COMBRI
GUIDE DE CONCEPTION

PARTIE I
APPLICATION DES RÈGLES EUROCODES

Projet financé par le Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier dans le cadre d'un programme de l'Union européenne.

Universität Stuttgart Germany

labein tecnalia

RWTH AACHEN UNIVERSITY

Universite de Liège

ctica

Sétra

Bien que toutes les précautions aient été prises pour garantir la sincérité et la qualité de la présente publication ainsi que des informations qu'elle contient, les partenaires du projet ainsi que l'éditeur déclinent toute responsabilité pour tout dommage matériel ou corporel éventuel pouvant découler de l'utilisation de cette publication et des informations qu'elle contient.

Première Edition
Copyright © 2008 Tous droits réservés par les partenaires du projet
La reproduction à des fins non-commerciales est autorisée sous réserve que la source soit citée et que le coordinateur du projet en soit averti. Toute diffusion publique de la présente publication par d'autres sources que les sites internet mentionnés ci-dessous est soumise à l'autorisation préalable des partenaires du projet. Les demandes doivent être adressées au coordinateur du projet :

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf / Institute for Structural Design
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Germany
Téléphone: +49-(0)711-685-66245
Fax: +49-(0)711-685-66236
E-mail: sekretariat@ke.uni-stuttgart.de

Le présent document ainsi que les autres document relatifs au projet de recherche COMBRI+RFS-CR-03018 « Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures » et au projet de diffusion consécutif RFS2-CT-2007-00031 « Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges », qui ont été cofinancés par le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier (FRCA) de la Communauté Européenne, sont librement disponibles sur les sites internet des partenaires du projet ci-dessous :

Belgique	www.argenco.ulg.ac.be
France	www.cticm.com
Allemagne	www.uni-stuttgart.de/ke, www.stb.rwth-aachen.de
Espagne	www.labein.es, www.apta.org.es
Suède	cee.project.ltu.se

Imprimé en France

Photos de couverture (de gauche à droite) :
Pont sur la vallée de Haseltal, Allemagne,2006 (© KE))
Pont sur la vallée de Dambachtal, Allemagne,2005 (© KE)
Viaduc sur la Dordogne, sur l'autoroute A20 près de Souillac, France,2000 (© Sétra)

PRÉFACE

Ce manuel constitue l'un des résultats du projet de recherche RFS-CR-03018 « Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures » [7] et du projet de valorisation consécutif RFS2-CT-2007-00031 « Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges » financés par le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier (FRCA) de la Communauté Européenne. Ce projet de recherche du FRCA a permis l'acquisition de connaissances essentielles pour l'amélioration de la compétitivité des ponts mixtes et en acier, qui ont été intégrées dans le présent manuel de dimensionnement et ont également été présentées dans le cadre de plusieurs séminaires et ateliers. Ce manuel est subdivisé en deux parties afin de permettre au lecteur de disposer de documents clairs et concis :

► Partie I : Application des règles Eurocodes

Au cours du projet de recherche, les différentes bases à partir desquelles chaque partenaire applique et interprète les règles des Eurocodes ont été rassemblées, et une synthèse européenne des informations fondamentales et des connaissances générales a été élaborée. Pour illustrer ces précieuses informations, deux structures de ponts mixtes - un pont bipoutre et un pont à poutre-caisson - sont étudiées dans cette partie sous forme d'exemples de calcul pour lesquels les connaissances acquises sont rédigées de façon descriptive. Ces exemples comprennent des références aux règles courantes des Eurocodes.

► Partie II : Etat de l'art et conceptions nouvelles des ponts en acier et des ponts mixtes

Les pratiques nationales dans le domaine du calcul des ponts peuvent être différentes, et, par conséquent, cette partie présente tout d'abord des types de ponts construits dans les pays des partenaires du projet : Allemagne, Belgique, Espagne, France et Suède. Ces exemples, qui reflètent la pratique en vigueur dans ces pays, présentent des types de ponts courants et des ponts inhabituels destinés à résoudre des problèmes particuliers, ainsi que certaines solutions faisant partie de projets de développement. Cette partie présente ensuite une discussion des améliorations pouvant être apportées au dimensionnement des ponts mixtes et en acier, et souligne les possibilités et les restrictions données par les règles courantes des Eurocodes.

En outre, les caractéristiques du logiciel ***EB****Plate* développé dans le cadre du projet de recherche afin de déterminer les contraintes de flambement critique élastique, sont présentées dans son application contribuant au dimensionnement des ponts.

Enfin, les auteurs de ce manuel de dimensionnement expriment leur reconnaissance pour l'appui et l'aide financière accordés par le Fonds de Recherche pour le Charbon et l'Acier (FRCA) de la Communauté Européenne.

Prof. Dr.-Ing Ulrike Kuhlmann, Dipl.-Ing. Benjamin Braun
Universität Stuttgart, Institute of Structural Design / Institut für Konstruktion und Entwurf (KE)

Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann, Dipl.-Ing. Johannes Naumes
RWTH Aachen University, Institute for Steel Structures

Pierre-Olivier Martin, Yvan Galéa
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM)

Prof. Bernt Johansson; Prof. Peter Collin, MSc Jörgen Eriksen
Luleå University of Technology, Division of Steel Structures (LTU)

Hervé Degée, Nicolas Hausoul
Université de Liège, ArGEnCo departement

José Chica
Fundación LABEIN

Joël Raoul, Laurence Davaine, Aude Petel
Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (Sétra)

Septembre 2008

A E E A RE

R C E E

1.1 Introduction 1

1.2 Structure du document 3

E CRP A ER E A A E A E

2.1 Pont bipoutre 5

2.1.1 Elévation longitudinale 5

2.1.2 Section transversale 5

2.1.3 Répartition de l'acier dans les poutres principales 5

2.1.4 Phasage de construction 11

2.2 Pont caisson 15

2.2.1 Elévation longitudinale 15

2.2.2 Section transversale 15

2.2.3 Répartition de l'acier 17

2.2.4 Phasage de construction 19

2.3 Données générales communes 25

2.3.1 Armatures de la dalle béton 25

2.3.1.1 Description 25

2.3.1.2 Modélisation de la dalle pour le calcul de la flexion globale 25

2.3.2 Propriétés des matériaux 29

2.3.2.1 Acier 29

2.3.2.2 Béton 29

2.3.2.3 Armatures 31

2.3.2.4 Coefficients partiels pour les matériaux 31

2.3.3 Actions 31

2.3.3.1 Charges permanentes 33

2.3.3.2 Retrait du béton 35

2.3.3.3 Fluage – Coefficient d'équivalence 37

2.3.3.4 Charges dues au traffic 39

2.3.3.5 Torsion 47

2.3.3.6 Gradient thermique 49

2.3.4 Combinaisons d'actions 49

2.3.4.1 Situations de calcul 49

2.3.4.2 Remarques générales 49

2.3.4.3 Combinaisons ELU autres que la fatigue 51

2.3.4.4 Combinaisons ELS 51

2.4 Analyse globale 53

2.4.1 Généralités 53

2.4.1.1 Prise en compte de la fissuration du béton 53

2.4.1.2 Prise en compte du traînage de cisaillement dans la dalle 53

2.4.2 Sollicitations et contraintes 53

2.4.2.1 Modèle numérique 53

2.4.2.2 Largeurs efficaces 55

2.4.2.3 Détermination des zones fissurées sur les appuis intermédiaires 63

2.4.2.4 Retrait et zones fissurées 65

2.4.2.5 Organisation des calculs de l'analyse globale 65

2.4.2.6 Résultats 69

ER F CA E EC RA ER A E

3.1 Pont bipoutre 79

3.1.1 Généralités 79

3.1.2 Vérification de la section transversale au droit de la culée C0 81

3.1.2.1 Géométrie 81

3.1.2.2 Propriétés des matériaux 83

3.1.2.3 Sollicitations 85

3.1.2.4 Classe de la section 85

3.1.2.5 Analyse plastique de section 87

3.1.3 Vérification de la section à mi-portée de la première travée (C0-P1) 95

3.1.3.1 Géométrie 95

3.1.3.2 Propriétés des matériaux 95

3.1.3.3 Sollicitations 95

3.1.3.4 Détermination de la classe de la section 95

3.1.3.5 Analyse plastique de section 95

3.1.4 Vérification de la section à mi-portée de la travée P1-P2 97

3.1.4.1 Géométrie 97

3.1.4.2 Propriétés des matériaux 99

3.1.4.3 Sollicitations 101

3.1.4.4 Détermination de la classe de la section 101

3.1.4.5 Analyse plastique de la section 103

3.1.5 Vérification de la section sur appui intermédiaire P2 109

3.1.5.1 Sous-panneau 1 - Géométrie 109

3.1.5.2 Sous-panneau 1 - Propriétés des matériaux 111

3.1.5.3 Sous-panneau 1 - Sollicitations 113

3.1.5.4 Sous-panneau 1 - Détermination de la classe de la section 113

3.1.5.5 Sous-panneau 1 - Analyse élastique de section 117

3.1.5.6 Sous-panneau 2 - Géométrie 129

3.1.5.7 Sous-panneau 2 - Propriétés des matériaux 129

3.1.5.8 Sous-panneau 2 - Sollicitations 129

3.1.5.9 Sous-panneau 2 - Détermination de la classe de la section 129
3.1.5.10 Sous panneau 2 - Analyse élastique de la section.....129
3.1.5.11 Sous-panneau 3 - Géométrie 133
3.1.5.12 Sous-panneau 3 - Propriétés des matériaux 135
3.1.5.13 Sous-panneau 3 - Sollicitations 135
3.1.5.14 Sous-panneau 3 - Détermination de la classe de la section 135
3.1.5.15 Sous-panneau 3 - Analyse élastique de la section.....135

3.2 Pont caisson 141

3.2.1 Généralités.....141
3.2.2 Vérification de la section à mi-portée de la travée P1-P2.....141
3.2.2.1 Géométrie 141
3.2.2.2 Caractéristiques des matériaux 143
3.2.2.3 Sollicitations 145
3.2.2.4 Réduction de la section due aux effets du traînage de cisaillement 145
3.2.2.5 Détermination de la Classe de la section 147
3.2.2.6 Vérification de la résistance à la flexion 149
3.2.2.7 Vérification de la résistance à l'effort tranchant.....149
3.2.2.8 Interaction entre moment et effort tranchant 153
3.2.3 Vérification de la section sur l'appui intermédiaire P3 155
3.2.3.1 Géométrie 155
3.2.3.2 Propriétés des matériaux.....157
3.2.3.3 Sollicitations 159
3.2.3.4 Propriétés mécaniques de la section brute 159
3.2.3.5 Aire efficace de la semelle inférieure.....161
3.2.3.6 Aire efficace de l'âme 177
3.2.3.7 Vérification de la résistance à la flexion 183
3.2.3.8 Vérification de la résistance à l'effort tranchant.....185
3.2.3.9 Interaction entre le moment et l'effort tranchant 195

ER F CA E P A E E C R C

4.1 Pont bipoutre 199

4.1.1 Généralités.....199
4.1.2 Vérifications d'après les sections 6 et 7 de l'EN 1993-1-5 203
4.1.3 Vérifications d'après la section 10 de l'EN 1993-1-5 205
4.1.4 Résultats 213

4.2 Pont caisson 215

4.2.1 Généralités.....215
4.2.2 Vérification d'après la section 6 de l'EN 1993-1-5.....221
4.2.2.1 Situation de lancement n°1 221
4.2.2.2 Situation de lancement n°2 227
4.2.2.3 Situation de lancement n°3 227

4.2.3 Vérification d'après la section 10 de l'EN 1993-1-5 229
4.2.3.1 Panneau d'âme (situation de lancement n°1 seulement) 229
4.2.3.2 Tôle de fond de caisson 247
4.2.4 Résultats 267
RE E
RÉFÉRE CE
E E F RE
E E A E

A

a	Longueur d'un panneau d'âme entre deux raidisseurs verticaux (indices possibles : p, w)
b_b	Largeur de la semelle inférieure
b_{bf}	Largeur de la semelle inférieure de la poutre
b_{eff}	Largeur efficace de la dalle béton
b_i	Largeur réelle de dalle associée à la poutre principale
b_{tf}	Largeur de la semelle supérieure de la poutre
b_p	Largeur de panneau
b_{slab}	Epaisseur de la dalle béton
b_{sub}	Largeur d'un sous-panneau de semelle inférieure
b_0	Entraxe entre les connecteurs des rangées externes
b_1	Distance entre les âmes d'un raidisseur en auget
b_2	Largeur de semelle d'un raidisseur en auget
b_3	Largeur d'âme de raidisseur
c_{bf}	Partie de la semelle inférieure soumise à la compression
c_w	Partie de l'âme soumise à la compression
c_{lr}	Distance entre l'axe de la nappe supérieure d'armature et la face externe de la dalle
c_{ur}	Distance entre l'axe de la nappe inférieure d'armature et la face externe de la dalle
e	Epaisseur de la dalle béton
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
f_{ck}	Valeur caractéristique de la résistance à la compression d'un cylindre en béton à 28 jours
$f_{ctk,0.05}$	Fractile à 5% de la résistance caractéristiques en traction axiale
$f_{ctk,0.95}$	Fractile à 95% de la résistance caractéristiques en traction axiale
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction axiale
f_{cm}	Valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 jours
f_{sk}	Limite d'élasticité de l'acier des armatures
f_u	Résistance ultime de l'acier
f_y	Limite d'élasticité de l'acier (indices possible : w, tf, tf1, tf2, tst, p)
f_{yd}	Limite d'élasticité de calcul (indices possibles : w, tf, tf1, tf2, tst, p)
h	Hauteur de la poutre
$h_{a,seff}$	Axe Neutre Elastique (ANE) efficace de la partie en acier seule
h_{eff}	Axe Neutre Elastique (ANE) efficace de la section mixte
h_w	Hauteur de l'âme de la poutre
$h_{w,eff}$	Hauteur efficace de la partie comprimée de l'âme de la poutre
$h_{we1,2}$	Répartition des hauteurs efficaces dans la partie comprimée de l'âme
h_{st}	Hauteur de raidisseur
k_σ	Coefficient de voilement critique pour les contraintes normales
k_τ	Coefficient de voilement critique pour les contraintes de cisaillement

$k_{\tau,st}$	Coefficient de voilement critique pour les contraintes de cisaillement d'une plaque avec raidisseurs longitudinaux
m_q	Moment de torsion dû aux charges réparties
n_{lr}	Nombre d'armatures dans la nappe inférieure
n_0	Coefficient d'équivalence acier/béton pour les charges à court terme
n_L	Coefficient d'équivalence acier/béton pour les charges à long terme
n_{st}	Nombre de raidisseurs régulièrement espacés sur la semelle inférieure
n_{ur}	Nombre d'armatures dans la nappe supérieure
p	Périmètre de la dalle béton
q	Charges excentriques réparties dues au trafic
q_{fk}	Valeur caratéristique de la charge uniformément répartie due aux piétons et aux cyclistes
q_{min}	Valeur minimum de la charge linéique due aux équipements du pont
q_{max}	Valeur maximum de la charge linéique due aux équipements du pont
q_{nom}	Valeur nominale de la charge linéique due aux équipements (non structuraux) du pont
s_{lr}	Espacement dans la nappe inférieure d'armature de la dalle béton
s_{ur}	Espacement dans la nappe supérieure d'armature de la dalle béton
t	Epaisseur de plaque (indices possibles : tf, tf1, tf2, p, w, st)
t	Temps
t_0	Âge du béton mis en place à chaque phase de construction
t_f	Epaisseur de semelle (indices possible : 1, 2)
t_{ini}	Temps lors de la mise en service
t_{slab}	Epaisseur de la dalle béton
t_{st}	Epaisseur de raidisseur
$t_{st,eq}$	Epaisseur équivalente d'un raidisseur d'âme
t_w	Epaisseur de l'âme
w	Largeur des voies de circulation
x	Abscisse d'une section du pont
z	Position du centre de gravité de la section
z_{na}	Position du centre de gravité de la section mixte
z_{pl}	Position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) de la section

[illegible]

A_a	Aire de la partie en acier de la section transversale
A_{abf}	Aire de la semelle inférieure
$A_{a,\ eff}$	Aire efficace de la partie en acier de la section
A_{atf}	Aire de la semelle supérieure (indices possibles : 1, 2)
A_{aw}	Aire de l'âme
A_c	Aire totale de la dalle béton ; Aire brute de la semelle inférieure raidie, ignorant les parties maintenues par les plaques adjacantes
$A_{c.eff.loc}$	Aire locale efficace de la semelle inférieure raidie
A_{clr}	Aire de la partie de dalle en béton située sous la nappe inférieure d'armature

A_{clur}	Aire de la partie de dalle en béton située entre les nappes inférieure et supérieure d'armature
A_{cur}	Aire de la partie de dalle en béton située au-dessus la nappe supérieure d'armature
A_{eff}	Aire efficace de la section mixte
A_{slr}	Aire d'une barre d'armature dans la nappe inférieure de la dalle
A_{stw}	Aire de la section transversale d'un raidisseur d'âme
A_{sur}	Aire d'une barre d'armature dans la nappe supérieure de la dalle
A_{tot}	Aire brute d'une section transversale mixte du pont
A_{tslr}	Aire totale de la nappe inférieure d'armature de la dalle
A_{tsur}	Aire totale de la nappe supérieure d'armature de la dalle
E_a	Module d'élasticité de l'acier
E_{cm}	Module d'élasticité du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier d'armature
G_k	Valeur caractéristique de l'effet des actions permanentes
$G_{k,inf}$	Valeur caractéristique d'une action permanente dont l'effet est *favorable* (valeur nominale du poids propre et valeur minimale de l'action des équipements non structuraux) – cette valeur prend en compte le phasage de construction.
$G_{k,sup}$	Valeur caractéristique d'une action permanente dont l'effet est *défavorable* (valeur nominale du poids propre et valeur maximale de l'action des équipements non structuraux) – cette valeur prend en compte le phasage de construction.
I	Inertie de flexion
$I_{a,eff}$	Inertie de flexion de la partie en acier seule
I_{eff}	Inertie de flexion de la section efficace
I_t	Inertie de torsion de Saint Venant
I_{tot}	Inertie de flexion de la section brute mixte
I_Δ	Inertie de flexion par rapport à un axe horizontal Δ situé à l'interface acier/béton
L_e	Longueur équivalente de travée pour la section considérée
L_i	Longueur de la travée *i*
$M_{a,Ed}$	Valeur de calcul du moment de flexion agissant sur la section en acier
$M_{c,Ed}$	Valeur de calcul du moment de flexion agissant sur la section mixte
$M_{f,Rd}$	Valeur de calcul du moment de flexion résistant plastique de la section transversale composée uniquement des semelles
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment de flexion
$M_{pl,Rd}$	Valeur de calcul du moment résistant plastique
M_Q	Moment de torsion dû aux charges concentrées
N_a	Valeur de calcul de la résistance de l'acier
N_{abf}	Valeur de calcul de la résistance de la semelle inférieure
N_{atf}	Valeur de calcul de la résistance de la semelle supérieure
N_{aw}	Valeur de calcul de la résistance de l'âme
N_c	Valeur de calcul de la résistance du béton en compression
N_{clr}	Valeur de calcul de la résistance du béton en compression situé sous la nappe inférieure d'armature
N_{cur}	Valeur de calcul de la résistance du béton en compression situé au-dessus de la nappe supérieure d'armature

