'avantage d'être une technique parfaitement maîtrisée par les charpentiers et d'assurer la transmission d'efforts. Le deuxième moins coté en France mais adopté dans d'autres pays, permet une exécution plus rapide.

2. Détails constructifs

Indépendant des méthodes de construction l'analyse de la structure menée dans les chapitres précédents a montré que les dispositions constructives doivent être soignées de façon à réduire au maximum les quantités d'acier.

On se penche d'abord sur les semelles. Le changement de méthode de construction aide à réduire l'épaisseur des semelles inférieures, car les zones problématiques ne se situent qu'au droit des appuis. Néanmoins, en termes d'encombrement, est difficile de gagner de la matière car on est contraint par la pose d'une pré-dalle et la soudure des raidisseurs verticaux.

En revanche, sur les semelles supérieures on peut envisager de changer la disposition des goujons pour gagner de la matière.

D'ailleurs, la disposition classique (goujons verticaux) choisi pour le viaduc ferroviaire marche bien dans une solution bi poutre mixte, où on considère la dalle béton articulé au droit des poutres ; Ce comportement n'est pas pareil pour la structure SBAM, où on vise un comportement du type caisson.

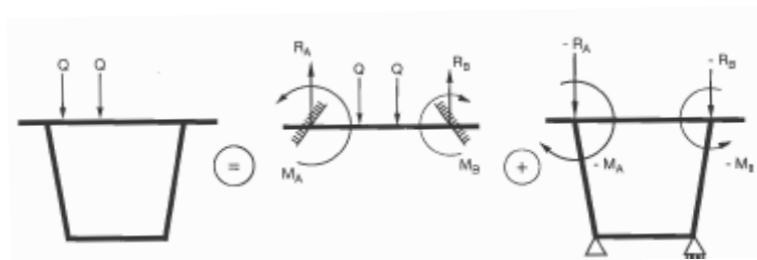


Figure 34: Principe de la méthode de calcul d'un caisson

Ce fonctionnement en cadre, fait apparaître des moments d'encastrement à la jonction dalle - semelle supérieure. La résistance à ce moment d'encastrement provoque un effort de traction sur les connecteurs en général et d'arrachement des goujons en particulier. (voir annexe 5)

La solution choisie, inspirée de celle du viaduc de Meaux, consiste à avoir un plat vertical au droit des âmes métalliques où on vient souder les goujons à l'horizontal.

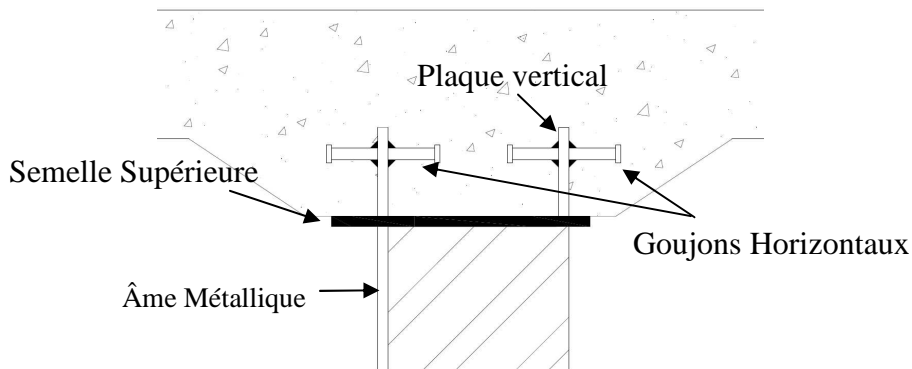


Figure 35: Principe des goujons horizontaux

Pour réduire la section des raidisseurs verticaux on a choisi une section en forme d'auget plutôt qu'en T. De plus, vu qu'on envisage d'avoir les raidisseurs à l'extérieur, la forme d'auget a un effet visuel moins surprenant que la forme en T.

3. Section transversale type

Ces considérations prises en compte on arrive à une section type qui peut être utilisé tant par poussage que par encorbellement :

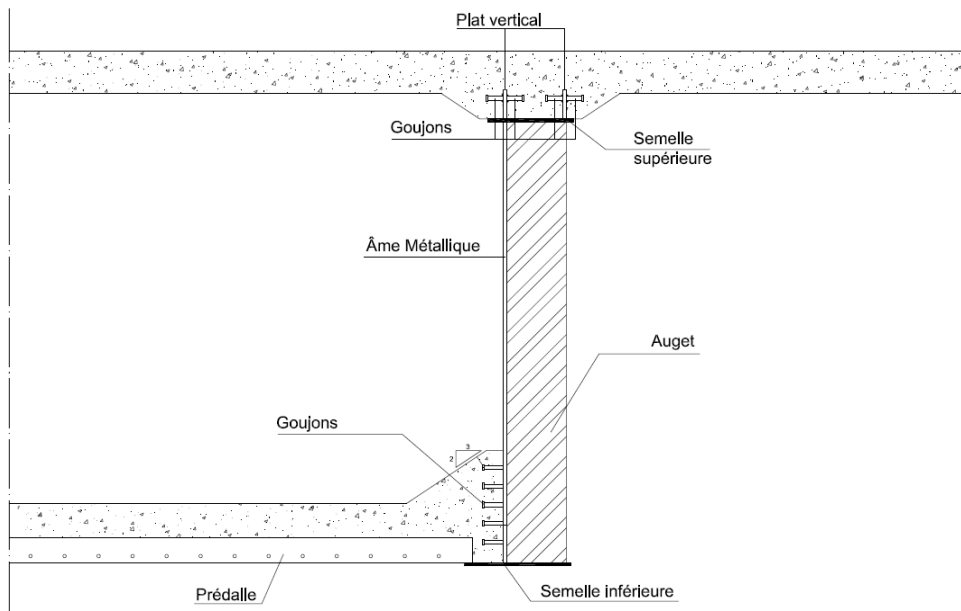


Figure 36: Section type d'une structure SBAM

D. DEUXIEME CAS D'ETUDE – VIADUC ROUTIER

1. Solution de base – Pont en caisson béton

Pour adapter la structure SBAM à une construction par encorbellement on prend un exemple déjà étudié d'un pont en caisson béton. Pour cet exemple le modèle numérique est complet et de ce fait il ne reste qu'à adapter notre outil de calcul de façon à calculer le coefficient de réduction.