N_{clur}	Valeur de calcul de la résistance du béton en compression situé entre les deux nappes d'armature
N_{sl}	Valeur de calcul de la résistance de la nappe inférieure d'armature
N_{su}	Valeur de calcul de la résistance de la nappe supérieure d'armature
Q	Charges ponctuelles et excentrées dues au trafic
Q_{k1}	Valeur caractéristique de l'action principale 1
$Q_{ki,i\geq 2}$	Valeur caractéristique de l'action d'accompagnement i
S	Enveloppe des valeurs caractéristiques des sollicitations internes (ou des déformations) due au retrait du béton
S_{na}	Moment statique de l'aire brute mixte
TS_k	Enveloppe des valeurs caractéristiques des sollicitations internes (ou déformations) dues aux charges concentrées verticales du modèle de charges LM1 de l'EN 1991-2
UDL_k	Enveloppe des valeurs caractéristiques des sollicitations internes (ou déformations) dues aux charges verticales uniformément réparties dues au modèle de charges LM1 de l'EN 1991-2.
$V_{b,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance au voilement par cisaillement
$V_{bf,Rd}$	Valeur de calcul de la contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement
$V_{bw,Rd}$	Valeur de calcul de la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant
$V_{Ed,\ proj}$	Valeur de calcul de la projection de l'effort tranchant dans le plan de l'âme
V_{Rd}	Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant
$V_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique à l'effort tranchant
$V_{pl,a,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant appliquée à la partie acier

α	Coefficient ; angle ; ratio en hauteur de la partie comprimée
α_{Qi}	Coefficient d'ajustement des charges concentrées TS du modèle LM1 sur la voie n° (i = 1, 2, …)
α_{qi}	Coefficient d'ajustement des charges uniformément réparties UDL du modèle LM1 sur la voie n° (i =1, 2,…)
α_{qr}	Coefficient d'ajustement dans le modèle de charges LM1 pour les aires résiduelles
β	Coefficient de réduction pour les effets du traînage de cisaillement
γ_C	Coefficient partiel pour la résistance du béton
γ_M	Coefficient partiel pour la résistance de l'acier structural
γ_{M0}	Coefficient partiel pour la résistance de l'acier (plasticité, instabilités locales)
γ_{M1}	Coefficient partiel pour la résistance (instabilités d'éléments)
γ_{M2}	Coefficient partiel pour la résistance (résistance des assemblages)
$\gamma_{M,ser}$	Coefficient partiel pour la résistance de l'acier aux Etats Limites de Service (ELS)
γ_S	Coefficient partiel pour la résistance pour l'acier des armatures
ε	Déformation ; coefficient $\sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y}}$ (indices possibles : tf, tf1, tf2, p, w, st)
ε_{ca}	Déformation de retrait endogène

ε_{cd}	Déformation de retrait de dessication
ε_{cs}	Déformation totale de retrait
η	Coefficient sur la résistance de l'acier
η_1 η_3	Rapports entre les contraintes appliquées et la résistance de l'acier
$\bar{\eta}_1$ $\bar{\eta}_3$	Rapports entre les forces appliquées et la résistance de l'acier
θ_ω	Angle d'inclinaison de l'âme par rapport à la verticale
κ	Coefficient pour prendre en compte le traînage de cisaillement
$\bar{\lambda}$	Elancement réduit (indices possibles : c, p, w, LT, op)
μ	Moment d'inertie
ν	Coefficient de Poisson
σ_{abfu}	Contrainte dans la fibre supérieure de la semelle inférieure
σ_{abfl}	Contrainte dans la fibre inférieure de la semelle inférieure
σ_{atfl}	Contrainte dans la fibre inférieure de la semelle supérieure
σ_{atfu}	Contrainte dans la fibre supérieure de la semelle supérieure
σ_c	Contrainte de traction dans la fibre supérieure de la dalle béton
σ_{cr}	Contrainte critique de voilement élastique de plaque
σ_E	Contrainte de référence d'Euler
σ_{Ed}	Valeur de calcul d'une contrainte dans la section
σ_{tslr}	Contrainte dans la nappe inférieure d'armature de la dalle béton
σ_{tsur}	Contrainte dans la nappe supérieure d'armature de la dalle béton
$\sigma_{sup,reinf}$	Contraintes maximales aux ELU dans la nappe supérieure d'armature de la dalle béton, dans les zones fissurées, sous moment négatif
ρ	Coefficient de réduction (≤ 1,0) pour l'aire efficace d'une section transversale
ρ_c	Coefficient de réduction pour la largeur efficace[p]
ρ_s	Taux d'armatures d'une section béton
τ_{cr}	Contrainte critique de voilement élastique par cisaillement
τ_{Ed}	Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement dans la section
φ	Fonction de fluage
ϕ	Diamètre des barres d'armatures du béton de la dalle
ϕ_{lr}	Diamètre des barres d'armatures de la nappe inférieure de la dalle
ϕ_{ur}	Diamètre des barres d'armatures de la nappe supérieure de la dalle
χ	Coefficient de réduction (≤ 1) pour voilement (indices possibles : c, p, w)
ψ	Rapport entre les contraintes sur les bords opposés d'un plaque (indice possible : w)
ψ_L	Multiplicateur de fluage
ψ_0	Coefficient pour la combinaison d'une action variable
ψ_1	Coefficient pour la valeur fréquente d'une action variable
ψ_2	Coefficient pour la valeur quasi-permante d'une action variable
Ω	Aire délimitée par les plans moyens dans éléments constituant une section fermée en caisson

1 INTRODUCTION ET OBJET

1.1 INTRODUCTION

Au cours du projet de recherche COMBRI [7] qui est à l'origine de ce manuel de dimensionnement, les différentes bases à partir desquelles chaque partenaire applique et interprète les règles des Eurocodes ont été rassemblées, et une synthèse européenne des informations fondamentales et des connaissances générales a été élaborée. Pour faciliter la mise en œuvre des Eurocodes EN 1993-1-5, EN 1993-2 et EN 1994-2 en ce qui concerne les vérifications du voilement de plaque, il a été décidé de traiter deux ponts mixtes acier-béton - un pont bipoutre et un pont à poutre-caisson - afin de présenter les connaissances actuelles par le biais d'exemples de calcul. Ce guide est centré principalement sur l'application et l'interprétation des règles Eurocodes concernant la résistance des plaques planes au voilement, et l'ensemble du dimensionnement des ponts n'est pas couvert. Dans ce contexte, la Figure 1-1 montre le nombre de normes pouvant être impliquées dans le dimensionnement d'un pont mixte. Dans le cadre de cet ouvrage, les principales normes concernées sont l'EN 1993-1-5 « Plaques planes », l'EN 1993-2 « Ponts métalliques » et l'EN 1994-2 « Ponts mixtes ».

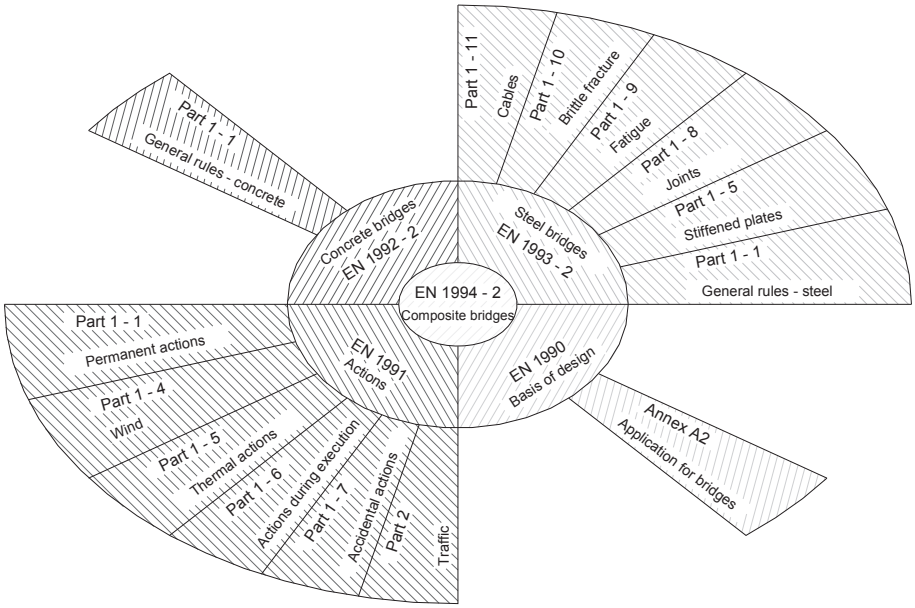


Figure 1-1 : Principaux Eurocodes à utiliser pour le calcul d'un pont mixte

Certaines parties de ce Guide introduisent des hypothèses générales, par exemple sur les actions, sans prétendre détailler les fondements théoriques ou la modélisation. En outre, il est supposé que le lecteur est familier avec les questions générales concernant le dimensionnement et la modélisation des ponts car si ce Guide donne un aperçu détaillé des sujets relatifs au voilement des plaques, il ne peut bien sûr couvrir la totalité des autres sujets concernant la vérification du dimensionnement. Pour de plus amples informations concernant les sujets mentionnés ci-dessus, le lecteur peut se référer, par exemple, à : [2], [4], [6], [32], [33], [34], [35], [36], [37], [39], [41]. Cette liste de références n'est pas exhaustive, et il peut exister d'autres ouvrages excellents qui ne sont pas mentionnés ici.

C□□□□□□□□□ □□□ □□□□□ □ □□□□□□□□□□ □□□ □□□□□ □□□□ □□□ **E**□□□□□□□□

Pour la conception des ponts métalliques et mixtes, les Eurocodes suivants s'appliquent [3] :

- EN 1990/A1 Eurocode : Bases de calcul des structures – Application pour les ponts [14]
- EN 1991-1-1 Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-1 : actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments [15]
- EN 1991-1-3 Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-3 : actions générales - Charges de neige [16]
- EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-4 : actions générales - Actions du vent [17]
- EN 1991-1-5 Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-5 : actions générales - Actions thermiques [18]
- EN 1991-1-6 Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-6 : actions générales - Actions en cours d'exécution [19]
- EN 1991-1-7 Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-7 : actions générales - Actions accidentelles [20]
- EN 1991-2 Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic [21]
- EN 1993-1-1 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments [22]
- EN 1993-1-5 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes [23]
- EN 1993-2 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 2 : ponts métalliques [24]
- EN 1994-1-1 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments [25]
- EN 1994-2 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 2 : règles générales et règles pour les ponts [26]
- EN 1997-1 Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales [27]
- EN 1998-1 Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments [28]
- EN 1998-2 Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 2 : ponts [29]
- EN 1998-5 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques [30]

Tout au long du document, les references aux Eurocodes mentionés ici sont données.

1.2 STRUCTURE DU DOCUMENT

Dans ce Guide, les exemples de calcul sont présentés sur deux pages : l'exemple lui-même est traité sur la page de droite tandis que les commentaires, les informations fondamentales et les questions concernant l'interprétation dans la page de gauche. Le texte contient toutes les références appropriées aux règles Eurocodes actuellement en vigueur. Comme mentionné ci-dessus, les exemples concernent un pont bipoutre et un pont-caisson, ce qui permet d'examiner des dimensionnements avec et sans raidisseurs longitudinaux.

Le Chapitre 2 contient la description des deux ponts : géométrie, répartition de matière, phases de construction. Les propriétés des matériaux et les actions ainsi que leurs combinaisons sont ensuite décrites. Enfin, l'analyse globale de ces deux ouvrages permet d'obtenir les sollicitations dans la structure. Sur cette base, les Chapitres 3 et 4 examinent les vérifications à effectuer au cours de la phase finale et de la phase d'exécution. Chacun de ces chapitres est subdivisé en parties concernant les vérifications du pont bipoutre et celles du pont-caisson.

2 DESCRIPTION DU TABLIER ET DONNÉES GÉOMÉTRIQUES

2.1 PONT BIPOUTRE

2.1.1 Elévation générale

Ce pont a une structure bipoutre mixte symétrique comportant trois travées de 50 m, 60 m et 50 m (soit une longueur totale entre culées de 160 m). Il s'agit d'un exemple théorique pour lequel quelques simplifications géométriques ont été effectuées :

- l'alignement horizontal est rectiligne,
- la face supérieure du tablier est plane,
- le pont est rectiligne,
- les poutres principales en acier sont de hauteur constante : 2400 mm.

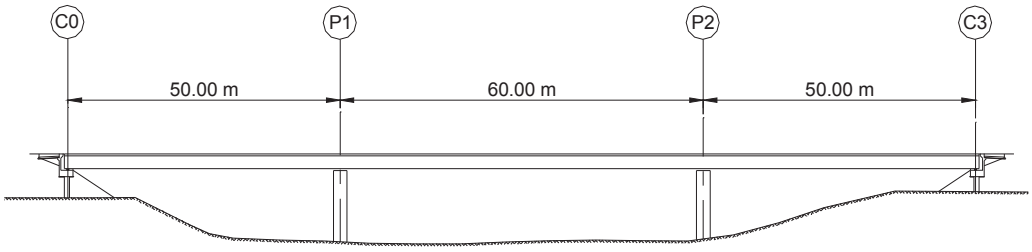


Figure 2-1 : Elévation du pont

2.1.2 Coupe transversale

Le pont possède deux voies de 3,5 m de largeur avec des bandes dérasées de 2 m de largeur de chaque côté, et une glissière de sécurité standard (voir Figure 2-2).
La coupe transversale de la dalle en béton et des équipements non structuraux est symétrique par rapport à l'axe du pont. La dalle a une épaisseur qui varie de 0,4 m au-dessus des poutres principales à 0,25 m au niveau de ses bords libres, mais elle a été modélisée sous forme d'une aire rectangulaire de 0,325 m d'épaisseur.
La largeur totale de la dalle est de 12 m. L'entraxe des poutres principales est de 7 m avec un encorbellement de 2,5 m de chaque côté.

2.1.3 Répartition de l'acier

La Figure 2-4 montre la répartition de l'acier pour une poutre principale.

Chaque poutre principale a une hauteur constante de 2400 mm, l'épaisseur des semelles supérieure et inférieure variant vers l'intérieur de la poutre. La largeur de la semelle inférieure est de 1000 mm tandis que celle de la semelle supérieure est de 800 mm.

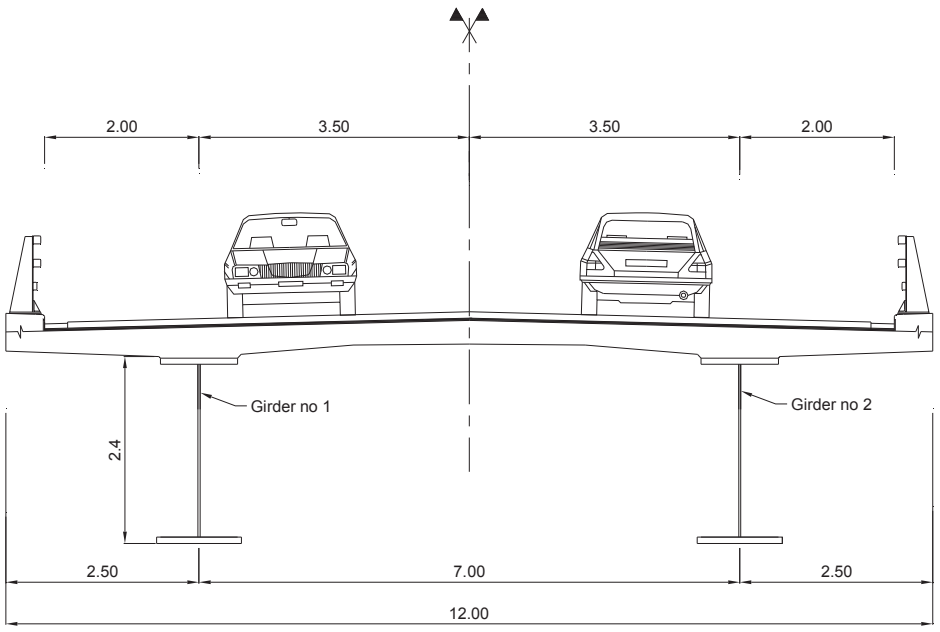


Figure 2-2 : Coupe transversale et voies de circulation

Les deux poutres principales sont munies d'un entretoisement transversal sur les culées et sur les appuis intermédiaires, ainsi que tous les 8,333 m dans les travées latérales (C0-P1 et P2-C3) et tous les 7,5 m dans la travée centrale (P1-P2). La Figure 2-3 illustre la géométrie adoptée pour cet entretoisement transversal au-dessus des appuis. Afin de justifier la résistance au cisaillement des sections sur appuis intermédiaires, des raidisseurs verticaux sont ajoutés à 1,5 m et à environ 4 m de ces appuis.
L'optimisation des raidisseurs sera discutée dans la Partie II [8], en prenant en compte des résultats du projet COMBRI [7].

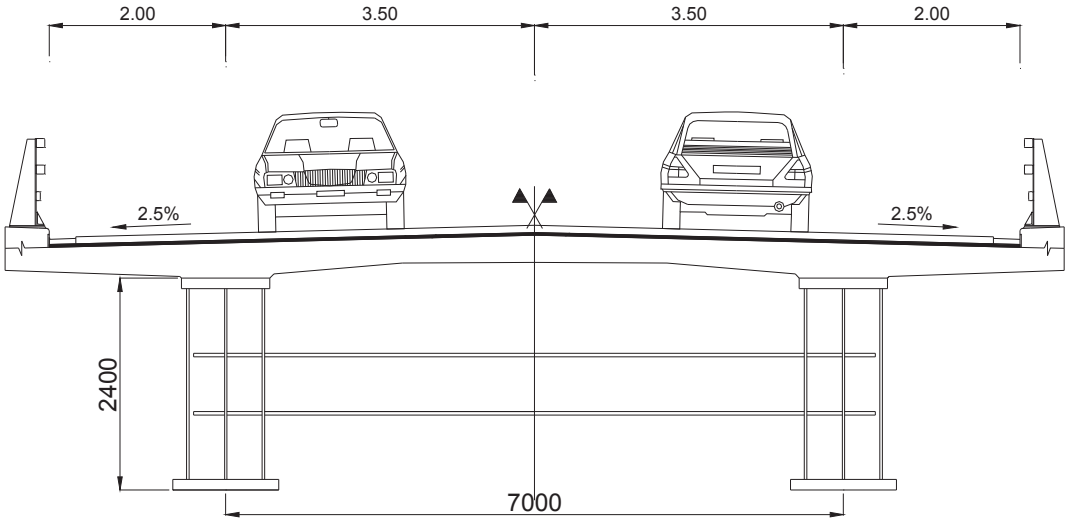


Figure 2-3 : Entretoise sur appui

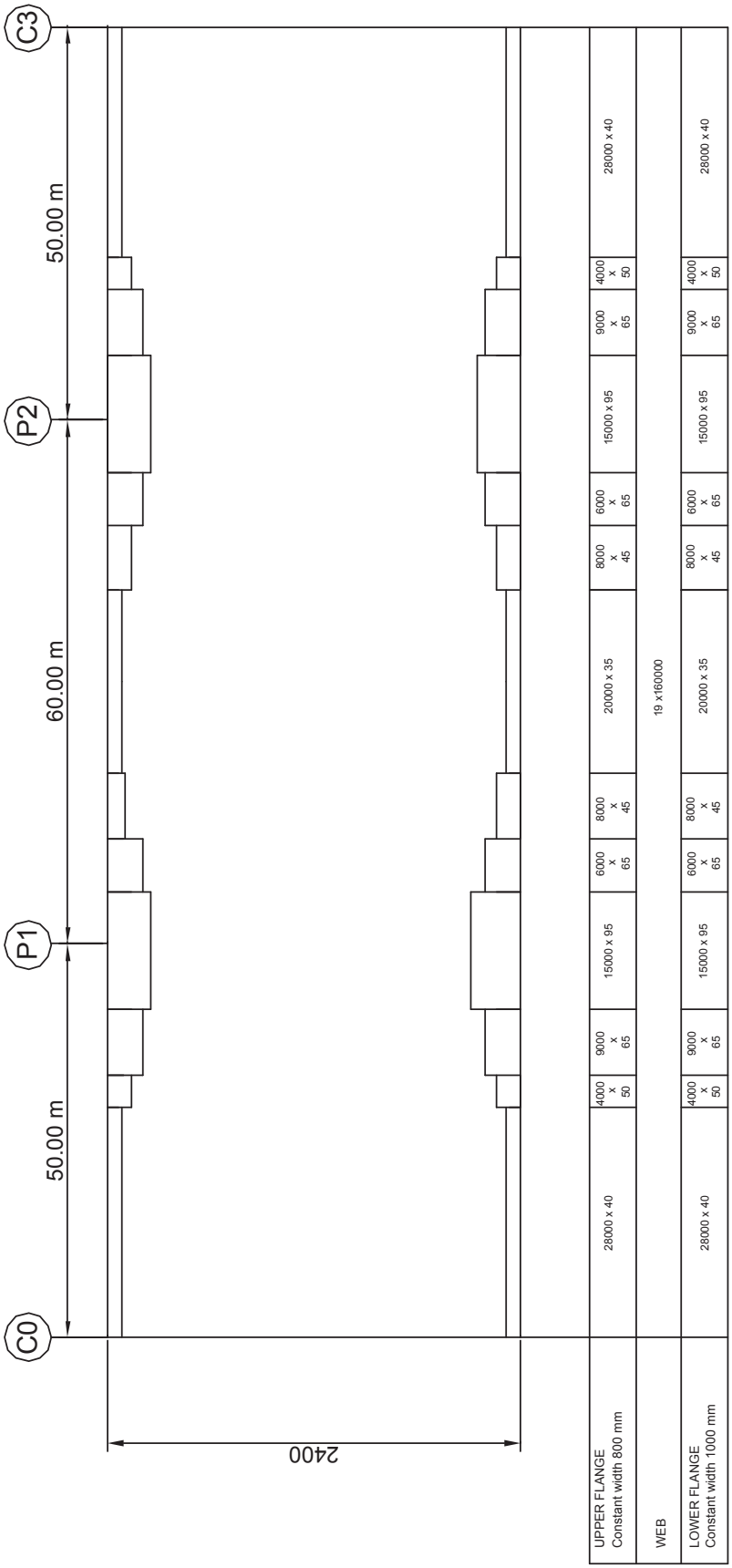


Figure 2-4 : Répartition de l'acier dans une poutre principale

EN1[illegible] **E**[illegible]

(1)P Une analyse appropriée doit être mise en oeuvre pour couvrir les effets d'une construction par phases en incluant, s'il y a lieu, les effets séparés des actions appliqués à l'acier de construction et aux éléments totalement ou partiellement mixtes.

(2) Les effets du phasage de construction peuvent être négligés dans l'analyse aux états limites ultimes autres que la fatigue, pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de Classe 1 ou 2 et qui ne sont pas sujet au déversement.

EN1[illegible]

(3) Pendant l'exécution, il convient d'exiger que la vitesse et le phasage de bétonnage soient tels que le béton partiellement durci ne soit pas endommagé suite à une action mixte limitée due à la déformation des poutres en acier lors des opérations ultérieures de bétonnage. Il convient dans toute la mesure du possible, de ne pas imposer de déformations à une connexion avant que le béton n'ait atteint une résistance mesurée sur cylindre d'au moins 20 N/mm^2.

1 [illegible]

Les hypothèses prises en ce qui concerne les phases de construction sont importantes pour toutes les vérifications effectuées au cours du montage de la structure en acier du tablier et pendant le coulage du béton. Elles sont également nécessaires pour la détermination des valeurs des rapports modulaires acier/béton (voir paragraphe 2.3.3.3). Enfin, les phases de construction doivent normalement être prises en compte pour le calcul des sollicitations exercées dans le tablier (EN1994-2, 5.4.2.4).

Le phasage de construction suivant a été adopté :

- montage de la structure en acier du tablier par lancement (cf 4.1) ;
- coulage des segments de dalle en béton effectué sur chantier selon un ordre déterminé :

  La longueur totale de 160 m a été divisée en 16 segments identiques d'une longueur de 10 m. Ces segments sont coulés dans l'ordre indiqué dans la Figure 2-5. Le début du coulage du premier segment de dalle constitue l'instant d'origine (t = 0). Sa définition est nécessaire pour la détermination des âges respectifs des segments de dalle au cours des phases de construction.

  Le temps nécessaire au coulage de chaque segment de dalle est évalué à 3 jours. Le premier jour est consacré au coulage du béton, le second à sa prise et le troisième au déplacement du coffrage mobile. La dalle est ainsi achevée dans un délai de 48 jours (EN1994-2, 6.6.5.2(3)).
- installation des équipements non-structuraux :

  On suppose que l'installation est achevée dans un délai de 32 jours, de sorte que le tablier est entièrement construit à la date t = 48 + 32 = 80 jours.

A partir de ces choix, le Tableau 2-1 montre les âges des différents segments de dalle et la valeur moyenne de l'âge t_0 pour la totalité du béton mis en place à chaque phase de construction.

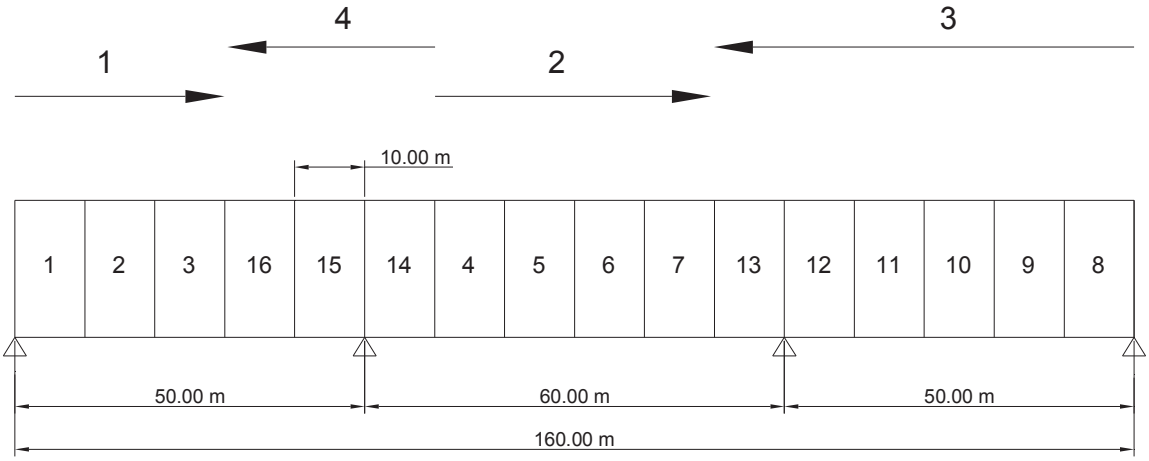


Figure 2-5 : Ordre de bétonnage des segments de dalle

Loading	time t	segment 1	segment 2	segment 3	segment 4	segment 5	segment 6	segment 7	segment 8	segment 9	segment 10	segment 11	segment 12	segment 13	segment 14	segment 15	segment 16	Mean age t0 of the concrete at the time t
pouring of the segment 1	0																	
pouring of the segment 2	3	3																3
pouring of the segment 3	6	6	3															4.5
pouring of the segment 4	9	9	6	3														6
pouring of the segment 5	12	12	9	6	3													7.5
pouring of the segment 6	15	15	12	9	6	3												9
pouring of the segment 7	18	18	15	12	9	6	3											10.5
pouring of the segment 8	21	21	18	15	12	9	6	3										12
pouring of the segment 9	24	24	21	18	15	12	9	6	3									13.5
pouring of the segment 10	27	27	24	21	18	15	12	9	6	3								15
pouring of the segment 11	30	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3							16.5
pouring of the segment 12	33	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3						18
pouring of the segment 13	36	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3					19.5
pouring of the segment 14	39	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3				21
pouring of the segment 15	42	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3			22.5
pouring of the segment 16	45	45	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3		24
end of the slab hardening	48	48	45	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3	25.5
superstructures	80	80	77	74	71	68	65	62	59	56	53	50	47	44	41	38	35	57.5
End of construction phasing	80	80	77	74	71	68	65	62	59	56	53	50	47	44	41	38	35	57.5

Tableau 2-1 : Âge du béton à la fin de chaque phase

2.2 PONT CAISSON

1 E

Ce pont possède une structure de poutre-caisson mixte symétrique comportant cinq travées de 90 m, 120 m, 120 m, 120 m, et 90 m (soit une longueur totale entre culées de 540 m). Il s'agit d'un exemple théorique pour lequel les simplifications géométriques suivantes ont été effectuées :

- l'alignement horizontal est rectiligne,
- la face supérieure du tablier est plane,
- le pont est rectiligne,
- la poutre-caisson porteuse en acier est de hauteur constante : 4000 mm

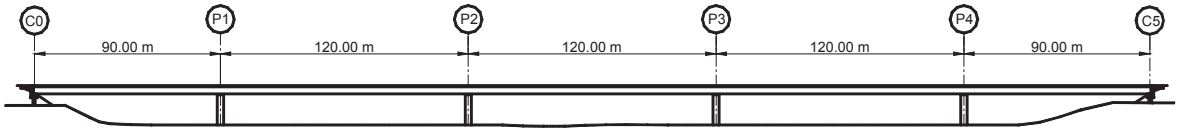


Figure 2-6 : Elévation du pont caisson

Une route à quatre voies occupe la largeur du pont. Chaque voie a une largeur de 3,5 mètres et les deux voies extérieures sont bordées par une bande d'arrêt d'urgence de 2,06 mètres de largeur sur le côté droit. Des glissières de sécurité normalisées sont situées à l'extérieur des voies de circulation et au centre de la dalle (voir Figure 2-7).

La coupe transversale de la dalle en béton et des équipements non-structuraux est symétrique par rapport à l'axe du pont. La dalle de 21,5 m de largeur a été modélisée avec une épaisseur théorique constante de 0,325 m. L'entraxe des âmes au niveau de la dalle est de 12,0 m et la dalle comporte des encorbellements de 4,75 m de chaque côté.

La dalle en béton est connectée à une section de caisson ouverte dont les caractéristiques sont les suivantes :

- hauteur totale de la section de caisson en acier : 4,0 m
- entraxe des âmes au niveau de la partie supérieure : 12,00 m
- entraxe des âmes au niveau de la partie inférieure : 6,50 m
- largeur des semelles supérieures : 1,50 m
- largeur de la semelle inférieure : 6,70 m

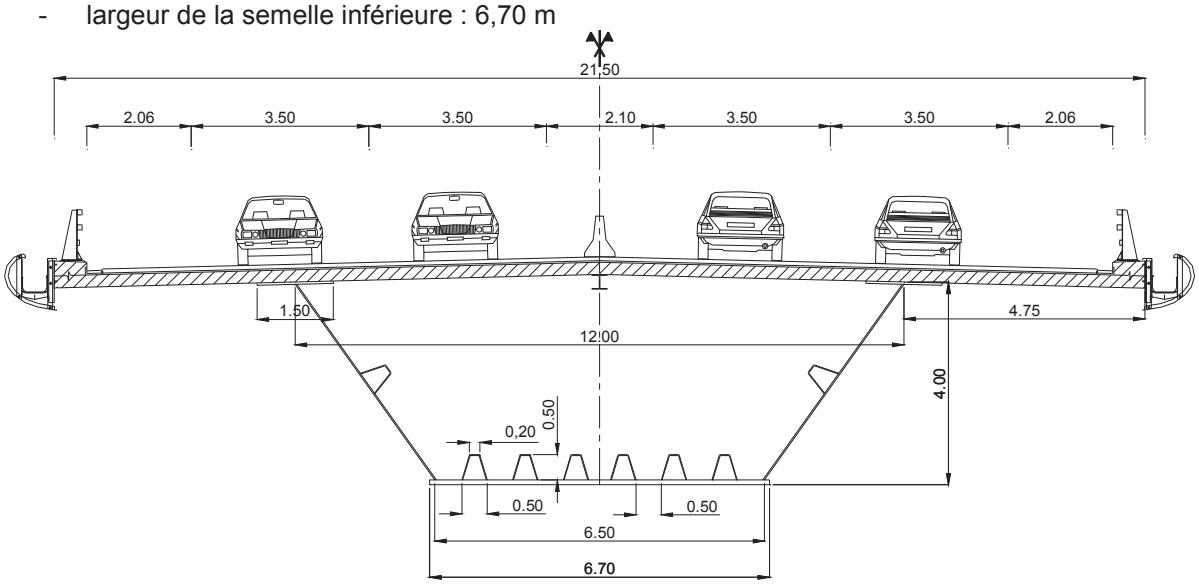


Figure 2-7 : Coupe transversale du pont caisson et voies de circulation

R

La Figure 2-10 montre la répartition de l'acier dans le caisson prise en compte.

La poutre-caisson a une hauteur constante de 4000 mm et les variations d'épaisseur des semelles inférieure et supérieures se trouvent vers l'intérieur de la poutre. La semelle inférieure a une largeur de 6700 mm tandis que les semelles supérieures ont une largeur de 1500 mm. L'ajout d'une semelle supérieure supplémentaire est nécessaire autour des appuis intermédiaires. Elle est située au-dessous de la semelle supérieure principale, de sorte que la hauteur totale de la poutre-caisson est toujours égale à 4000 mm. La largeur de cette semelle supérieure supplémentaire est de 1400 mm.

Une poutre en I laminée à chaud supplémentaire (située le long de l'axe de symétrie longitudinal du pont) a été connectée à la dalle en béton. Elle aide lors des phases de bétonnage de la dalle et participe à la résistance de la section transversale mixte (en tant que section supplémentaire pour les semelles supérieures en acier).

La section de caisson est munie d'ossatures transversales sur les culées et sur les appuis internes, ainsi que tous les 4,0 m dans les travées latérales et dans les travées centrales. La Figure 2-8 illustre la géométrie adoptée pour ces cadres d'entretoisement sur les appuis.

Afin de justifier la résistance au cisaillement dans les panneaux d'âme adjacents à un appui intermédiaire, des ossatures transversales sont ajoutées à 2,5 m de ces appuis.

Le raidissement principal proposé ici sera éventuellement amélioré en fonction des calculs de vérification et par l'étude du déversement.

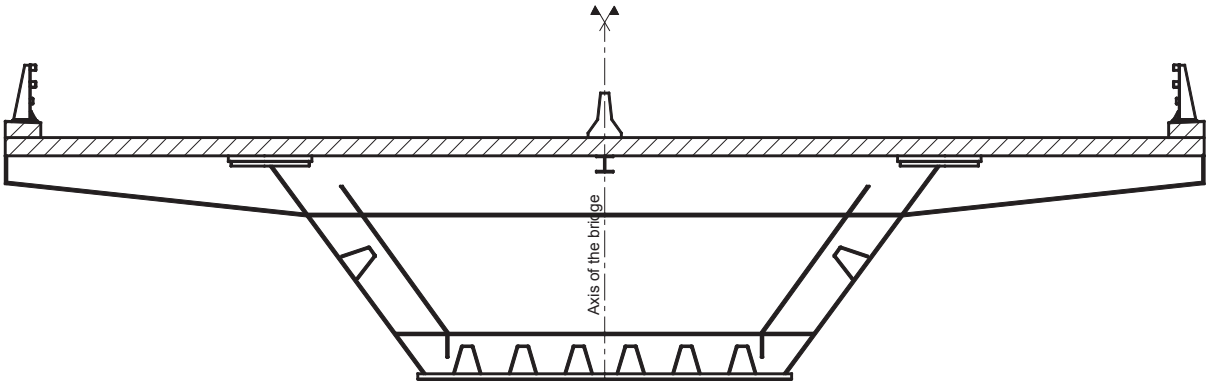


Figure 2-8 : Cadre de contreventement au droit des appuis

La Figure 2-9 montre les dimensions des raidisseurs longitudinaux en auget de la semelle inférieure. L'épaisseur des âmes et de la semelle des raidisseurs est de 15 mm. Ces raidisseurs sont continus sur toute la longueur du pont, tandis que des raidisseurs d'âme longitudinaux ne sont utilisés que pour les panneaux situés au voisinage des appuis intermédiaires. Les raidisseurs d'âme longitudinaux ont les mêmes dimensions que les raidisseurs longitudinaux de la semelle inférieure; ils sont situés à mi-hauteur des âmes. Ils ont été ajoutés pour justifier la résistance au cisaillement de l'âme.

Le dimensionnement des raidisseurs a été effectué selon les recommandations du Projet re recherche COMBRI [7], et leurs dimensions sont supérieures à celles de raidisseurs classiques.

EN1 [illegible] 1 [illegible] 1 [illegible] T [illegible] [illegible] 1 [illegible]

EN1 [illegible] E [illegible]

(1)P Une analyse appropriée doit être mise en oeuvre pour couvrir les effets d'une construction par phases en incluant, s'il y a lieu, les effets séparés des actions appliqués à l'acier de construction et aux éléments totalement ou partiellement mixtes.

(2) Les effets du phasage de construction peuvent être négligés dans l'analyse aux états limites ultimes autres que la fatigue, pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de Classe 1 ou 2 et qui ne sont pas sujet au déversement.

EN1 [illegible]

(3) Pendant l'exécution, il convient d'exiger que la vitesse et le phasage de bétonnage soient tels que le béton partiellement durci ne soit pas endommagé suite à une action mixte limitée due à la déformation des poutres en acier lors des opérations ultérieures de bétonnage. Il convient dans toute la mesure du possible, de ne pas imposer de déformations à une connexion avant que le béton n'ait atteint une résistance mesurée sur cylindre d'au moins 20 N/mm^2.