2. Profil longitudinale

2.1. Pont caisson

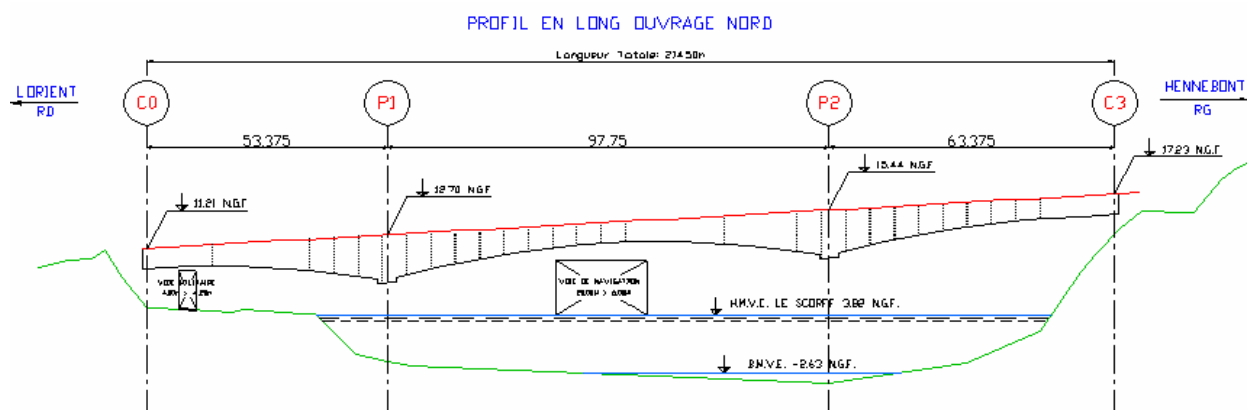


Figure 37: Profil longitudinale du pont caisson

La section a une hauteur de 2,30 m sur clé et de 5,30 m sur appui. La longueur totale est de 214,5 m et la portée principale est de 97,75 m.

2.2. Structure SBAM

Pour concevoir le profil longitudinal on calcule le diagramme d'effort tranchant du pont original et on dimensionne l'hauteur d'âme de la structure SBAM pour résister au cisaillement.

On pose l'épaisseur d'âme constante de valeur 20 mm et l'hauteur variable.

On calcule à l'ELU la résistance de calcul au cisaillement pour les deux sections représentants : sur clé et sur appui.

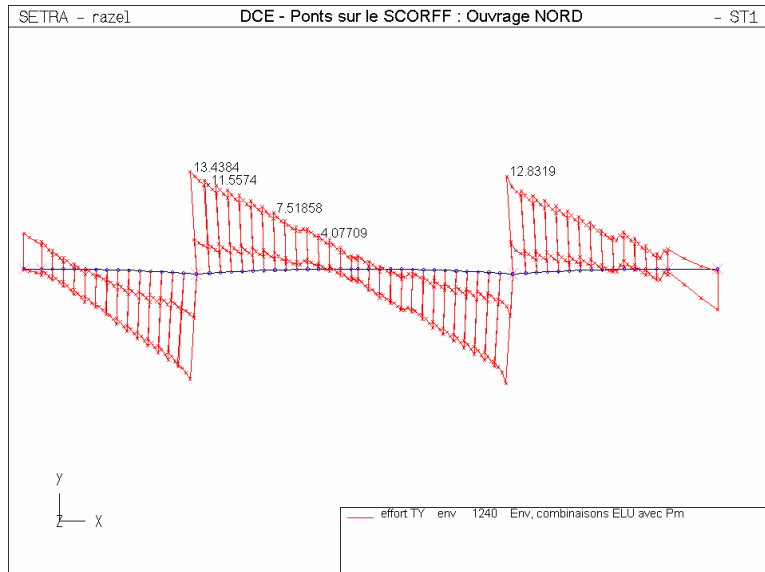


Figure 38: Diagramme d'effort tranchant du pont caisson – Combinaison ELU

Données		
V_{ed}	11,55	MN
h_w	4600	mm
t_w	20	mm
f_{yw}	355,0	Mpa
E	214000	Mpa
ν	0,3	
γ_{M0}	1,0	
γ_{M1}	1,1	
η	1,2	
ε	0,81	
a	2,00	m
a/h_w	0,43	
σ_E	3,66	
k_T	32,25	
T_{cr}	117,91	

Vérification du voilement par cisaillement EC 3-5 5.1.(2)			
	Rapport h_w/t_w	Ame non raidie	Ame raidie
Vérification	230,00	48,8	119,4
		A vérifier	A vérifier

Contribution de l'âme EC 3-5 5.3				
EC	(5.3)	(5.5)	(5.6)	$0,83/\eta$
λ_w	1,319	3,272	1,331	0,72
χ_w rigide	0,6786	0,3449	0,6745	

Résistance de Calcul EC 3-5 5.2.(1)		
$V_{b,rd}$	11,63	MN
V_{ed}	11,55	MN
η_3	0,99	ok!

Tableau 11: Pré dimensionnement d'hauteur d'âme - Section sur appui

Données				
V_{ed}	5,75	MN		
h_w	2600	mm		
t_w	20	mm		
f_{yw}	355,0	Mpa		
E	214000	Mpa		
ν	0,3			
γ_{M0}	1,0			
γ_{M1}	1,1			
η	1,2			
ε	0,81			
a	2,00	m		
a/h_w	0,77			
σ_E	11,44			
k_T	13,02			
τ_{cr}	149,06			

Vérification du voilement par cisaillement EC 3-5 5.1.(2)				
	Rapport h_w/t_w	Ame non raidie	Ame raidie	
Vérification	130,00	48,8	75,9	
		A vérifier	A vérifier	

Contribution de l'âme EC 3-5 5.3				
EC	(5.3)	(5.5)	(5.6)	$0,83/\eta$
λ_w	1,173	1,849	1,184	0,72
χ_w rigide	0,7315	0,5374	0,7273	

Résistance de Calcul EC 3-5 5.2.(1)				
$V_{b,rd}$	7,09	MN		
V_{ed}	5,75	MN		
η_3	0,81	ok!		