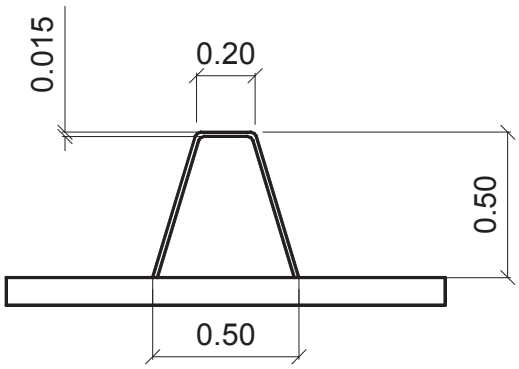


Figure 2-9 : Détail d'un raidisseur longitudinal du fond de caisson

NOTE 1 : sur les appuis intermédiaires, une semelle supérieure supplémentaire de 1400 mm x 90 mm est soudée sur la semelle supérieure principale.

NOTE 2 : on pourrait obtenir des rapports d'épaisseur différents en utilisant de l'acier S355 en qualité M ou ML autour des appuis intermédiaires. En effet, selon l'EN 10025-3, l'utilisation d'acier S355 N/NL limite l'épaisseur de la semelle supérieure principale à 100 mm pour conserver une limite élastique égale à 315 MPa, alors que selon l'EN 10025-4, l'utilisation d'acier S355 M/ML donne une limite élastique égale à 320 MPa pour des épaisseurs de plaques allant jusqu'à 120 mm. Par conséquent, un dimensionnement en acier S355 M/ML permet une épaisseur de semelle supérieure principale de 120 mm et une épaisseur de semelle supérieure supplémentaire de 70 mm au niveau des appuis intermédiaires. Le choix des épaisseurs de plaques doit normalement satisfaire également les exigences de l'EN 1993-1-10, tableau 2.1.

NOTE 3 : une autre solution de dimensionnement comportant une seule semelle supérieure en acier S 460 est étudiée dans la Partie II, chapitre 3 [8] de ce Guide.

[illegible]

Les hypothèses prises en ce qui concerne les phases de construction sont importantes pour toutes les vérifications effectuées au cours du montage de la structure en acier du tablier et pendant le coulage du béton. Elles sont également nécessaires pour la détermination des valeurs des coefficients d'équivalence acier/béton (voir paragraphe 2.3.3.3). Enfin, les phases de construction doivent normalement être prises en compte pour le calcul des sollicitations exercées dans le tablier (EN1994-2, 5.4.2.4).

Les phases de construction suivantes ont été adoptées :

- installation de la structure porteuse en acier du tablier par lancement (cf. 4.2) ;
- coulage des segments de dalle en béton effectué sur chantier selon un ordre déterminé

  La longueur totale de 540 m a été divisée en 45 segments de coulage identiques de 12 m de long. Ils sont coulés dans l'ordre indiqué dans la Figure 2-11. Le début du coulage du premier segment de dalle constitue l'instant d'origine (t = 0). Sa définition est nécessaire pour la détermination des âges respectifs des segments de dalle au cours des phases de construction.

  Le temps nécessaire au coulage de chaque segment de dalle est évalué à 3 jours. Le premier jour est consacré au coulage du béton, le second à sa prise et le troisième au déplacement du coffrage mobile. La dalle est ainsi achevée dans un délai de 135 jours (EN 1994-2, 6.6.5.2 (3)).
- installation des équipements non-structuraux : on suppose que l'installation est achevée dans un délai de 35 jours, de sorte que le tablier est entièrement construit à la date t = 135 + 35 = 170 jours.

A partir de ces hypothèses, le Tableau 2-2 donne les âges des différents segments de dalle et la valeur moyenne de l'âge t_0 pour la totalité du béton mis en place à chaque phase de construction. Pour des raisons de simplification, les jours non ouvrés ne sont pas pris en compte.

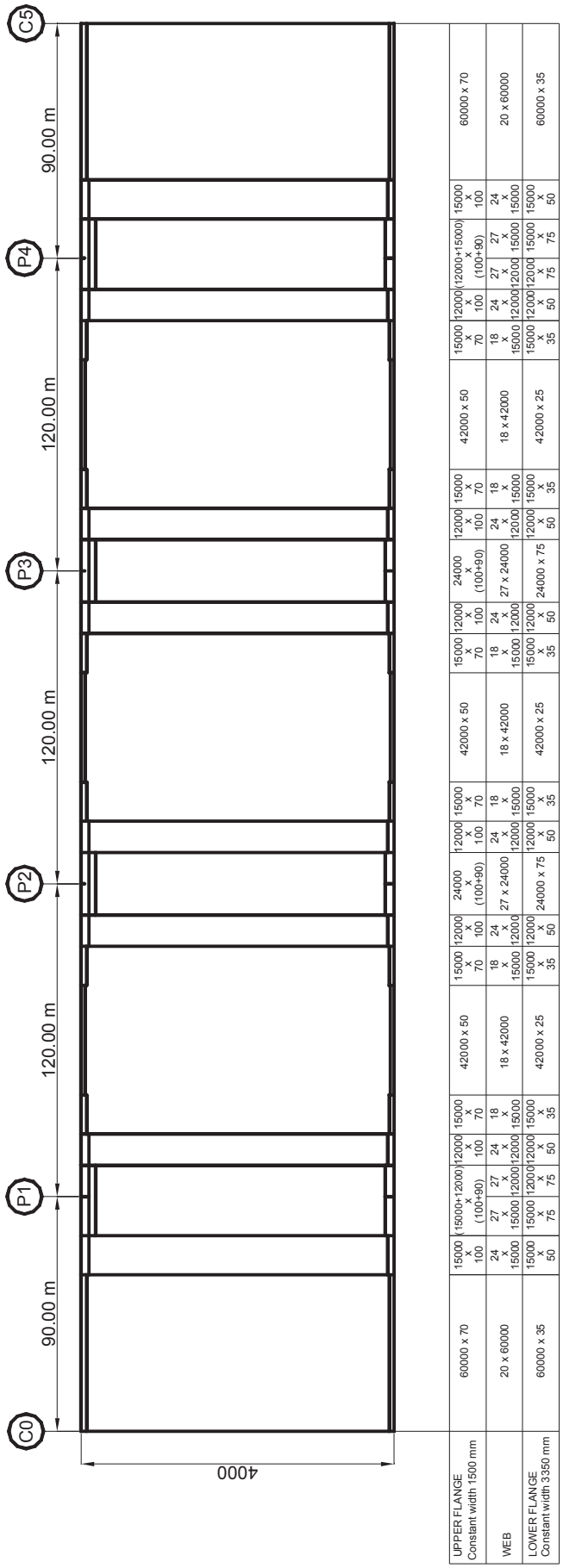


Figure 2-10 : Répartition de l'acier dans le caisson

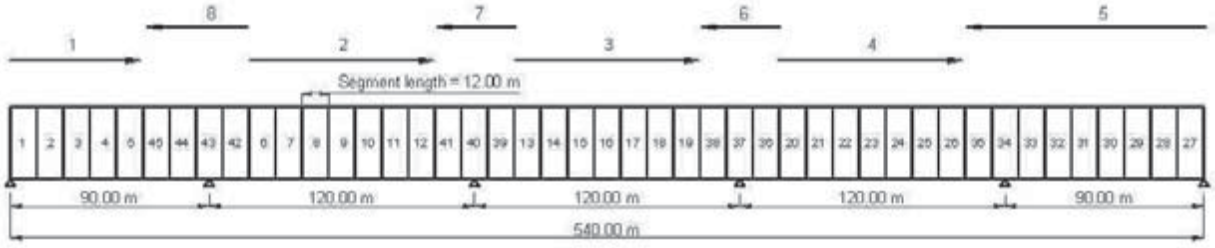


Figure 2-11 : Ordre de bétonnage des segments de dalle du pont caisson

C																		T
bétonnage segment 1																		
bétonnage segment 2																		
bétonnage segment 3																		
bétonnage segment 4																		
bétonnage segment 5	1	1																
bétonnage segment 6	1	1	1															
bétonnage segment 7	1	1	1	1														1
bétonnage segment 8	1	1	1	1	1													1
…																		
bétonnage segment 39	11	11	111	1	1	1												
bétonnage segment 40	11	11	11	111	1	1	1											
bétonnage segment 41	1	1	11	11	111	1	1	1										1
bétonnage segment 42	1	1	1	11	11	111	1	1	1									
bétonnage segment 43	1	1	1	1	11	11	111	1	1		1							
bétonnage segment 44	1	1	1	1	1	11	11	111	1		1	1						
bétonnage segment 45	1	1	1	1	1	1	11	11	111		1	1	1					
Fin de la prise du béton	1	1	1	1	1	1	1	11	11		1	1	1	1				
superstructures	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1		1
	1	1	1	1	1	1	1	1	1							1		1

Tableau 2-2 : Âge du béton à la fin des phases de bétonnage du pont caisson

2.3 DONNÉES GÉNÉRALES COMMUNES

2.3.1 Armatures de la dalle béton

2.3.1.1 Description

Ce document ne couvre pas l'armature transversale et seule l'armature longitudinale est décrite ici.

Pour l'exemple traité, on distingue pour le calcul de l'acier d'armature longitudinale des sections transversales les zones en travées et les zones sur appuis intermédiaires. Les longueurs de ces zones sont illustrées dans les Figures 2-12 et 2-13. Les armatures longitudinales sont constituées ainsi :

- pour les zones en travées :

  Barres à haute adhérence de diamètre Φ = 16 mm avec espacement s = 130 mm dans les nappes inférieure et supérieure (soit au total ρ_s = 0,96% de la section du béton).

- dans les régions d'appuis intermédiaires :

  Barres à haute adhérence de diamètre Φ = 20 mm avec espacement s = 130 mm dans la nappe supérieure ;

  Barres à haute adhérence de diamètre Φ = 16 mm avec espacement s = 130 mm dans la nappe inférieure.

  (soit au total ρ_s = 1,22% de la section du béton)

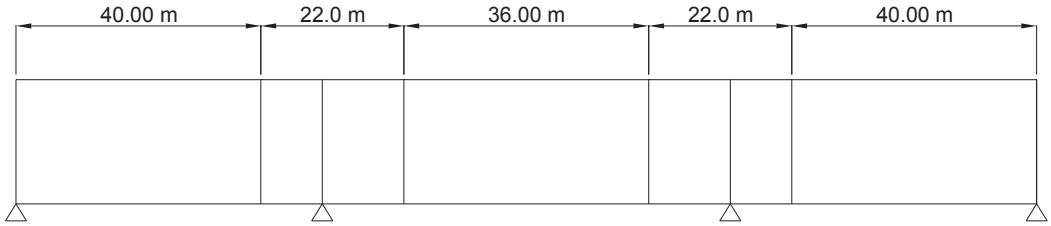


Figure 2-12 : Définition des zones en travées et des zones sur appuis pour le calcul des armatures longitudinales du pont bipoutre

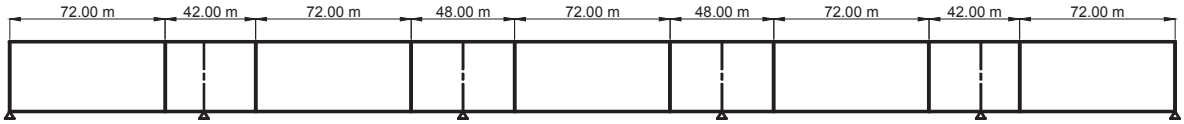


Figure 2-13 : Définition des zones en travées et des zones sur appuis pour le calcul des armatures longitudinales du pont caisson

2.3.1.2 Modélisation de la dalle pour le calcul de la flexion globale

Pour des raisons de simplification, la section transversale de dalle réelle d'un demi-tablier (voir Figure 2-15) est modélisée par une aire rectangulaire de la largeur réelle (soit 6 m). La hauteur e de ce rectangle est calculée de telle sorte que l'aire de la section réelle et celle de la section modélisée soient identiques. Ce qui donne e = 32,5 cm.

Les caractéristiques mécaniques de la totalité de la section transversale de la dalle sont les suivantes :

- **Pour le pont bipoutre :**
  - Aire : A_b = 3,9 m²
  - Moment d'inertie de flexion (selon un axe horizontal Δ situé au niveau de l'interface acier/béton) : I_Δ = 0,137 m^4
  - Périmètre : p = 24,65 m

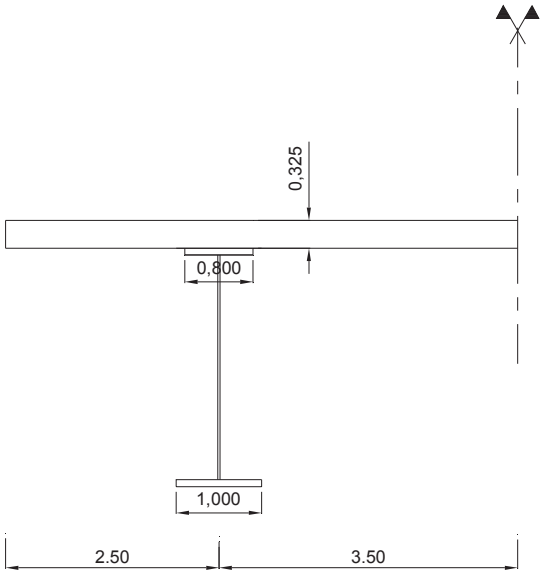


Figure 2-14 : Modélisation de la dalle béton pour le calcul de la flexion globale du pont bipoutre

- **Pour le pont « poutre-caisson »**
  - Aire : A_b = 21,5 * 0,325 = 6,99 m²
  - Moment d'inertie de flexion (selon un axe horizontal Δ situé au niveau de l'interface acier/béton) :

$$I_\Delta = 21{,}5 * 0{,}325^3 / 12 + A_b * (0{,}325 / 2)^2 = 0{,}246 \text{ m}^4$$

  - Périmètre : p = (21,5 + 0,325) * 2 = 43,65 m

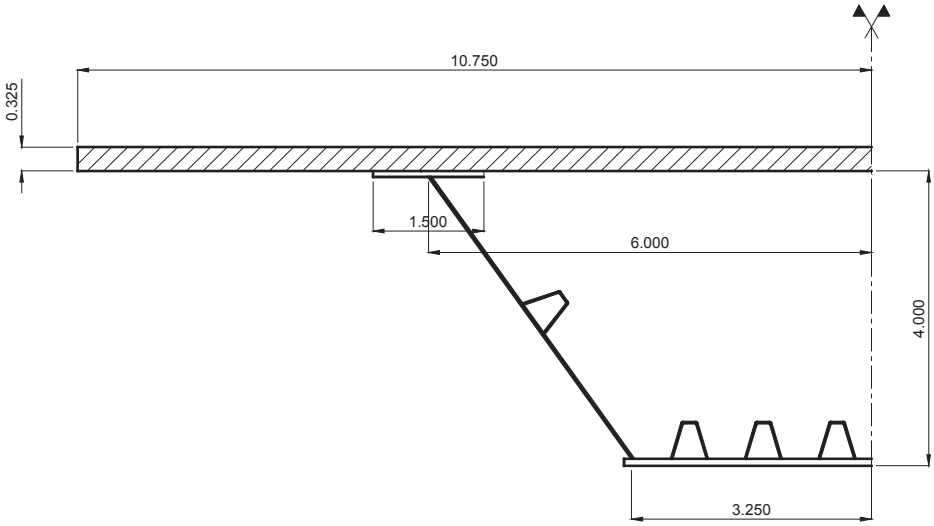


Figure 2-15 : Modélisation de la dalle béton pour le calcul de la flexion globale du pont caisson

□□1□□3□1□1□3.2.□ □aleurs de calcul des propriétés de matériau

(1) Pour les aciers de construction couverts par la présente partie d'Eurocode, il convient de prendre les propriétés de matériau à adopter dans les calculs égales aux valeurs suivantes :

– module d'élasticité longitudinale E = 210000 N/mm²

– module de cisaillement $G = \dfrac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000$ N/mm²

– coefficient de Poisson en phase élastique $\nu = 0{,}3$

– coefficient de dilatation thermique linéaire $\alpha = 12.10^{-6}$ *par K* (pour T ≤ 100 °C)

NOTE : Pour le calcul des effets structuraux dus aux différences de température dans les structures mixtes acier-béton relevant de l'EN 1994, le coefficient de dilatation thermique linéaire est pris égal à $\alpha = 10.10^{-6}$ *par K* .

□□1□□3□1□1□ et □□ 1□1□□

□□1□□2□1□1□3.1.2 □ableau 3.1 □aractéristi□ue de résistance et de deformation du béton

Strength classes for concrete															Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8$(MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30\cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq$ C50/60 $f_{ctm}=2,12\ \ln(1+(f_{cm}/10))$ $\geq$ C50/60
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7\cdot f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3\cdot f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\varepsilon_{c1}(^0/_{00}) = 0,7\ f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}(^0/_{00})=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}(^0/_{00})=2,0+0,085(f_{ck}-50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}(^0/_{00})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}(^0/_{00})=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}(^0/_{00})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

De même, pour la modélisation des barres d'armature, chaque nappe d'armature longitudinale est remplacée par une barre ponctuelle unique possédant la même aire et située au droit de l'âme de la poutre principale. Les aires d'armature sont introduites dans le modèle numérique sous forme de pourcentages de l'aire totale de la dalle en béton:

		ρ_s (%)
Sections transversales en travée	nappe sup.	0,48
	nappe inf.	0,48
Sections transversales en zone sur appuis	nappe sup.	0,74
	nappe inf.	0,48

Tableau 2-3 : Taux d'armatures de la dalle

On suppose que le centre de gravité de chaque nappe d'armature longitudinale est situé à 60 mm de la face horizontale externe de la dalle en béton la plus proche. Cette valeur prend en compte l'épaisseur de l'enrobage de béton et le fait que les barres d'armature transversales sont placées à l'extérieur des barres d'armature longitudinales (du côté de la surface libre de la dalle).

2.3.2 □ropriétés des matériaux

2.3.2.1 Acier

L'acier de nuance S355 est utilisé pour ce pont. Les qualités N ou NL ont été adoptées (en fonction de l'épaisseur de plaque). Les caractéristiques mécaniques de l'acier de construction correspondantes sont données dans l'EN10025-3.

t (mm)	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150
f_y (MPa)	355	345	335	325	315	295
f_u (MPa)	470	470	470	470	470	450

Tableau 2-4 : Variation de f_y et f_u en fonction de l'épaisseur de tôle t

Le module d'élasticité pour l'acier est pris égal à : E_a = 210 000 MPa (EN1993-1-1, 3.2.6).
Afin d'éviter tout arrachement lamellaire, la qualité de ductilité dans le sens de l'épaisseur de l'acier utilisé est Z15 pour l'âme principale (lorsqu'un entretoisement transversal est soudé sur elle) conformément aux EN 1993-1-10 et EN 10164.

2.3.2.2 □éton

Du béton normal de classe C35/45 est utilisé pour la dalle en béton armé. Les principales caractéristiques mécaniques sont les suivantes (EN1992-1-1, 3.1.2, tableau 3.1) :

- résistance caractéristique à la compression sur cylindre à 28 jours : f_{ck} = 35 MPa
- valeur moyenne de la résistance en traction normale : f_{ctm} = -3,2 MPa
- fractile de 5% de la résistance caractéristique en traction normale : $f_{ctk,0.05}$ = -2,2 MPa
- fractile de 95% de la résistance caractéristique en traction normale : $f_{ctk,0.95}$ = -4,2 MPa
- valeur moyenne de la résistance en compression sur cylindre à 28 jours : $f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 43 MPa
- module d'élasticité : E_{cm} = 22 000 (f_{cm} / 10) x 0,3 = 34 077 MPa.

□□1□□2□1□1□3.2 □ Annexe □ Armatures en acier

□□1□□□□2□3.2□2□□Acier d□armatures pour les ponts

(2) Pour les structures mixtes, la valeur de calcul du module d'élasticité E_s peut être prise égale à la valeur donnée pour l'acier de construction dans l'EN 1993-1-1:2005, 3.2.6.

□□1□□2□1□1□2.□.2.□ □oefficients partiels relatifs aux matériaux

□□1□□3□2□□.1 et □ableau □.2. □énéralités

□□1□□3□2□□.3 □1□ □imitations des contraintes

2.3.2.3 Armatures

Les barres d'armature en acier utilisées dans ce projet sont des barres à haute adhérence de classe B possédant une limite élastique f_{sk} = 500 MPa (EN1992-1-1, 3.2 + annexe C).
Dans l'EN1992-1-1, le module élastique pour l'acier des armatures est E_s = 200 000 MPa. Cependant, par souci de simplification par rapport au module utilisé pour l'acier de construction, l'EN1994-2 autorise l'utilisation de $E_s = E_a$ = 210 000 MPa, ce qui sera le cas dans ce projet (EN1994-2, 3.2(2)).

2.3.2.□ □oefficients partiels pour les matériaux

Aux Etats Limites Ultimes (ELU) :

Situation de calcul	γ_C (béton)	γ_S (acier d'armature)	γ_M (acier de structure)	
Permanent Variable	1.5	1.15	γ_{M0} =1.0 γ_{M1} =1.1 γ_{M2} =1.25	Plasticité, instabilités locales Résistance des éléments aux instabilités Résistance des assemblages
Réference	EN 1992-1-1, 2.4.2.4.		EN 1993-2, 6.1 et Tableau 6.1	

Tableau 2-5 : Coefficients partiels pour les matériaux (ELU)

Aux Etats Limites de Service (ELS) :

γ_C (béton)	γ_S (acier d'armature)	$\gamma_{M,ser}$ (acier de structure)
1.0	1.0	1.0
EN 1992-1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 7.3 (1)

Tableau 2-6 : Coefficients partiels pour les matériaux (ELS)

2.3.3 Actions

Afin de simplifier les calculs, il n'a été défini que six cas de charge différents dans le modèle numérique :

- Poids propre des poutres en acier ;
- Poids propre de la dalle en béton armé (en comptant les phases de construction, donc en fait 16 cas de charge pour le pont bipoutre et 45 cas de charge pour le pont à poutre-caisson) ;
- Poids propre des équipements non-structuraux du pont ;
- Retrait ;
- Fluage ;
- Charge de trafic LM1.

Les spécifications de l'application de ces charges sur le pont sont expliquées ci-dessous.

□□1□□1□1□□ableau A.□ □ Matériaux de construction □ Métaux

Tableau A.4 — Matériaux de construction — Métaux

Matériaux	Poids volumique γ [kN/m^3]
Métaux	
aluminium	27,0
laiton	83,0 à 85,0
bronze	83,0 à 85,0
cuivre	87,0 à 89,0
fonte	71,0 à 72,5
fer forgé	76,0
plomb	112,0 à 114,0
acier	77,0 à 78,5
zinc	71,0 à 72,0

□□1□□1□1□□ableau A.1 □ Matériaux de construction □ □éton et mortier

Tableau A.1 — Matériaux de construction — Béton et mortier

Matériaux	Poids volumique γ [kN/m^3]
Béton (voir EN 206)	
béton léger	
classe de masse volumique LC 1,0	9,0 à 10,0 [1) 2)]
classe de masse volumique LC 1,2	10,0 à 12,0 [1) 2)]
classe de masse volumique LC 1,4	12,0 à 14,0 [1) 2)]
classe de masse volumique LC 1,6	14,0 à 16,0 [1) 2)]
classe de masse volumique LC 1,8	16,0 à 18,0 [1) 2)]
classe de masse volumique LC 2,0	18,0 à 20,0 [1) 2)]
béton de poids normal	24,0 [1) 2)]
béton lourd	> [1) 2)]
Mortier	
mortier de ciment	19,0 à 23,0
mortier de plâtre	12,0 à 18,0
mortier de chaux et de ciment	18,0 à 20,0
mortier de chaux	12,0 à 18,0

1) Augmenter de 1 kN/m^3 dans le cas d'un taux d'armatures de béton armé ou de béton précontraint normal.

2) Augmenter de 1 kN/m^3 dans le cas de béton non durci.

2.3.3.1 □□arges permanentes

Pour les charges permanentes, une distinction est faite entre les poids propres des poutres en acier, de la dalle en béton armé et des équipements non-structuraux.

2.3.3.1.1 Poids propre

La masse volumique de l'acier est prise égale à 77 kN/m^3 (EN1991-1-1, Tableau A-4).

Pour le calcul des sollicitations et des contraintes dans l'analyse globale en flexion longitudinale :

- **□our le pont bipoutre □**

Le poids propre des traverses situées en travées est modélisé par une charge verticale uniformément répartie de 1300 N/m appliquée sur chaque poutre principale (environ 12% du poids de cette poutre principale).

- **□our le pont caisson □**

Le poids propre des cadres de contreventement situés en travées est modélisé par une charge verticale uniformément répartie de 8000 N/m pour la largeur totale du pont (environ 12,2 % du poids de la totalité de la poutre-caisson).

La masse volumique du béton armé est prise égale à 25 kN/m^3 (EN1991-1-1, Tableau A-1).

2.3.3.1.2 Equipements non structuraux

La valeur nominale de la couche d'étanchéité est pondérée par +/-20% et la valeur nominale de la couche d'asphalte par +40% / -20%, pour toutes les travées (EN1991-1-1, 5.2.3).

Elément	Caractéristiques	Multiplicateur maximum	Multiplicateur minimum	q_{nom} (kN/m)	q_{max} (kN/m)	q_{min} (kN/m)
Couche d'étanchéité	3 cm d'ép., 25 kN/m^3	1,2	0,8	4,2	5,04	3,36
Asphalte	8 cm d'ép., 25 kN/m^3	1,4	0,8	11	15,4	8,8
Support en béton pour la glissière de sécurité	aire 0.5 x 0.2 m, 25 kN/m^3	1	1	2,5	2,5	2,5
Glissières de sécurité	65 kg/m	1	1	0,638	0,638	0,638
Corniche	25 kg/m	1	1	0,245	0,245	0,245
Total				18,58	23,82	15,54

Tableau 2-7 : Charges des équipements non structuraux (pont bipoutre)

Elément	Caractéristiques	Multiplicateur maximum	Multiplicateur minimum	q_{nom} (kN/m)	q_{max} (kN/m)	q_{min} (kN/m)
Couche d'étanchéité	3 cm d'ép., 25 kN/m3	1,2	0,8	7,66	9,19	6,13
Asphalte	8 cm d'ép., 25 kN/m3	1,4	0,8	20,22	28,31	16,18
Lisse basse de glissière de sécurité	aire 0.5 x 0.2 m, 25 kN/m3	1	1	2,50	2,50	2,50
Glissière de sécurité	65 kg/m	1	1	0,64	0,64	0,64
Corniche	25 kg/m	1	1	0,25	0,25	0,25
Total				**31,26**	**40,88**	**25,68**

Tableau 2-8 : Charges des éléments non structuraux (pont caisson)

1 2 1 1, 5 2 3 o t o o l ta a t l o l o t

(1) Pour les parties non structurales, telles que le ballast sur les ponts-rails, ou le remblai sur les structures enterrées telles que les buses, et si le matériau est présumé se consolider, se saturer ou changer par ailleurs de propriétés en cours d'usage, il convient de prendre en considération les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure du poids volumique.

NOTE Des valeurs adaptées peuvent être données par l'Annexe Nationale.

(2) Il convient de spécifier l'épaisseur nominale du ballast sur les ponts-rails et de tenir compte d'un écart de ± 30 % par rapport à celle-ci pour déterminer les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner une valeur adaptée.

(3) Pour déterminer les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure du poids propre de l'étanchéité, des revêtements de chaussée et autres revêtements des ponts lorsque la variabilité de leur épaisseur peut être élevée, il convient de tenir compte d'un écart de l'épaisseur totale par rapport à la valeur nominale ou aux autres valeurs spécifiées. Sauf indication contraire, on recommande de prendre un écart de ± 20 % si la valeur nominale tient compte d'un revêtement postérieur à la construction, et de + 40 % et – 20 % dans le cas contraire.

NOTE L'Annexe Nationale peut donner des spécifications adaptées.

(4) Pour le poids propre des câbles, tuyaux et gaines techniques, il convient de prendre les valeurs caractéristiques inférieure et supérieure, obtenues, sauf indication contraire, en tenant compte d'un écart de ± 20 % par rapport à la valeur moyenne du poids propre.

NOTE Des spécifications adaptées peuvent être fournies par l'Annexe Nationale. Voir également l'EN 1990, 4.1.2(4).

(5) Pour ce qui est du poids propre des autres éléments non structuraux tels que :
- mains courantes, barrières de sécurité, garde-corps, bordures et autres équipements de ponts,
- joints/boulonnerie,
- blocs d'élégissement,

il convient, sauf indication contraire, de prendre comme valeurs caractéristiques les valeurs nominales.

NOTE Des spécifications adaptées peuvent être données par l'Annexe Nationale. Le remplissage des vides avec de l'eau peut être pris en compte selon le projet.

La Figure 2-16 illustre les équipements non-structuraux utilisés pour les exemples de ce guide.

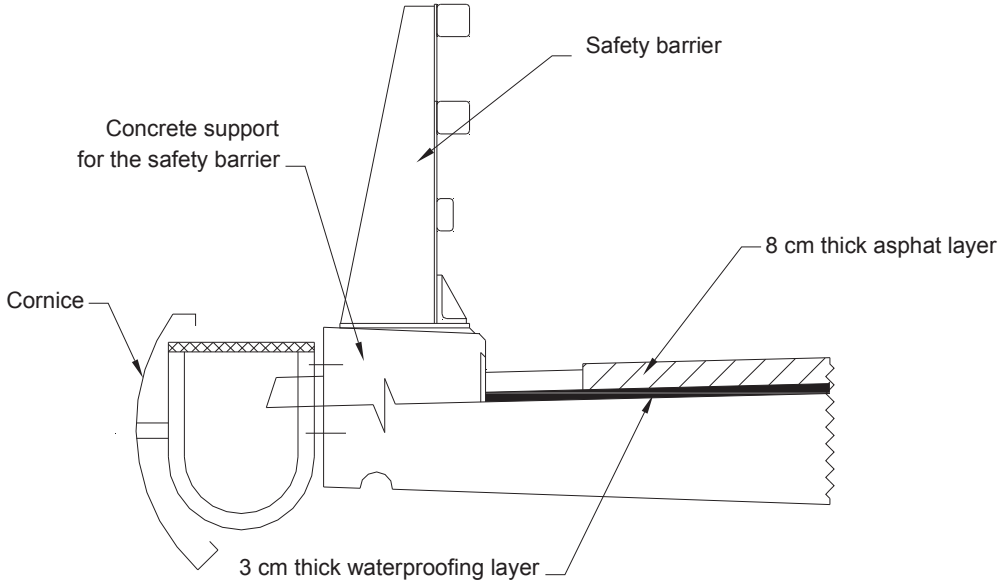


Figure 2-16 : Détails des équipements non structuraux

2.3.3.2 Retrait du béton

Selon l'Eurocode 4, trois types différents de déformations dues au retrait du béton doivent être pris en compte dans le calcul. Afin de simplifier l'analyse, et parce que le retrait thermique du béton frais fait partie de choix nationaux, il a été décidé de ne pas le prendre en compte dans les calculs. Seules les déformations de retrait endogène et de dessiccation ($\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$ avec les notations de l'EN1992-1-1, 3.1.4(6)) ont été prises en compte. Deux valeurs de la déformation totale ε_{cs} ont alors été calculées :

- Déformation de retrait pour la situation de calcul persistante à la mise en service (pour l'âge du pont bipoutre t_{ini} = 80 jours, pour l'âge du pont à poutre-caisson t_{ini} = 170 jours)

  Le Tableau 2-9 résument les valeurs des retraits endogène et de dessiccation pour la situation de calcul persistante à la mise en service pour le pont bipoutre et pour le pont-caisson respectivement.

	Pont bipoutre	Pont caisson
Retrait endogène	4,88E-05	5,44E-05
Retrait de dessiccation	1,36E-05	2,23E-05
Total	**6,2[illegible]05**	**[illegible],6[illegible]05**

Tableau 2-9 : Retrait à la mise en service (t_{ini})

- Déformation de retrait pour la situation de calcul persistante à terme infini

  Le Tableau 2-10 résume les valeurs de déformation de retrait endogène et de dessiccation pour la situation de calcul persistante à terme infini pour le pont bipoutre et le pont-caisson.

□□1□□4□2, 5□4□2□2□□ □l□a□□ □t □□ta□t

(2) À l'exception des éléments dont les deux semelles sont mixtes, les effets du fluage peuvent être pris en compte par l'utilisation de coefficients d'équivalence n_L pour le béton. Les coefficients d'équivalence dépendant du type de chargement (indice L) sont donnés par :

$$n_L = n_0 \, (1 + \psi_L / \varphi_t) \qquad (5.6)$$

où :

n_0 est le coefficient d'équivalence E_a / E_{cm} pour un chargement à court terme ;

E_{cm} est le module sécant d'élasticité du béton pour un chargement à court terme selon l'EN 1992-1-1:2004, Tableau 3.1 ou Tableau 11.3.1 ;

φ_t est le coefficient de fluage φ (t,t_0) selon l'EN 1992-1-1:2004, 3.1.4 ou 11.3.3, en fonction de l'âge (t) du béton au moment considéré et de l'âge (t_0) lors du chargement ;

ψ_L est le multiplicateur de fluage dépendant du type de chargement, pris égal à 1,1 pour les charges permanentes, à 0,55 pour les effets primaires et secondaires du retrait et à 1,5 pour la précontrainte réalisée par déformations imposées.

	t □ ∞
□□t□a□t □□□o□□□□	6.25E-05
□□t□a□t □□ □□□□□□□at□o□	1.77E-04
Total	**2□40 □□04**

Tableau 2-10 : Retrait au temps infini

Enfin, pour le calcul des sollicitations pour la situation de calcul persistante à la mise en service, une déformation de retrait de $6{,}2.10^{-5}$ (pour le pont bipoutre) et de $7{,}67.10^{-5}$ (pour le pont-caisson) est appliquée à chaque segment de dalle en suivant l'ordre de coulage. Pour la situation de calcul à terme infini, une déformation de retrait de $2{,}4.10^{-4}$ (pour les deux ponts) est appliquée à la totalité de la dalle après achèvement de toutes les phases de coulage.

2□3□3□3 □l□a□□ □ □o□□□□□□□□t □□□□□□al□□□□

2.3.3.3.1 Coefficients d'équivalence pour les chargements à court terme

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}} = 6{,}1625$$

2.3.3.3.2 Coefficient d'équivalence pour les chargements à long terme

Pour un chargement à long terme donné L appliqué au pont lorsque l'âge moyen du béton est égal à t_0, le coefficient d'équivalence est défini par l'équation suivante pour les calculs du pont au terme infini (EN1994-2, 5.4.2.2(2)) :

$$n_L = n_0\left(1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0)\right)$$

Les Tableaux 2-11 et 2-12 donnent les valeurs intermédiaires pour le calcul du coefficient de fluage $\varphi(\infty, t_0)$ ainsi que les valeurs du coefficient d'équivalence n_L respectivement utilisées dans les dimensionnements du pont bipoutre et du pont-caisson. Voir les Tableaux 2-1 et 2-2 respectivement, pour de plus amples détails sur les âges t_0.

Chargement	ψ_L	t_0 (jours)	$\varphi(\infty, t_0)$	n_L
Bétonnage	1,1	24	1,484	16,22
Retrait	0,55	1	2,683	15,25
Equipements non structuraux	1,1	57,5	1,256	14,68

Tableau 2-11 : Coefficients d'équivalence pour les chargements à long terme (pont bipoutre)

Chargement	ψ_L	t_0 (jours)	$\varphi(\infty, t_0)$	n_L
Bétonnage	1,1	67,5	1,215	14,40
Retrait	0,55	1	2,674	15,23
Equipements non structuraux	1,1	104	1,118	13,74

Tableau 2-12 : Coefficients d'équivalence pour les chargements à long terme (pont caisson)

□□1□□1□2, 4□2□3□ □□□o□□a□□ □□la □□a□□□□□ □□ □o□□□ □o□□□□□t□o□□□ll□□

(1) Il convient de mesurer la largeur de chaussée *w* entre bordures ou entre limites intérieures des dispositifs de retenue des véhicules, en excluant la distance entre les dispositifs de retenue fixes ou les bordures du terre-plein central ainsi que la largeur de ces dispositifs de retenue.

NOTE : L'Annexe Nationale peut définir la valeur minimale de la hauteur des bordures à prendre en compte. La hauteur minimale recommandée est de 100 mm.

(2) Le Tableau 4.1 définit la largeur w_l des voies conventionnelles ainsi que le nombre n_i (entier) maximum de ces voies sur la chaussée.

Tableau 4.1 — Nombre et largeur des voies conventionnelles

Largeur de la chaussée *w*	Nombre de voies conventionnelles	Largeur d'une voie conventionnelle w_l	Largeur de l'aire résiduelle
$w < 5{,}4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5{,}4 \text{ m} \le w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \le w$	$n_l = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTE Par exemple, pour une chaussée ayant une largeur de 11 m, $n_l = Int\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, et la largeur de l'aire résiduelle est $11 - 3 \times 3 = 2$ m.

(3) Dans le cas de largeurs de chaussée variable, il convient de définir le nombre de voies conventionnelles selon le principe du Tableau 4.1.

NOTE : Par exemple, le nombre de voies conventionnelles sera égal à :

- 1 lorsque $w < 5{,}4$ m
- 2 lorsque $5{,}4 \text{ m} \le w < 9$ m
- 3 lorsque $9 \text{ m} \le w < 12$ m, etc.

(4) Lorsque la chaussée d'un tablier de pont est séparée physiquement en deux parties par un terre-plein central :

(a) il convient d'effectuer le découpage pour chacune des parties, bandes d'arrêt et bandes dérasées comprises, si les parties sont séparées par un dispositif de retenue permanent ;

(b) il convient d'effectuer le découpage pour l'ensemble de la chaussée, terre-plein central compris, si les parties sont séparées par un dispositif de retenue temporaire.