Tableau 12: Pré dimensionnement d'hauteur d'âme - Section sur clé

On fait donc varier l'hauteur d'âme entre 2600 mm et 4600 m.

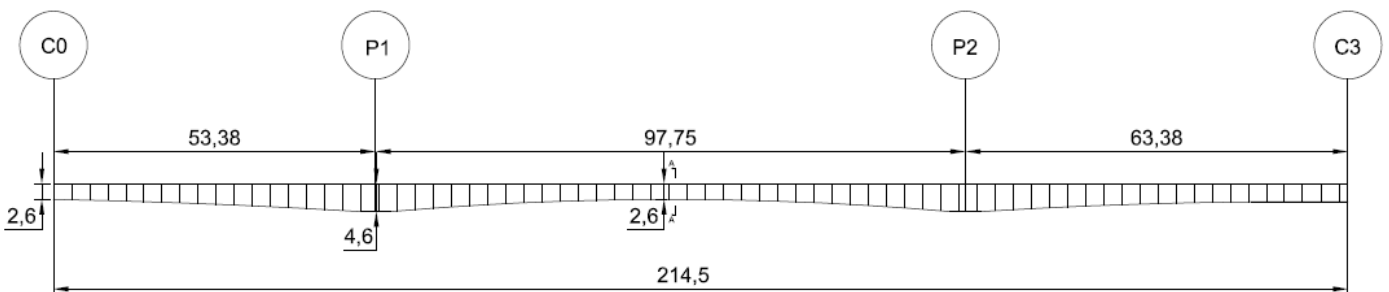


Figure 39: Profil longitudinal du pont avec structure SBAM

3. Coupe Transversale

3.1 Pont caisson

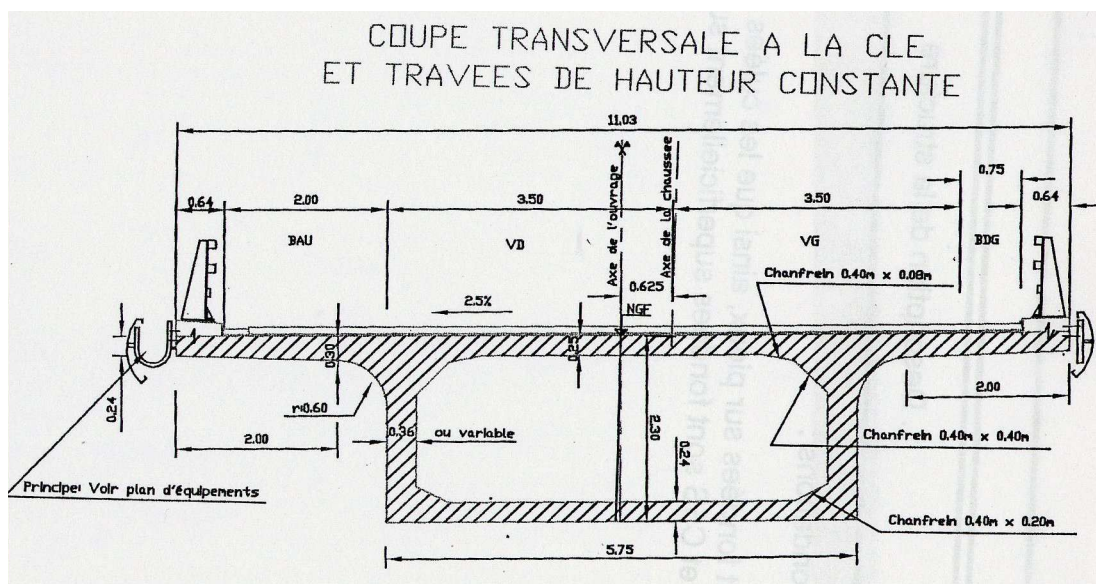
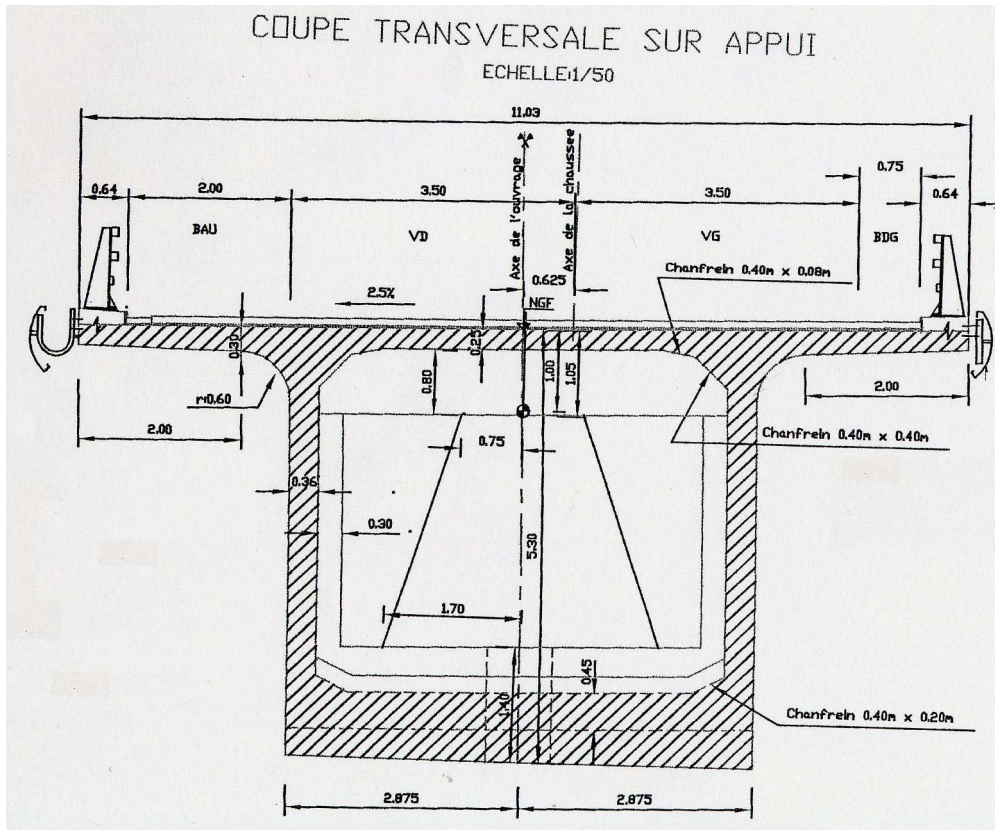