NOTE Les règles fixées en 4.2.3(4) peuvent être ajustées pour le projet individuel, permettant des modifications ultérieures envisagées concernant les voies de circulation sur le tablier – pour les réparations par exemple.

Les effets hyperstatiques (également appelés « effets secondaires » dans l'Eurocode 4) du fluage sont négligeables comparés aux effets des autres actions. Par conséquent, ils n'ont pas été pris en compte dans les calculs (et le coefficient d'équivalence correspondant n'est pas mentionné ici).

2.3.3.4 [illegible]

2.3.3.4.1 Coefficients d'ajustement

La définition des charges verticales du modèle de charges LM1 (constitué du système tandem TS et de la charge uniformément répartie UDL) comprend une série de coefficients d'ajustement α_{Qi}, α_{qi} et α_{qr}. Ces coefficients sont donnés dans l'Annexe Nationale de chaque pays. Seules des valeurs recommandées minimales sont données dans l'EN 1991-2. Pour le projet COMBRI+, les valeurs suivantes ont été prises (tirées de l'Annexe Nationale française de l'EN1991-2 pour une catégorie de trafic de grande route ou d'autoroute) (EN1991-2, 4.3.2 (3)) :

Voie n°	α_{Qi} (for TS)	α_{qi} (for UDL)	α_{qr}
1	0,9	0,7	/
2 ou plus	0,8	1,0	/
Aire résiduelle	/	/	1

Tableau 2-13 : Coefficients d'ajustement du modèle de charge LM1

2.3.3.4.2 Positionnement transversal du modèle LM1

Les charges UDL et TS sont positionnées longitudinalement et transversalement sur le tablier de sorte à obtenir l'effet le plus défavorable pour la poutre principale étudiée (poutre n°1 dans la Figure 2- 17) et pour la poutre-caisson.

- [illegible]

On utilise une ligne d'influence transversale rectiligne (cf. Figures 2-20 et 2-22) en supposant qu'une charge verticale introduite dans le plan de l'âme d'une poutre principale est entièrement supportée par cette poutre. Les parties défavorables de chaque ligne d'influence longitudinale sont alors chargées selon la distribution transversale des charges verticales de trafic UDL et TS entre les deux poutres principales.

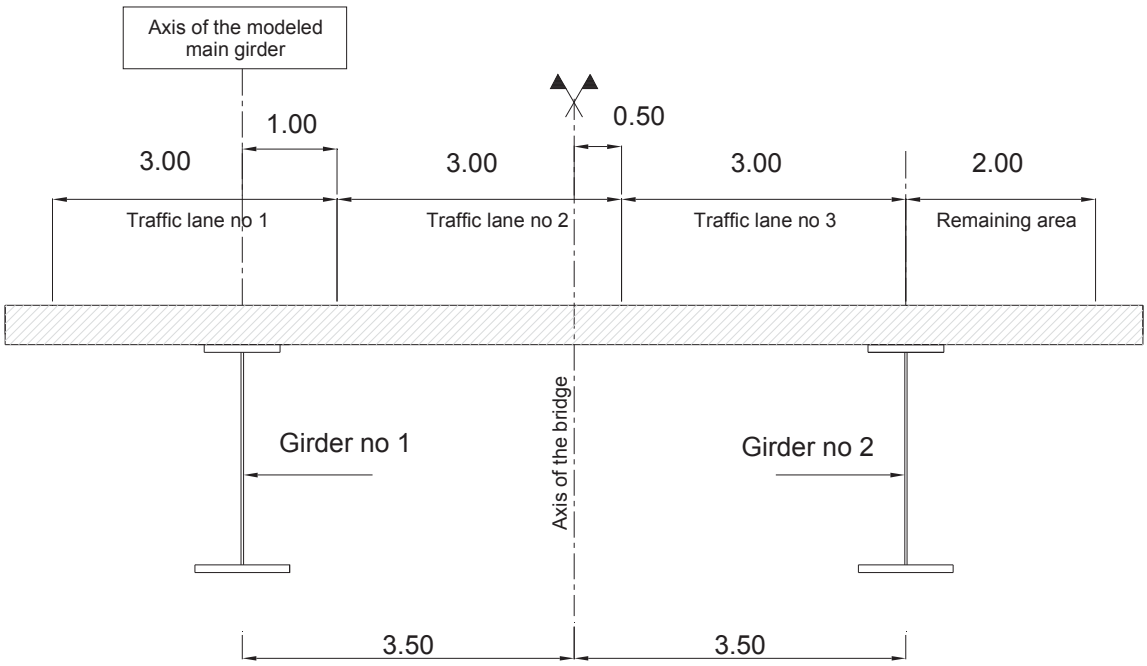


Figure 2-17 : Positionnement des voies pour le calcul de la poutre n°1

La largeur de chaussée située entre les faces verticales intérieures des supports en béton longitudinaux des glissières de sécurité atteint w = 11 m, centrée sur l'axe du tablier. Trois voies de circulation de 3 m de large chacune ainsi qu'une zone restante de 2 m de large peuvent être placées dans cette largeur. Les voies de circulation sont ainsi disposées de la façon la plus défavorable pour la poutre n°1 étudiée, conformément au diagramme de la Figure 2-20 (EN 1991-2, 4.2.3).

- **□o□□l□ □o□t □a□□o□**

On utilise une ligne d'influence transversale rectiligne horizontale (cf. Figures 2.21 et 2.23). Elle correspond à l'hypothèse selon laquelle il existe une rigidité suffisante pour empêcher la déformation des sections transversales. Les charges de trafic excentriques *Q (TS)* et *q (UDL)* sont modélisées en utilisant des charges centrées de même valeurs *Q* et *q*, et des moments de torsion (M_Q pour la charge concentrée et m_q pour la charge répartie, cf. Figure 2-18). Le calcul du moment de torsion est expliqué dans le paragraphe 2.3.3.5.

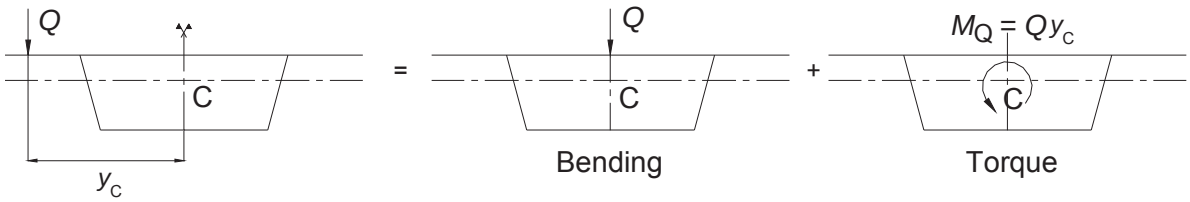


Figure 2-18 : Calcul du caisson dans le cas de charges excentrées

La largeur de chaussée située entre les faces verticales intérieures des supports en béton longitudinaux des glissières de sécurité extérieures atteint 20,22 m, centrée sur l'axe du tablier. La glissière de sécurité qui sépare les deux sens de la route au centre du tablier n'a pas été prise en compte lors de l'application du modèle 1 de charge de trafic sur cette chaussée de 20,22 m de large.

Six voies de circulation de 3 m de large chacune ainsi qu'une aire résiduelle de 2,22 m de large peuvent être placées dans cette chaussée de 20,22 m de largeur. Le positionnement transversal des voies de circulation n'a aucune importance pour l'étude de l'effet des charges verticales centrées Q et q, étant donné que chaque charge est également supportée par les deux âmes. Cette dernière hypothèse correspond à l'utilisation de la ligne d'influence transversale horizontale des Figures 2-21 et 2-23, avec la valeur imposée de 0,5 à l'emplacement de chaque âme principale. A l'inverse, ce positionnement transversal des voies de circulation influence les résultats de l'analyse globale du couple. La Figure 2-19 montre la répartition des voies la plus défavorable pour l'étude du couple.

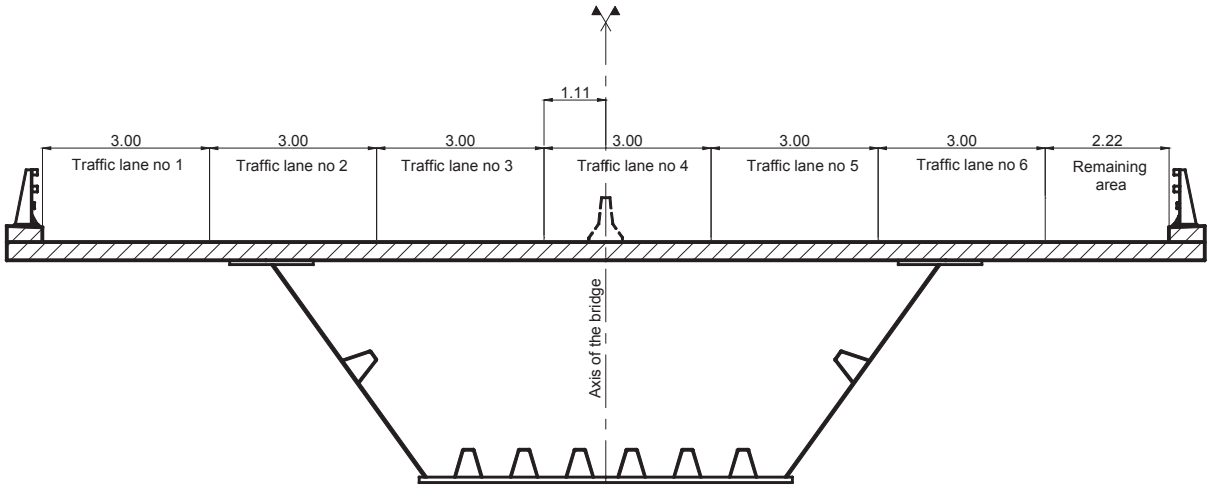


Figure 2-19 : Position des voies de circulation pour le calcul du pont caisson

□□1□□1□2, 4□3□2□1□□a□ □o□□l□ □□ □□a□□□1

(1) Le modèle de charge 1 consiste en deux systèmes partiels :

(a) Des charges concentrées à double essieu (tandem TS), chaque essieu ayant pour poids :

$$\alpha_q \, Q_k \qquad (4.1)$$

où : α_q sont des coefficients d'ajustement.

- Il convient de considérer au plus un tandem par voie conventionnelle.
- Il convient de ne considérer que des tandems complets.
- Pour l'évaluation des effets généraux, il convient de supposer que chaque tandem circule dans l'axe des voies conventionnelles (pour les vérifications locales, voir (5) ci-dessous ainsi que Figure 4.2b)
- Il convient de considérer chaque essieu de tandem comme possédant deux roues identiques ; la charge par roue est par conséquent égale à $0{,}5\alpha_q \, Q_k$.
- Il convient d'adopter comme surface de contact de chacune des roues un carré de 0,40 m de côté (voir Figure 4.2b)

(b) Des charges uniformément réparties (système UDL), avec un poids au mètre carré de voie conventionnelle égal à :

$$\alpha_q \, q_k \qquad (4.2)$$

où : α_q sont des coefficients d'ajustement.

Il convient de n'appliquer les charges uniformément réparties que sur les parties défavorables de la surface d'influence, longitudinalement et transversalement.

NOTE LM1 est destiné à couvrir des situations de trafic fluide, d'encombrement et de congestion en présence d'un pourcentage important de poids lourds. En général, lorsqu'il est utilisé avec les valeurs de base, ce modèle couvre les effets d'un véhicule spécial de 600 kN tel que défini dans l'Annexe A.

(4) Pour les valeurs caractéristiques de Q_{ik} et de q_{ik}, majoration dynamique incluse, il convient de retenir les valeurs données dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 — Modèle de charge 1 : Valeurs caractéristiques

Emplacement	Tandem *TS*	Système *UDL*
	Charges d'essieu Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m²)
Voie n° 1	300	9
Voie n° 2	200	2,5
Voie n° 3	100	2,5
Autres voies	0	2,5
Aire résiduelle (q_{rk})	0	2,5

- □□□t□□ □T□

Chaque essieu du système tandem TS doit être centré dans sa voie de circulation. Les intensités de charge verticale par essieu sont données dans l'EN1991-2 Tableau 4.2. La Figure 2-20 indique la position transversale des trois tandems concernés par rapport aux poutres en acier porteuses principales (EN1991-2, 4.3.2(1) (a)).

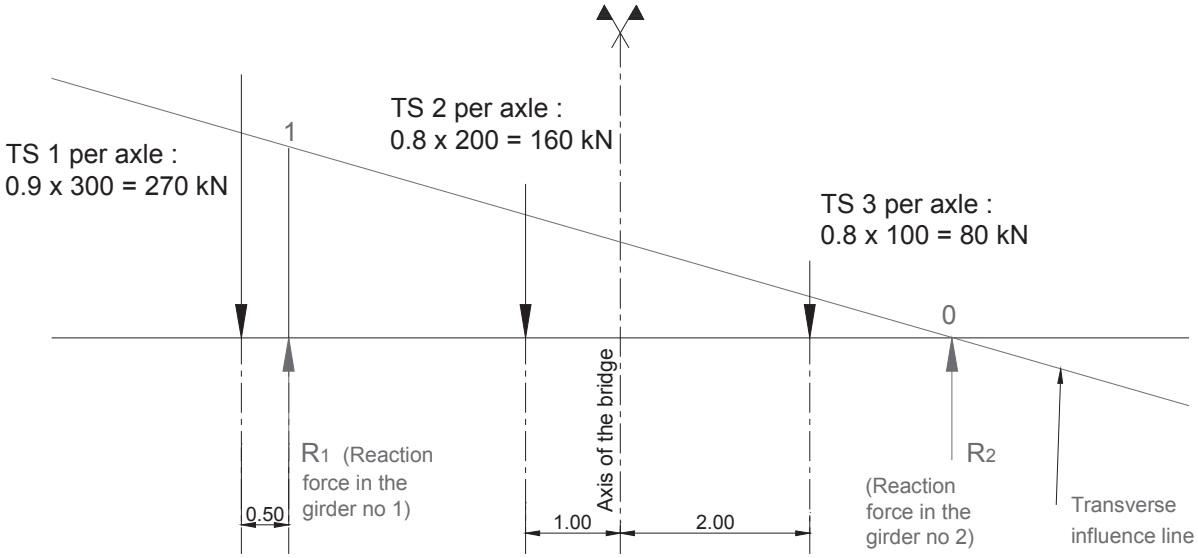


Figure 2-20 : Charges du système TS sur le tablier du pont bipoutre

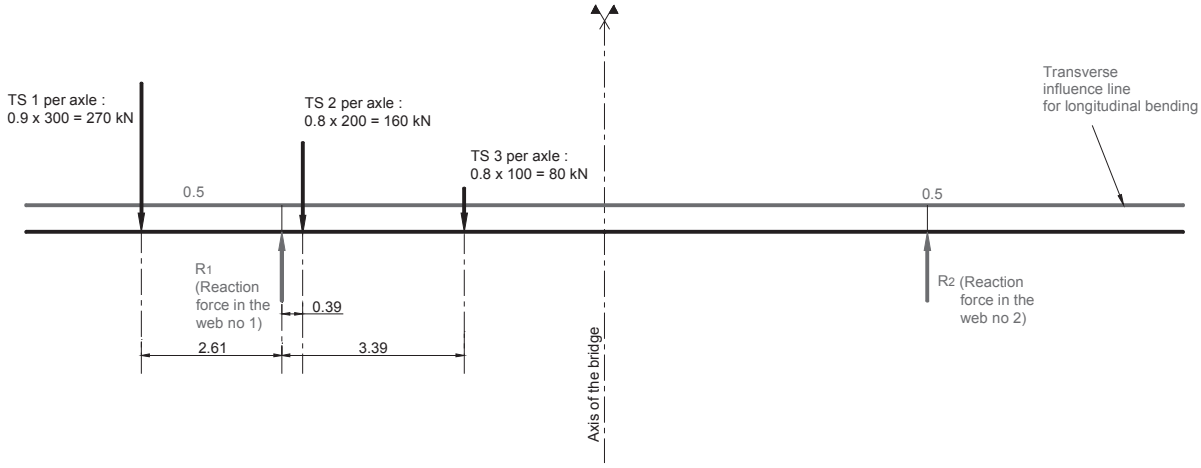


Figure 2-21 : Charges du système TS sur le tablier du pont caisson

Chaque voie de circulation ne peut supporter qu'un seul tandem TS dans le sens longitudinal. Les trois tandems TS utilisés (un par voie) pourraient ne pas être nécessairement situés dans la même section transversale.

- **a o t a t**

Pour le pont bipoutre, les voies de circulation sont chargées avec l'UDL jusqu'à l'axe de la poutre n° 2 (cf. Figure 2-22) c'est-à-dire la partie positive de la ligne d'influence transversale. Pour le pont-caisson, la ligne d'influence transversale étant déterminée, la totalité de la largeur de chaussée est chargée avec l'UDL. Les intensités de charges verticales de l'UDL sont données dans l'EN1991-2 Tableau 4.2 (EN1991-2, 4.3.2(1) (b)).

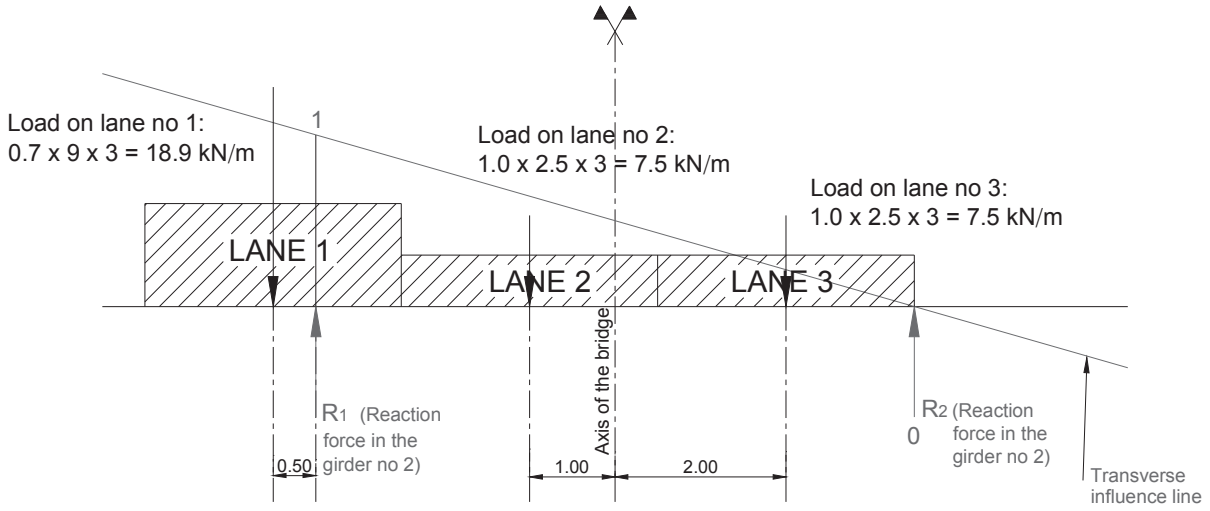


Figure 2-22 : Répartition transversale des charges UDL sur le tablier du pont bipoutre

Noter que si la voie n°3 s'étendait au-delà de l'axe de la poutre principale n°2, elle ne serait que partiellement chargée dans la zone positive de la ligne d'influence transversale.

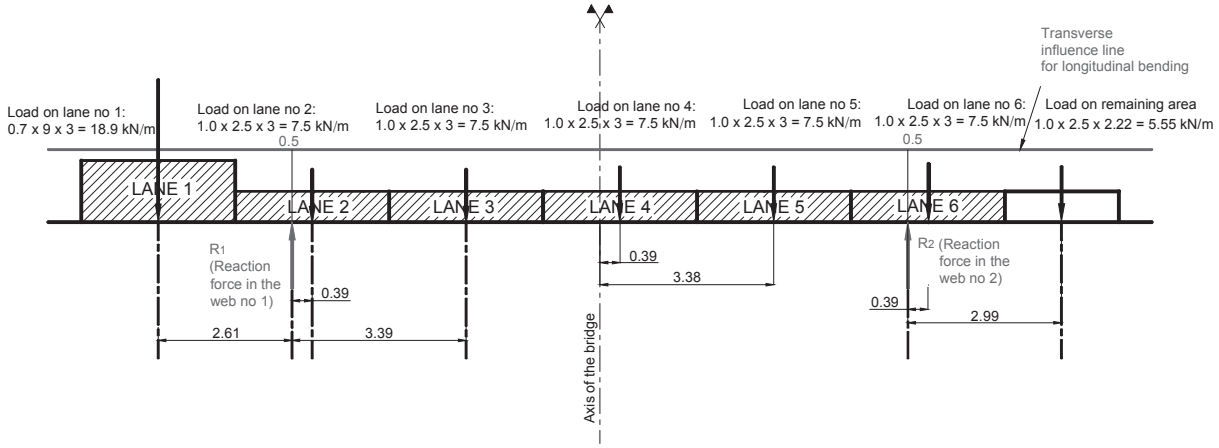


Figure 2-23 : Répartition transversale des charges UDL sur le tablier du pont caisson

2.3.3.4.3 Positionnement longitudinal du modèle LM1

Le logiciel utilisé pour calculer les sollicitations déplace automatiquement sur la longueur du pont la partie des charges de trafic TS et UDL qui arrivent transversalement dans la poutre n° 1 modélisée (la plus chargée selon l'analyse en 2.3.3.4.2, cf. Figure 2-30). Il donne directement les enveloppes de moments fléchissants et d'efforts tranchants pour :

- la valeur caractéristique du modèle LM1 : 1,0 UDL + 1,0 TS
- la valeur fréquente du modèle LM1 : 0,4 UDL + 0,75 TS

□□1□□4□2, 5□4□2□2 □11□ □l□a□□ □t □□t□a□t

(11) Il convient de calculer la rigidité de torsion de Saint-Venant des sections fermées, pour une section transversale transformée dans laquelle l'épaisseur de la dalle en béton est réduite par le coefficient d'équivalence $n_{0G} = G_a/G_c$ où G_a et G_c sont respectivement les modules d'élasticité en cisaillement de l'acier de construction et du béton. Il convient de tenir compte des effets du fluage conformément à (2) avec le coefficient d'équivalence $n_{LG} = n_{0G}\ (1 + \psi_L \varphi_t)$.

□□1□□4□2, 5□4□2□3 □6□ □□□□t□ □□la □□□□□□at□o□ □□ □□to□

(6) Il convient de calculer la rigidité en torsion des sections fermées pour une section transversale transformée. Dans les zones où la dalle en béton est supposée fissurée à cause de la flexion, il convient d'effectuer le calcul en tenant compte d'une épaisseur de dalle réduite de moitié, à moins que les effets de la fissuration ne soient pris en compte de manière plus précise.

2.3.3.5 Torsion

Toutes les charges appliquées sur le pont-caisson sont symétriques dans le sens transversal, à l'exception des charges de trafic.

Par conséquent, le moment de torsion exercé dans les sections est produit uniquement par le modèle LM1. Si l'on considère les charges verticales appliquées sur le côté gauche de l'axe longitudinal du tablier :

- pour le TS, le moment de couple (pour un seul essieu par tandem) est égal à :

  270 kN x 8,61 m + 160 kN x 5,61 m + 80 kN x 2,61 m = 3431 kN.m

- pour l'UDL, le moment de couple linéaire est égal à :

  18,9 kN/m x 8,61 m + 17,8 kN/m x 3,55 m = 226 kN.m/m.

Comme déjà mentionné dans le paragraphe 2.3.3.4.2 pour la flexion longitudinale, le logiciel déplace automatiquement sur la longueur du pont les charges de trafic TS et UDL pour calculer le moment de torsion le plus défavorable dans chaque section. L'influence des variations d'épaisseur à l'emplacement du centre de cisaillement a été ignorée. Par conséquent, on suppose que chaque section du pont possède le même centre de cisaillement.

La rigidité de torsion de St Venant de chaque section de caisson a été calculée au moyen de la formule suivante :

$$I_t = \frac{4\Omega^2}{\oint \frac{l}{e}}$$

Ω représente l'aire délimitée par les plans moyens des éléments de la section transversale du caisson.

Pour l'élément en béton, l'épaisseur e est divisée par le coefficient d'équivalence n_{0G} pour le chargement à court terme conformément à l'EN 1994-2 § 5.4.2.2 (11). Si la section est située dans une zone fissurée dans l'analyse globale en flexion, l'épaisseur de dalle est réduite de moitié pour prendre en compte l'effet de la fissuration (EN 1994-2 5.4.2.3 (6)).

Pour la section située au centre du pont (x = 270 m), cela donne :

- $\Omega = \frac{6.5 + 12}{2} 4.15$ =38.4 m²

- $n_{0G} = n_0 \frac{1+\nu_c}{1+\nu_a} = 6.1625 \frac{1.3}{1.2} = 5.69$

- Semelle inférieure : $\frac{l}{e} = \frac{6.5}{0.025}$ = 260, chaque âme : $\frac{l}{e} = \frac{4.8}{0.018}$ = 266, chaque semelle supérieure mixte : $\frac{l}{e} = \frac{0.75}{0.05 + 0.325/5.69}$ = 7,0, semelle supérieure en béton seulement : $\frac{l}{e} = \frac{10.5}{0.325/5.69}$ = 184, soit $\sum \frac{l}{e}$ = 990

En fin de compte, $I_t = \frac{4\Omega^2}{\oint \frac{l}{e}}$ = 5,96 m^4 pour cette section.

EN1990, 4.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

EN1990, 6.4.3.2 (3) Combinaisons d'actions pour situations de projet durables ou transitoires (combinaisons fondamentales))

(3) La combinaison des actions entre parenthèses { }, dans l'expression (6.9b) peut s'exprimer soit par :

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad (6.10)$$

soit, pour des états-limites STR et GEO, par la plus défavorable des deux expressions suivantes :

$$\begin{cases}\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\\ \sum_{j\geq 1}\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\end{cases} \qquad (6.10a \text{ et } b)$$

où :

"+" signifie «doit être combiné à»

$\sum$ signifie «l'effet combiné de»

ξ est un coefficient de réduction pour les actions permanentes défavorables G

NOTE Les Annexes A donnent d'autres informations pour ce choix.

□□1□□0 □□□□□e 2, Tableau A2.4 (B) Valeurs de calcul des actions (STR/GEO) (Ensemble B)

Tableau A2.4(B) — Valeurs de calcul des actions (STR/GEO) (Ensemble B)

Situations de projet durable et transitoire	Actions permanentes		Pré-contrainte	Action variable dominante (*)	Actions variables d'accompagnement (*)	
	défavorables	favorables			principale (le cas échéant)	autres
(Eq. 6.10)	$\gamma_{G,sup}G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf}G_{k,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

Situations de projet durable et transitoire	Actions permanentes		Pré-contrainte	Action variable dominante (*)	Actions variables d'accompagnement (*)	
	défavorables	favorables			principale (le cas échéant)	autres
(Eq. 6.10a)	$\gamma_{G,sup}G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf}G_{k,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$
(Eq. 6.10b)	$\xi\gamma_{G,sup}G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf}G_{k,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

(*) Les actions variables sont celles considérées aux tableaux A2.1 à A2.3.

NOTE 1 Le choix entre 6.10, ou 6.10a et 6.10b sera dans l'Annexe nationale. Si c'est 6.10a et 6.10b, l'Annexe nationale peut de plus modifier 6.10a pour n'y inclure que les actions permanentes.

NOTE 2 Les valeurs des coefficients γ et ξ peuvent être données dans l'Annexe nationale. Les valeurs suivantes des coefficients γ et ξ sont recommandées pour l'usage de 6.10 ou 6.10a et 6.10b :

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ [1].

$\gamma_{G,inf} = 1,00$.

$\gamma_Q = 1,35$ lorsque Q représente des actions défavorables dues aux trafics routier ou de piétons (0 lorsqu'elles sont favorables).

$\gamma_Q = 1,45$ lorsque Q représente les actions défavorables dues au trafic ferroviaire, pour les groupes de charges 11 à 31 (sauf les groupes 16, 17, 26 [3] et 27 [3]), aux modèles de charges LM71, SW/0 et HSLM et aux trains réels, lorsque ces actions sont considérées comme des actions dominantes individuelles dues au trafic (0 lorsqu'elles sont favorables).

$\gamma_Q = 1,20$ lorsque Q représente les actions défavorables dues au trafic ferroviaire, pour les groupes de charges 16 et 17 et SW/2 (0 lorsqu'elles sont favorables).

$\gamma_Q = 1,50$ pour les autres actions dues au trafic et les autres actions variables [2].

$\xi = 0,85$ (de sorte que $\xi\gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).

$\gamma_{Sup} = 1,20$ dans le cas d'une analyse élastique linéaire, et $\gamma_{Sup} = 1,35$ dans le cas d'une analyse élastique non-linéaire, pour les situations de projet où les actions dues à des tassements différentiels peuvent avoir des effets défavorables. Pour les situations de projet où les actions dues à des tassements différentiels peuvent avoir des effets favorables, ces actions ne sont pas à prendre ne compte.

Voir aussi les EN 1991 à 1999 pour les valeurs des coefficients γ à utiliser pour les déformations imposées.

γ_P = les valeurs recommandées définies dans l'Eurocode de projet approprié.

1) Cette valeur s'applique au poids propre des éléments structuraux et non structuraux, au ballast, au sol, à l'eau souterraine et libre, aux charges déplaçables, etc.

2) Cette valeur s'applique à la poussée horizontale variable due aux actions du sol, de l'eau souterraine, de l'eau libre, du ballast, à la poussée des terres provoquée par le supplément de charge due au trafic, aux actions aérodynamiques, aux actions du vent, aux actions de la température, etc.

3) Pour les actions dues au trafic ferroviaire relatives aux groupes de charges 26 et 27, on peut appliquer $\gamma_Q = 1,20$ aux composantes individuelles des actions de trafic associées au modèle SW/2 et $\gamma_Q = 1,45$ aux composantes individuelles des actions de trafic associées aux modèles de charges LM71, SW/0 et HSLM etc.

NOTE 3 Les valeurs caractéristiques de toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par $\gamma_{G,sup}$ si l'effet total résultant de ces actions est défavorable, et par $\gamma_{G,inf}$ si l'effet total est favorable. Par exemple, toutes les actions provenant du poids propre de la structure peuvent être considérées comme émanant d'une même origine ; cela s'applique également si plusieurs matériaux sont concernés. Voir toutefois A2.3.1(2).

NOTE 4 Pour des vérifications particulières, les valeurs γ_G et γ_Q peuvent être subdivisées en γ_g, γ_q et le coefficient d'incertitude du modélisation γ_{Sd}. Une valeur de γ_{Sd} prise entre 1,0 et 1,15 peut être utilisée dans la plupart des cas courants, et peut être modifiée dans l'Annexe nationale.

NOTE 5 Lorsque des actions dues à l'eau ne sont pas couvertes par l'EN 1997 (par exemple l'eau courante), les combinaisons d'actions à utiliser peuvent être définies pour le projet individuel.

2.3.3.6 Gradient thermique

Pour simplifier l'étude, le gradient thermique n'est pas pris en compte dans ce rapport. La prise en compte du gradient thermique aurait des conséquences sur :

- la valeur des contraintes à l'Etat Limite de Service (ELS) en raison des effets primaires du gradient – mais le projet COMBRI+ est centré sur les phénomènes de voilement à l'ELU.
- l'amplitude de l'enveloppe des contraintes dans le béton qui aurait été plus large, et par conséquent sur les zones fissurées de l'analyse globale également.

2.3.4 Combinaisons d'actions

2.3.4.1 Situations de calcul

Le pont doit normalement être vérifié pour les situations de calcul suivantes :

- Situations de calcul transitoires :
  - pour l'acier de construction seul sous l'effet de son poids propre (phases de lancement),
  - pendant et après le bétonnage de chaque segment de dalle (16 ou 45 situations pour l'exemple de pont ci-après),
- Situations de calcul permanentes :
  - à la mise en service,
  - à terme infini.

Les situations de calcul transitoires relatives au lancement de la partie structurale en acier seront étudiées en 4.

Les deux situations de calcul permanentes sont intégrées dans l'analyse globale (en utilisant deux ensembles de coefficients d'équivalence). La vérification du pont sera alors effectuée une fois, en prenant en compte les enveloppes finales des sollicitations.

2.3.4.2 Remarques générales

Les notations utilisées sont celles des Eurocodes :

- $G_{k,sup}$: valeur caractéristique d'une action permanente *défavorable* (valeur nominale du poids propre et valeur maximale des équipements non-structuraux) en prenant en compte les phases de construction
- $G_{k,inf}$: valeur caractéristique d'une action permanent *favorable* (valeur nominale du poids propre et valeur minimale des équipements non-structuraux) en prenant en compte les phases de construction
- S : enveloppe de valeurs caractéristiques de sollicitations (ou déformations) dues au retrait du béton
- UDL_k : enveloppe de valeurs caractéristiques de sollicitations (ou déformations) dues aux charges uniformément réparties verticales du Modèle de Charge n°1 de l'EN1991-2
- TS_k : enveloppe de valeurs caractéristiques de sollicitations (ou déformations) dues aux charges concentrées verticales du Modèle de Charge n°1 de l'EN1991-2

Un calcul d'enveloppe avec $G_{k,sup}$ et $G_{k,inf}$ est nécessaire pour les charges permanentes, uniquement en raison du caractère variable de la charge du revêtement du tablier. On prend en compte la valeur nominale du poids propre (EN1990, 4.1.2).

Les combinaisons d'actions indiquées ci-dessous ont été établies au moyen de l'EN1990 et de son annexe normative A2 « Application pour les ponts ».

Le retrait n'est pas pris en compte si son effet est favorable.

EN1990 Annexe 2, Tableau A2.1 Valeurs recommandées des coefficients ψ - ponts routiers

Tableau A2.1 — Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les ponts routiers

Action	Symbole		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges de trafic (voir l'EN 1991-2, tableau 4.4)	gr1a (LM1+ charges de piétons ou de piste cyclable) 1)	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Charges de piétons + piste cyclable 2)	0,40	0,40	0
	gr1b (essieu unique)		0	0,75	0
	gr2 (forces horizontales)		0	0	0
	gr3 (charges dues aux piétons)		0	0	0
	gr4 (LM4 — chargement par une foule)		0	0,75	0
	gr5 (LM3 — véhicules spéciaux)		0	0	0
Forces dues au vent	F_{Wk} — situations de projet durables — exécution		 0,6 0,8	 0,2 —	 0 0
	F_W^*		1,0	—	—
Actions de la température	T_k		0,6 3)	0,6	0,5
Charges de neige	$Q_{Sn,k}$ (pendant l'exécution)		0,8	—	—
Charges de construction	Q_c		1,0	—	1,0

1) Les valeurs recommandées de ψ_0, ψ_1 et ψ_2 pour gr1a et gr1b sont données pour un trafic routier correspondant à des coefficients d'ajustement α_{Qi}, α_{qi}, α_{qr} et β_Q égaux à 1. Celles qui concernent le système UDL correspondent à des scénarios de trafic courants, dans lesquels une accumulation rare de camions peut se produire. D'autres valeurs peuvent être envisagées, pour d'autres types de routes ou de trafic attendu, en relation avec le choix des coefficients α correspondants. Par exemple, une valeur de ψ_2 différente de zéro peut être envisagée, pour le système UDL de LM1 seulement, pour les ponts portant un trafic lourd et continu. Voir aussi l'EN 1998.

2) La valeur de combinaison de la charge de piétons et de piste cyclable mentionnée dans le tableau 4.4a de l'EN 1991-2 est une valeur «réduite». Les coefficients ψ_0 et ψ_1 sont applicables à cette valeur.

3) La valeur recommandée de ψ_0 pour les actions dues à la température peut dans la plupart des cas être réduite à zéro pour les états-limites ultimes EQU, STR et GEO. Voir aussi les Eurocodes de projet.

EN1990 Annexe 2, A2.4.1 Généralités

(1) Pour les états-limites de service il convient de prendre comme valeurs de calcul des actions celles qui sont données au tableau A2.6, sauf spécification différente dans les EN 1991 à 1999.

NOTE 1 : Les coefficients γ pour les actions dues au trafic et les autres actions, pour l'état-limite de service, peuvent être définis dans l'Annexe nationale. Les valeurs de calcul recommandées sont données au tableau A2.6, où tous les coefficients γ sont pris égaux à 1,0..

Tableau A2.6 — Valeurs de calcul des actions à utiliser dans la combinaison d'actions

Combinaison	Actions permanentes G_d		Précontrainte	Actions variables Q_d	
	défavorables	favorables		dominante	autres
Caractéristique	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Quasi-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

NOTE 2 : L'Annexe nationale peut aussi faire référence à la combinaison non fréquente d'actions.

(2) Il convient de définir des critères d'aptitude au service qui soient en rapport avec les exigences de service en conformité avec 3.4 et les EN 1992 à EN 1999. Il convient de calculer les déformations selon les EN 1991 à 1999, en utilisant les combinaisons d'actions appropriées conformément aux expressions (6.14a) à (6.16b) (voir le tableau A2.6), en prenant en compte les exigences d'aptitude au service et la distinction entre états-limites réversibles et irréversibles.

NOTE Les exigences d'aptitude au service et les critères correspondants peuvent être définis soit dans l'Annexe nationale soit pour le projet individuel.

2.3.4.3 Combinaisons E□□ autres que la fati□ue

1,35 $G_{k,sup}$ (ou 1,0 $G_{k,inf}$) + (1,0 ou 0,0) S + 1,35 { UDL_k + TS_k }

Le retrait n'est pas pris en compte si son effet est favorable.