Figure 40: Coupes transversales des sections du pont caisson

On calcule l'inertie longitudinale des âmes en béton pour après adapter les raidisseurs verticaux de la structure SBAM. L'âme de 0,36 m d'épaisseur représente donc :

$$I = \frac{0,36^3}{12} = 0,00389 \text{ m}^4$$

$$E_{cm} \times I = 35000 \times 0,00389 = 136,1 \frac{\text{MPa m}^4}{\text{ml}}$$

3.2. Structure SBAM

On reprend la coupe type montrée en E.3 (page 65):

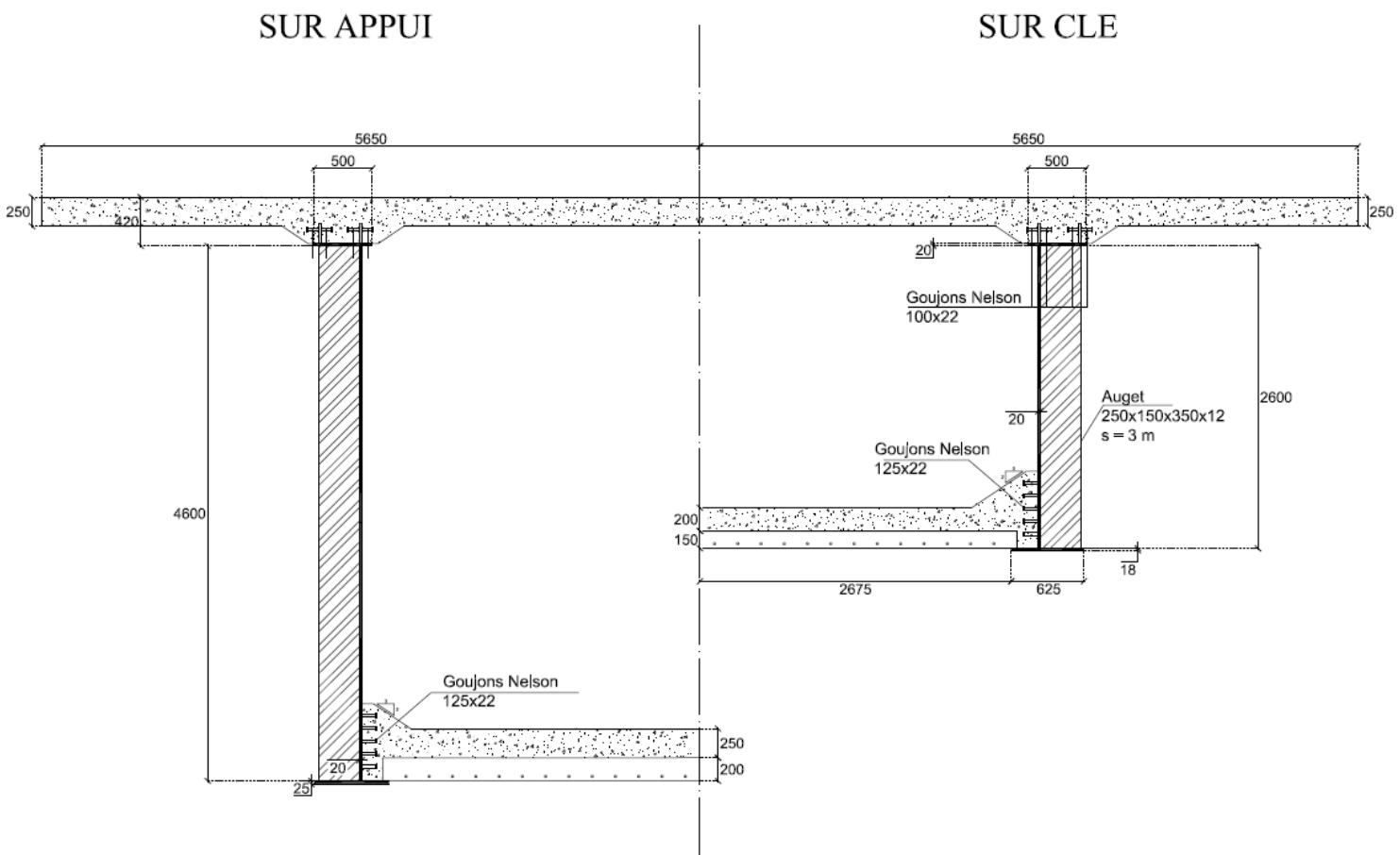


Figure 41: Section transversale SBAM - Pont routier

Le calcul des goujons et des prédalles est disponible dans l'annexe 3.

En ce qui concerne les augets on s'est rapproché de l'inertie longitudinale de l'âme en béton.

4. Exploitation du modèle numérique

Le modèle numérique pour le pont caisson existant prend en compte tout le phasage de construction ainsi que les chargements réglementaires. L'adaptation qu'on fait, consiste à introduire l'outil de calcul du coefficient de réduction et vérifier les critères de dimensionnement. En fonction de ces critères on optimise la précontrainte.

La première analyse sous effet de la précontrainte dimensionnée pour le pont caisson, donne un état de contraintes en fibre inférieure très favorable. On remarque bien que la précontrainte est sur dimensionnée :

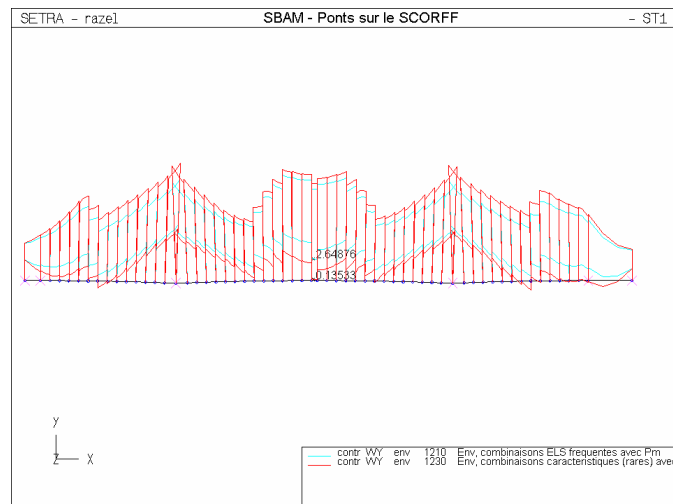


Figure 42: Diagramme de contraintes en fibre inférieure sans optimisation de Pm

Après réduire de 40% tous les câbles d'éclisse et de fléau on obtient un diagramme de contraintes qui satisfait les critères de dimensionnement. On garde le même nombre de câbles extérieurs.

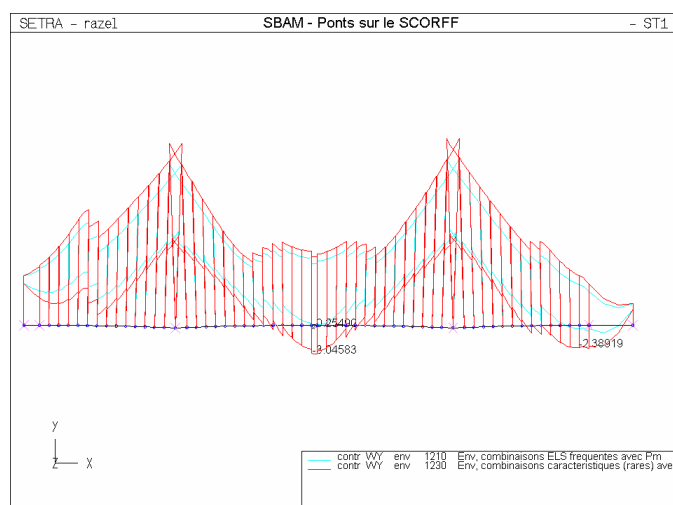


Figure 43: Diagramme de contraintes en fibre inférieure après optimisation de Pm

On montre ci-dessous l'état de contraintes de en fibre inférieur du pont caisson béton pour les mêmes combinaisons de calcul.

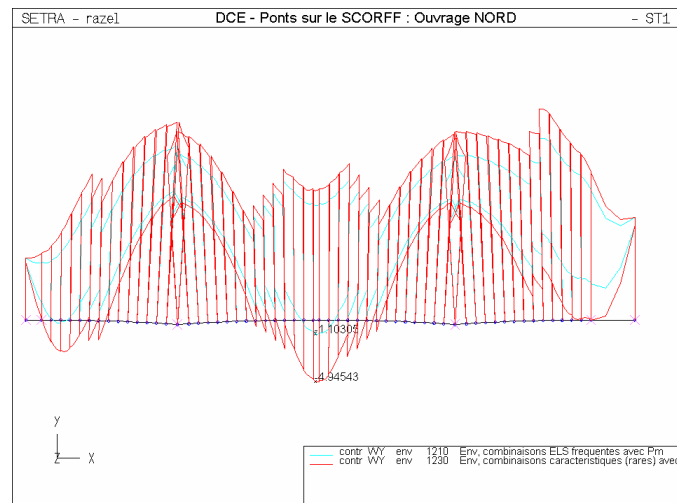


Figure 44: Contraintes fibre inférieur section caisson

On remarque que le calcul du coefficient de réduction converge plus rapidement que dans les calculs précédents. A la troisième itération l'état de contraintes stabilise.

Les résultats du phasage 1007 (voir graphique ci-dessous) représentent l'état de contraintes en fibre inférieur pour $\rho = 1$. Les résultats du phasage 1027 représentent l'état de contraintes pour ρ calculé selon l'annexe E de l'EN 1993-1-5.

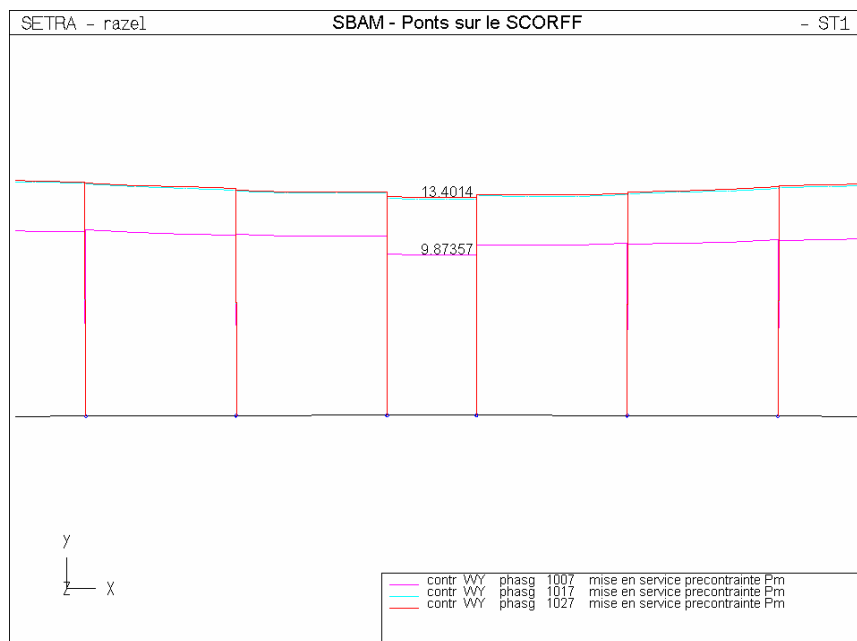


Figure 45: Evolution des contraintes en fibre inférieur à mi travée selon le calcul de ρ

Les diagrammes de sollicitations à l'ELU pour la justification de la section:

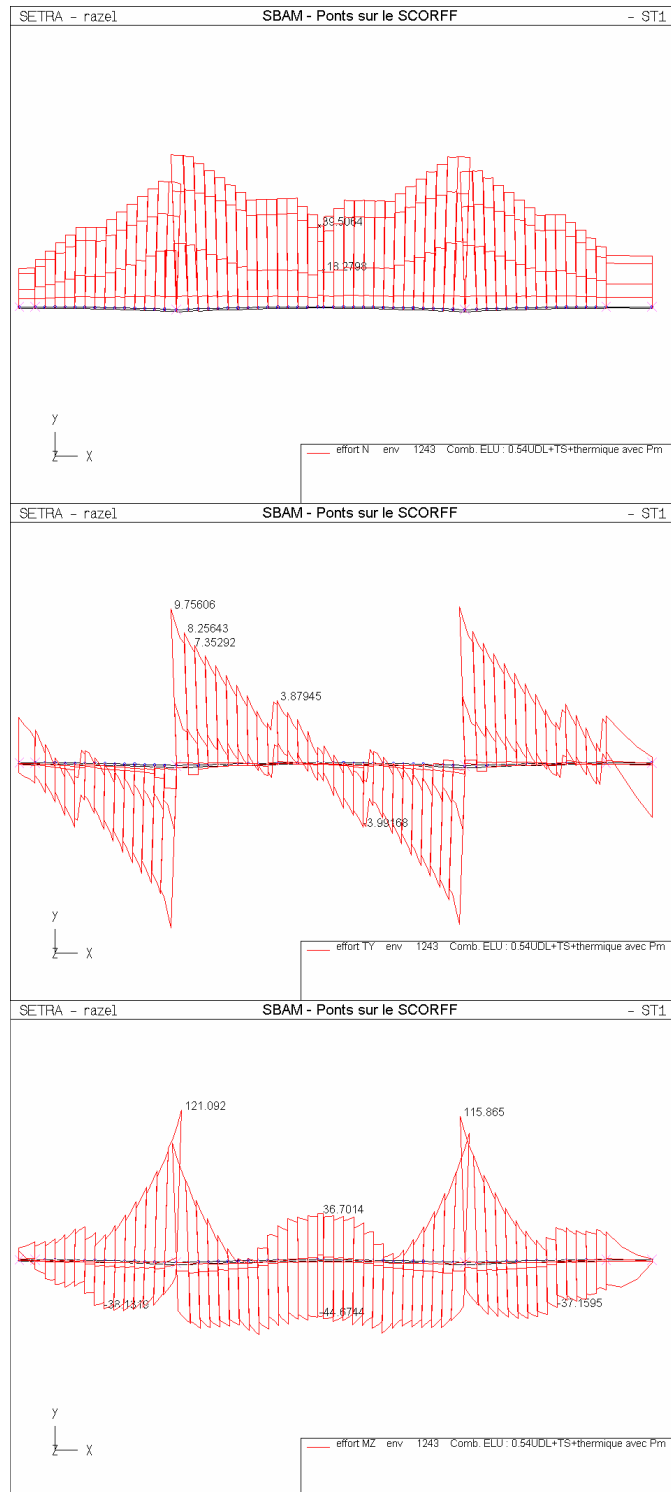


Figure 46: Diagrammes de sollicitations à l'ELU pour justification de la section

4) Finalement on justifie la section selon l'EN 1993-1-5 section 4.4. (Voir annexe 4)

5. Bilan de quantités

Après justifier la section aux ELU on établit le métré de quantités :

QUANTITES		section (m ²)	longueur (m)	Volume (m ³)	poids vol (t/m ³)	Poids total (t)	Qt	total (t)	ratios			
Charpente Métallique	Âme	724,1	0,02	14,48	7,85	114	2	227	86	kg/m ²	-	-
	raidisseurs	0,01	3,6	0,036	7,85	0,28	144	41	15	kg/m ²	-	-
	semelles	0,021	214,51	4,558	7,85	36	2	72	27	kg/m ²	-	-
	Total							340	128	kg/m ²	-	-
Béton	Hourdis sup	1,51	214,51	323,9	2,5	810	2	1620	0,27	m ³ /m ²	668,2	kg/m ²
	Hourdis inf	1,07	214,51	230	2,5	574	2	1148	0,19	m ³ /m ²	473,5	kg/m ²
	Total							2767	0,46	m ³ /m ²	1141,6	kg/m ²

Tableau 13: Métré de la structure SBAM

Selon le devis de la solution de base on obtient le tableau de prix suivant :

	Matériaux	U	P.U. €	Qt	Prix total €
SBAM	Acier	kg	3	339641	1 018 924
	Béton	m ³	380	1107	420 660
	Précontrainte	kg	5	94566,6	472 833
				total	1 912 417 €
Pont Caisson	Béton tablier	m ³	380	1890	718 200
	précontrainte	kg	5	157611	788 055
				total	1 506 255 €
				Delta	+ 406 162 €

Tableau 14: Comparatif de prix Solution SBAM & Caisson béton

Le prix unitaire pris pour le m³ de béton comprend le prix de l'équipage mobile, des coffrages et des armatures passifs. Les quantités de béton ne prennent pas en compte les piles et fondations.

Le chiffrage effectué, donne globalement un prix plus haut pour la structure SBAM. Cependant, les hypothèses prises en compte ont une influence défavorable dans cette évaluation vis-à-vis de la structure mixte.

On renvoie vers le suivant et dernier chapitre où on discutera les résultats obtenus dans les deux exemples ainsi que les conclusions à retenir de cette étude.

CONCLUSION

1. Comportement de la structure béton à âmes métalliques – SBAM

Les analyses menées dans ce rapport, avec toutes les hypothèses considérées, montrent que la structure SBAM a un comportement structurel efficace vis-à-vis de la flexion ainsi que des efforts de précontrainte.

La résistance en flexion est garantie par les hourdis béton et l'âme métallique assure la résistance au cisaillement.

La prise en compte des largeurs efficaces aux états limite de service, basé sur l'utilisation de l'annexe E de l'EN 1993-1-5, permet un dimensionnement de précontrainte optimisé basé sur le comportement réel de l'âme métallique.

2. Méthodes de construction

Les deux méthodes de construction étudiées confirment la tendance démontrée par d'autres études et ouvrages réalisées, qui indiquent la méthode de construction par encorbellements successifs comme la plus favorable à la structure SBAM.

Les fortes réactions d'appuis pendant la phase de construction par la méthode de lancement, contraignent le dimensionnement des éléments métalliques tels que les âmes et les semelles inférieures.

Concernant la méthode par encorbellements successifs, l'exploitation du modèle numérique a montré un bon comportement vis-à-vis des différentes phases de construction. La suppression d'un équipage mobile classique et le délai de construction réduit restent deux avantages majeurs de cette méthode de construction.

3. Compétitivité

Les deux exemples de comparaison effectués ne confirment pas une claire économie de la structure SBAM par rapport aux autres structures. Néanmoins on trouve des indicateurs favorables qui permettent de pouvoir encore supposer cette structure comme une alternative viable.

3.1 SBAM / Bi Poutre Mixte

Dans le premier exemple, l'étude d'un viaduc ferroviaire avec une structure en bi poutre mixte, les dimensionnements réalisés montrent un gain considérable de charpente métallique pour une solution SBAM.

Cependant, l'ajout du hourdis inférieur alourdit la structure la rendant globalement plus lourde que la solution bi poutre mixte. Ceci peut être défavorable en ce qui concerne le dimensionnement des piles et fondations.

L'analyse faite, uniquement pour le tablier, est résumé dans le tableau suivant :

	Matériaux	U	€ / U	Qt.	Prix total	Poids (t)
SBAM	Acier	kg	3	1 059 000	3 177 000 €	1 059
	Béton	m3	300	3 700	1 110 000 €	9 250
	Précontrainte	kg	5	155 000	775 000 €	155
				Total	5 062 000 €	10 464
Bipoutre Mixte	Acier	kg	3	2 266 000	6 798 000 €	2 266
	Béton	m3	300	2 378	713 520 €	5 946
				Total	7 511 520 €	8 212

Tableau 15: Récapitulatif des quantités du 1er exemple

Le prix d'une solution SBAM est, pour le tablier, plus bas.

On insiste sur le fait que lors du calcul effectué on n'a pas pris en compte l'effet des réactions d'appui pendant les différentes phases de construction vis-à-vis du dimensionnement de la charpente métallique. Ce qui est défavorable pour la structure SBAM.

Ainsi, on conclut que, selon les hypothèses prises en compte, la structure SBAM est bien compétitive vis-à-vis d'une solution bi poutre mixte.

Néanmoins, on émet des réserves, comme justifié ci-avant, vis-à-vis de la méthode de construction par lancement/poussage.

3.2 SBAM / Pont Caisson Béton

Cette comparaison est allée plus loin que la précédente, car le modèle numérique utilisé était plus détaillé au niveau du phasage de construction. De plus, on connaît les quantités utilisées lors de la construction de ce viaduc

Etant une structure plus légère que le caisson béton, la structure SBAM permet une réduction de 40% sur le câblage intérieur des fléaux. Cependant, la quantité de charpente métallique à mettre en place reste significative, ce qui a une conséquence défavorable sur le prix de la structure.

La quantité de béton à couler est, évidemment, assez réduite dans la structure SBAM par rapport au caisson béton. Par ailleurs, le coulage du béton de tablier n'exige pas un équipage mobile et permet un avancement plus rapide.

La comparaison des prix montre, malgré les constatations faites précédemment, un prix plus élevé pour la structure SBAM.

	Matériaux	U	P.U. €	Qt	Prix total €
SBAM	Acier	kg	3	339641	1 018 924
	Béton	m3	380	1107	420 660
	Précontrainte	kg	5	94567	472 833
				total	1 912 417 €
Pont Caisson	Béton tablier	m3	380	1890	718 200
	précontrainte	kg	5	157611	788 055
				total	1 506 255 €
				Delta	+ 406 162 €

Tableau 16: Récapitulatif des quantités du 2ème exemple

Certes la différence de prix est non négligeable mais on reste convaincus que la structure SBAM est encore compétitive vis-à-vis du pont caisson.

La justification vient du fait que les hypothèses prises en compte, pour déterminer la valeur du prix unitaire de béton, sont basées sur le devis original du viaduc étudié. Quelques paramètres utilisés ne sont pas valables (ou sont moins importants) pour la structure SBAM, à savoir :

- Le coût de l'équipage mobile qui n'est pas négligeable et, comme on a déjà évoqué avant, est fortement réduit dans la structure mixte envisagée.
- Le prix unitaire prend en compte les coffrages du pont caisson. Les coffrages utilisés pour une structure SBAM sont beaucoup plus simples et en conséquence moins chers.
- Les quantités montrées concernent uniquement le tablier et donc on n'a pas l'aperçu des gains probables au niveau des piles et fondations. On rappelle que le tablier SBAM représente 66 % du poids du tablier en caisson béton.

On est amené à conclure que l'ensemble de l'ouvrage avec un tablier en structure SBAM rattrapera au niveau prix la structure en caisson béton.

Pour finir, l'analyse menée a démontré que la structure est faisable et démontre un très bon comportement structurel. Vis-à-vis de la compétitivité on n'a pas formellement prouvé qu'elle soit moins chère mais on a obtenu des très bons indicateurs. Reste maintenant à la concrétiser par la construction d'un ouvrage expérimental. Il serait intéressant de poursuivre cette étude par une analyse plus détaillée des dispositions constructives et les méthodes de construction.

Bibliographie

Ouvrages imprimés

- [1] GUIDE METHODOLOGIQUE – EUROCODES 3 ET 4 – APPLICATION AUX PONTS-MIXTES ACIER BETON, SETRA, 3^{ème} Trimestre 2007.
- [2] EUROCODE 3. *Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, EN 1993-1.1, Comité Européen de Normalisation, Février 2006.
- [3] EUROCODE 4. *Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 2 : Règles générales et règles pour les ponts*, NF EN 1994-2, Comité Européen de Normalisation, Février 2006.
- [4] PEYRAC, Pierre. *Manuel d'utilisation ST1, version 2.04*. SETRA, 1999
- [5] EUROCODE 3. *Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques Planes*, EN 1993-1-5, Comité Européen de Normalisation, Avril 2009.
- [6] EUROCODE 2. *Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, EN 1992-1-1, Comité Européen de Normalisation, Octobre 2005.
- [7] Guide des ponts poussés. Association Française de Génie Civil, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées. Juillet 1999
- [8] RAOUL, Joël et autres. *Construction Métallique et mixte acier-béton. Tome 1 : Calcul des composantes*. ENPC 2007/2008
- [9] RAOUL, Joel et autres. *Construction Métallique et mixte acier-béton. Tome 3 : Conception et calcul des Ponts*. ENPC 2007/2008
- [10] Ponts Mixtes ACIER-BETON – *Un guide pour des ouvrages innovants, Projet National MIKTI*. Presses des Ponts, IREX, 2010.
- [11] Guide de Conception – *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. SETRA, 2003.
- [12] B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg, *COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS"* First Edition, October 2007.
- [13] COMBRI 2006 – *Competitive steel and composite bridges by improved steel plated structures - Final Report*. RFCS, European Research Project, Brussels, 2006. – PARTIES I & II

Chapitre dans un ouvrage imprimé

- [1] EUROCODE 1. Section 6 : Actions du trafic ferroviaire et autres actions spécifiques sur les ponts ferroviaires. EN 1991-2 :2003
- [2] Thomasson, P-O, *Thin-walled C-Shaped Panels in Axial Compression*, Swedish Council for Building Research, Document D1 :1978, ISBN 91-540-2810-5

Travaux universitaires

- [1] HAUSWALD, Frédéric. *Etude d'une structure mixte précontrainte*. PFE, ENPC, 88 pages.
- [2] BACHRI, El Bachir. PFE, ENPC, 2007, 79 pages.
- [3] PASCUAL, David. *Etude du comportement et des méthodes de réalisation d'un caisson de pont en béton précontraint composé de deux hourdis précontraints et de deux âmes métalliques sans raidisseurs longitudinaux*, TFE, ENPC, 2008, 84 pages.

Sites web consultés

- [1] Site de Gmsh (en anglais)
Manuel de référence, tutorial interactif
<http://www.geuz.org/gmsh/>
- [2] Structurae
Galerie et base de données internationale d'ouvrages d'art
www.fr.structurae.de
- [3] Intranet Razel
Applications et fiches sur les ouvrages construits
matris.razel.ris

Articles de périodiques imprimés

- [1] Ouvrages d'Art, SETRA. Mars 1993, N° 14, page 7-12
- [2] Ouvrages d'Art, SETRA. Décembre 2009, N° 62, page 2-7

ANNEXES

Liste des annexes

Annexe 1 Calcul d'une section type selon l'EN 1993-1-5	82
Annexe 2 Calcul d'une section mixte PRS+Dalle béton.....	84
Annexe 3 Calculs de dimensionnement des goujons de connexion	86
Annexe 4 Vérification de la section mixte SBAM aux efforts ELU	88
Annexe 5 Dimensionnement de l'hourdis supérieur avec prise en compte du comportement caisson	90
Annexe 6 Code de l'outil de calcul du coefficient de réduction par le logiciel ST1	92

Annexe 1 Calcul d'une section type selon l'EN 1993-1-5

Pour effectuer ce calcul on a utilisé la section 4 de l'EN 1993-1-5. On présente ici les calculs itératifs et aussi les analyses menées à l'évolution du coefficient de réduction.

Annexe 2 Calcul d'une section mixte PRS+Dalle béton

Annexe 3 Calculs de dimensionnement des goujons de connexion

Ces calculs manuels prennent en compte les différentes inerties des âmes étudiées. Le comportement du type caisson entraîne un moment d'encastrement au droit de la connexion entre l'hourdis et la semelle supérieure.

On compare les efforts pour les différents types de raidisseurs envisagés. On fait aussi une comparaison avec les âmes APT.

Annexe 4 Vérification de la section mixte SBAM aux efforts ELU

On utilise le même outil montré en annexe 1.

Annexe 5 Dimensionnement de l'hourdis supérieur avec prise en compte du comportement caisson

Pour ce calcul on utilise d'abord un logiciel aux éléments finis pour modéliser notre dalle en béton encastrée au droit des appuis. Puis, utilisant un modèle à barres on a appliqué les efforts obtenus par le modèle aux éléments finis et on a ajouté les moments.

Cette démarche est illustrée dans l'image 34, page 63.

Annexe 6 Code de l'outil de calcul du coefficient de réduction par le logiciel ST1

Annexe 7 Autres expériences professionnelles

Lors de mon stage chez Razel Techniques&Méthodes j'ai été amené à travailler avec les ingénieurs et projeteurs du service sur d'autres projets

J'ai participé notamment à:

- La vérification des plans de ferrailage des issues de secours du Tunnel du Landy.
- La modélisation d'un outil de calcul des massifs enterrés.
- Le récolement et trie des logiciels de calcul du service.
- La réalisation d'une nomenclature d'aciers pour un appel d'offre en bâtiment nucléaire.
- Le pré dimensionnement d'une poutre en béton armé de 30 m de portée.