La combinaison d'actions ci-dessus mentionnée correspond à l'Equation (6.10) de l'EN1990, 6.4.3.2. Les Equations (6.10 a) et (6.10 b) n'ont pas été utilisées. Les valeurs γ ont été prises dans le Tableau A.2.4 (B) de l'Annexe A2 de l'EN1990. Les coefficients ψ_0 utilisés pour définir la valeur de combinaison d'une action variable ont été pris dans le Tableau A.2.1 de l'Annexe A2 de l'EN1990.

2.3.4.4 Combinaisons E□□

Conformément au paragraphe A2.4.1 de l'Annexe A2 de l'EN1990, il convient de prendre en compte les combinaisons suivantes :

- Combinaison à l'ELS caractéristique :
  $G_{k,sup}$ (or $G_{k,inf}$) + (1.0 or 0.0) S + UDL_k + TS_k
- Combinaison ELS frequent :
  $G_{k,sup}$ (or $G_{k,inf}$) + (1.0 or 0.0) S + 0.4. UDL_k + 0.75. TS_k
- Combinaison ELS quasi-permanent :
  $G_{k,sup}$ (or $G_{k,inf}$) + (1.0 or 0.0) S

EN1994□2, □4.2.3 (2) Effets de la fissuration du béton

(2) La méthode suivante peut être utilisée pour la détermination des effets de la fissuration dans les poutres mixtes avec semelles en béton. En premier lieu, il convient de calculer l'enveloppe des sollicitations pour les combinaisons caractéristiques, voir l'EN 1990:2002, 6.5.3, en incluant les effets à long terme et en utilisant la rigidité en flexion $E_a\ I_1$ des sections non fissurées. Cette analyse est dite « analyse non fissurée ».

Dans les régions où la contrainte de traction exercée sur la fibre extrême du béton par l'enveloppe des effets globaux dépasse deux fois la résistance f_{ctm} ou f_{lctm}, voir l'EN 1992-1-1:2004, Tableau 3.1 ou Tableau 11.3.1, il convient de réduire la rigidité à $E_a\ I_2$, voir 1.5.2.12. Cette distribution de rigidité peut être utilisée pour les états limites ultimes et pour les états limites de service. Une nouvelle distribution des sollicitations, et des déformations s'il y a lieu, est alors déterminée par une nouvelle analyse, dite « analyse fissurée ».

2.4 ANALYSE GLOBALE

L'analyse globale est le calcul de l'ensemble du pont effectué en vue de déterminer les sollicitations et les contraintes correspondantes exercées dans toutes ses sections transversales. Ce calcul est fait en respectant les phases de construction définies et en prenant en compte deux dates particulières de la vie du pont – à la mise en service (situation à court terme) et au terme infini (situation à long terme).

2.4.1 Généralités

Selon l'Eurocode 4, l'analyse globale d'un pont bipoutre est une analyse élastique linéaire au premier ordre prenant en compte les phases de construction et la fissuration du béton autour des appuis intermédiaires.

2.4.1.1 Prise en compte de la fissuration du béton

Pour l'exemple, on a choisi de calculer les longueurs fissurées autour des appuis internes au lieu d'utiliser la méthode simplifiée dite « des 15 % ». Ceci est obtenu par deux analyses globales successives (EN 1994-2, 5.4.2.3(2)) :

- Dans une première analyse globale - appelée « *analyse sans fissuration* » - le béton est considéré comme non fissuré pour le calcul des propriétés de section transversale de toutes les sections transversales de la poutre principale modélisée ;
- Dans une section transversale donnée, si la contrainte de traction exercée dans la fibre supérieure longitudinale σ_c de la dalle en béton est supérieure à $-2.f_{ctm}$ (= -6,4 MPa dans l'exemple) sous l'effet de la combinaison à l'ELS caractéristique, le béton de cette section transversale doit alors être considéré comme fissuré dans la deuxième analyse globale. Ce critère définit donc des *zones fissurées* de part et d'autre des appuis intermédiaires ;
- Dans une deuxième analyse globale - appelée « *analyse avec fissuration* » - la rigidité de la dalle en béton dans les zones fissurées est réduite à la rigidité de son acier d'armature. Il convient d'utiliser les sollicitations - ainsi que les distributions de contraintes correspondantes - de cette analyse avec fissuration pour vérifier toutes les sections transversales du tablier.

Voir également le graphique de la Figure 2.28.

2.4.1.2 Prise en compte du traînage de cisaillement dans la dalle

Le traînage de cisaillement dans la dalle en béton est pris en compte par la réduction de la largeur de dalle réelle à une largeur « efficace ». Cette réduction influe donc sur les propriétés des sections transversales utilisées dans l'analyse globale (EN1994-2, 5.4.1.2).

Voir également le paragraphe 2.4.2.2 pour le calcul des largeurs efficaces dans cet exemple.

2.4.2 Sollicitations et contraintes

2.4.2.1 Modèle numérique

2.4.2.1.1 Pont bipoutre

Pour analyser la flexion longitudinale globale, le tablier est modélisé sous forme d'une ligne continue d'éléments-barres qui correspond à la fibre neutre de la poutre principale modélisée et qui comporte des appuis libres sur les piles et les culées. Par rapport à une référence fixe (qui peut être liée, par exemple, au profil longitudinal final de la chaussée) cette fibre neutre change tout au long du calcul en fonction des propriétés de section transversale (aires et moments d'inertie de flexion) affectées aux éléments-barres du modèle. Ceci est dû aux différents coefficients d'équivalence à prendre en compte et au fait qu'une section transversale donnée peut être mixte ou non, avec du béton fissuré ou non, à la suite des différentes phases de l'analyse globale.

Outre les sections transversales situées sur les appuis intermédiaires et d'extrémité ainsi qu'à mi-travées, il est intéressant de positionner certaines sections transversales particulières aux extrémités des éléments-barres :

EN1994□2, □.4.1.2 (□) □ar□eur efficace des semelles pour le tra□na□e de cisaillement

(5) À mi-portée ou au niveau d'un appui intermédiaire, la largeur efficace totale b_{eff}, voir Figure 5.1, peut être déterminée par :

$$b_{\mathrm{eff}} = b_0 + \sum b_{\mathrm{ei}} \qquad (5.3)$$

où : b_0 est l'entraxe des connecteurs en saillie ;

b_{ei} est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme, prise égale à $L_e/8$ sans être toutefois supérieure à la largeur géométrique b_i. Il convient de prendre pour valeur b_i la distance entre le connecteur en saillie et le point situé à mi-distance entre les âmes adjacentes, mesurée à mi-hauteur de la semelle en béton, sauf pour un bord libre où b_i est la distance au bord libre. Il convient de prendre pour longueur L_e la distance approximative entre les points de moment fléchissant nul. Pour les poutres mixtes continues types, lorsque le calcul est régi par une enveloppe de moments résultant de différentes dispositions de charges, et pour les consoles, L_e peut être prise comme indiqué sur la Figure 5.1.

- au quart et aux trois-quarts de chaque travée (pour définir les largeurs efficaces de la dalle afin de calculer la distribution des contraintes, voir également le paragraphe 6.2.2)
- aux extrémités de chaque segment de coulage de la dalle,
- au niveau des changements d'épaisseur de la répartition de l'acier de construction.

Afin d'obtenir une bonne précision de la longueur de zone fissurée, la longueur de l'élément-barre est limitée à 1,5 m dans la travée centrale et à 1,25 m dans les travées d'extrémité.

Chaque cas de charge est introduit dans le modèle numérique avec les caractéristiques mécaniques correspondantes des sections transversales.

2.4.2.1.2 Pont caisson

Anal□se □lobale pour le calcul de la fle□ion

La poutre-caisson est modélisée de la même manière qu'un pont bipoutre dont la largeur des semelles inférieures est la moitié de celle de la semelle inférieure de la section de caisson. On étudie la moitié de la poutre-caisson (soit l'équivalent d'une seule poutre d'un pont bipoutre).

Les principales différences sont le positionnement des voies de circulation et la ligne d'influence transversale, déjà décrites dans le paragraphe 2.3.3.4.

Pour analyser la flexion longitudinale globale, le tablier est modélisé sous forme d'une ligne continue d'éléments-barres qui correspond à la fibre neutre de la demi-poutre-caisson modélisée et qui comporte des appuis libres sur les piles et les culées. Par rapport à une référence fixe (qui peut être liée, par exemple, au profil longitudinal final de la chaussée) cette fibre neutre change tout au long du calcul en fonction des caractéristiques mécaniques (aires et moments d'inertie de flexion) affectées aux éléments-barres du modèle. Ceci est dû aux différents coefficients d'équivalence à prendre en compte et au fait qu'une section transversale donnée peut être mixte ou non, avec du béton fissuré ou non, à la suite des différentes phases de l'analyse globale.

Outre les sections transversales situées sur les appuis intermédiaires et d'extrémité ainsi qu'à mi-travées, il est intéressant de positionner certaines sections transversales particulières aux extrémités des éléments-barres :

- au quart et aux trois-quarts de chaque travée (pour définir les largeurs efficaces de la dalle afin de calculer la distribution des contraintes, voir également le paragraphe 2.4.2.2),
- aux extrémités de chaque segment de coulage de la dalle,
- au niveau des changements d'épaisseur de la répartition de l'acier de construction.

Chaque cas de charge est introduit dans le modèle numérique avec les caractéristiques mécaniques correspondantes des sections transversales.

Anal□se □lobale pour le calcul de la torsion

Le premier modèle est un modèle en 2D et représente uniquement la moitié d'un tablier. L'étude de la torsion exige un modèle en 3D avec la définition de la rigidité de torsion sur toute la longueur du pont et de la totalité de la section transversale en caisson du tablier.

2.4.2.2 □ar□eurs efficaces

2.4.2.2.1 Pont bipoutre

Dans une section transversale d'une des poutres principales, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes (voir Figure 2-24) :

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \qquad \text{(EN1994-2, 5.4.1.2 (5))}$$

Avec :

- b_0 (= 650 mm pour l'exemple), entraxe entre les files de goujons extérieures ;
- b_{ei} = min {L_e/8 ; b_i} où L_e est la portée équivalente dans la section transversale concernée et où b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale ;
- $\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité C0 et C3, où $\beta_i = 0{,}55 + 0{,}025.L_e/b_{ei} < 1{,}0$ avec b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité (EN1994-2, 5.4.1.2 (6)).

EN1994□2, □.4.1.2 (6) □ar□eurs efficaces des semelles pour le traina□e de cisaillement

(6) La largeur efficace au niveau d'un appui d'extrémité peut être déterminée par :

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \, b_{ei} \qquad (5.4)$$

avec :

$$\beta_i = (0{,}55 + 0{,}025 \, L_e / b_{ei}) \leq 1{,}0 \qquad (5.5)$$

où : b_{ei} est la largeur efficace, voir (5), de la travée d'extrémité à mi-portée et L_e est la portée équivalente de la travée d'extrémité conformément à la Figure 5.1.

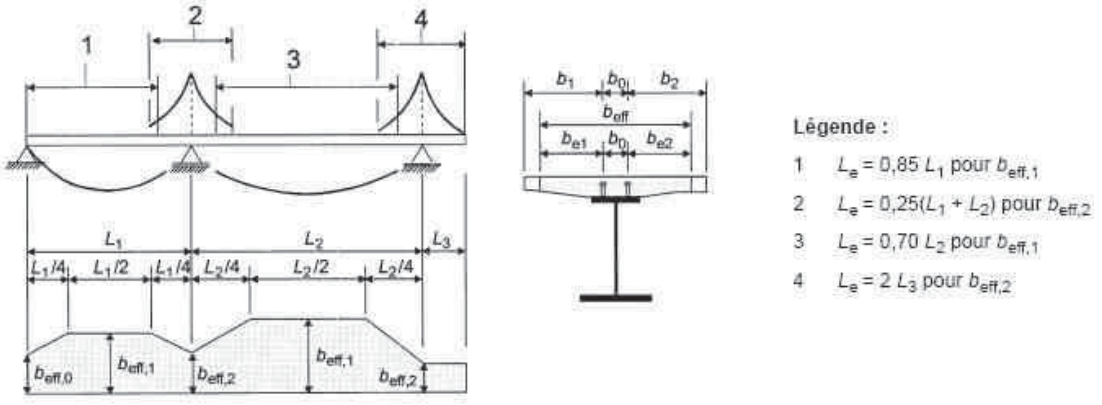


Figure 5.1 — Travées équivalentes pour la largeur efficace de la semelle en béton

EN1994□2, □.4.1.2 (4) □ar□eurs efficaces des semelles pour le tra□na□e de cisaillement

(4) Lorsque l'analyse globale élastique est utilisée, une largeur efficace constante peut être admise sur la longueur totale de chaque travée. Cette valeur peut être prise égale à la valeur $b_{eff,1}$ à mi-travée pour une travée appuyée à ses deux extrémités, ou à la valeur $b_{eff,2}$ au niveau de l'appui pour un porte-à-faux.

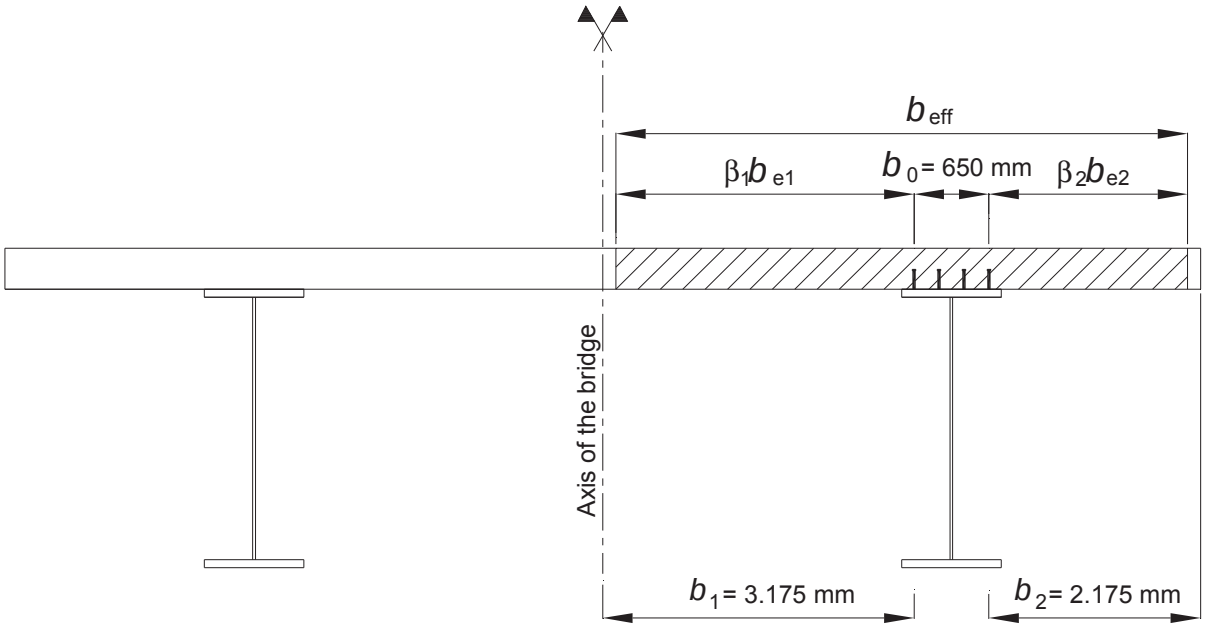


Figure 2-24 : Largeur efficace de dalle dans une section de poutre principale du pont bipoutre

Les portées équivalentes sont les suivantes :

- L_{e1} = 0,85 L_1 = 0,85x50 = 42,5 m pour les sections transversales situées dans les travées d'extrémité C0-P1 et P2-C3 et pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité C0 et C3 (EN1994-2, Figure 5.1) ;
- L_{e2} = 0,7 L_2 = 0,7x60 = 42 m pour les sections transversales situées dans la travée centrale P1-P2 ;
- L_{e3} = 0,25.(L_1 + L_2) = 0,25x(50+60) = 27,5 m pour les sections transversales situées sur les appuis internes P1 et P2.

Etant donné que $L_{ei}/8$ est toujours supérieure à b_i pour l'exemple on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité C0 et C3 où le coefficient β_i a un impact :

- β_1 = 0,55 + 0,025.L_{e1}/b_{e1} = 0,55 + 0,025x42,5/3,175 = 0,88 < 1,0 ,
- β_2 = 0,55 + 0,025.L_{e1}/b_{e2} = 0,55 + 0,025x42,5/2,175 = 1,04 mais comme β_2>1 , on retient β_2 = 1.

La largeur de dalle variera donc de façon linéaire de 5,634 m sur l'appui d'extrémité C0 à 6,0 m pour l'abscisse 0,25.L_1 = 12,5 m dans la travée C0-P1 (EN1994-2, Figure 5.1). Ensuite, elle restera constante et égale à 6,0 m jusqu'à l'abscisse 2.L_1 + L_2 – 0,25 L_1 = 147,5 m, puis variera de façon linéaire de 6,0 m à 5,634 m sur l'appui d'extrémité C3.

Cette largeur efficace variable est toujours prise en compte pour calculer la distribution des contraintes longitudinales.

Pour calculer les sollicitations au moyen d'une analyse globale élastique linéaire, on a utilisé des largeurs constantes pour chaque travée en prenant en compte les valeurs à mi-travée (EN1994-2, 5.4.1.2(4)). Pour l'exemple, ceci signifie que le calcul peut être effectué avec la largeur de dalle réelle sur la totalité de la longueur du pont.

⇒ b_{eff} = 6 m

EN1994□2, □.4.1.2 (□) □ar□eur efficace des semelles pour le tra□na□e de cisaillement

(5) À mi-portée ou au niveau d'un appui intermédiaire, la largeur efficace totale b_{eff}, voir Figure 5.1, peut être déterminée par :

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \qquad (5.3)$$

où : b_0 est l'entraxe des connecteurs en saillie ;

b_{ei} est la valeur de la largeur efficace de la semelle en béton de chaque côté de l'âme, prise égale à $L_e/8$ sans être toutefois supérieure à la largeur géométrique b_i. Il convient de prendre pour valeur b_i la distance entre le connecteur en saillie et le point situé à mi-distance entre les âmes adjacentes, mesurée à mi-hauteur de la semelle en béton, sauf pour un bord libre où b_i est la distance au bord libre. Il convient de prendre pour longueur L_e la distance approximative entre les points de moment fléchissant nul. Pour les poutres mixtes continues types, lorsque le calcul est régi par une enveloppe de moments résultant de différentes dispositions de charges, et pour les consoles, L_e peut être prise comme indiqué sur la Figure 5.1.

EN1994□2, □.4.1.2 (6) □ar□eurs efficaces des semelles pour le tra□na□e de cisaillement

(6) La largeur efficace au niveau d'un appui d'extrémité peut être déterminée par :

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \, b_{ei} \qquad (5.4)$$

avec :

$$\beta_i = (0{,}55 + 0{,}025\, L_e / b_{ei}) \leq 1{,}0 \qquad (5.5)$$

où : b_{ei} est la largeur efficace, voir (5), de la travée d'extrémité à mi-portée et L_e est la portée équivalente de la travée d'extrémité conformément à la Figure 5.1.

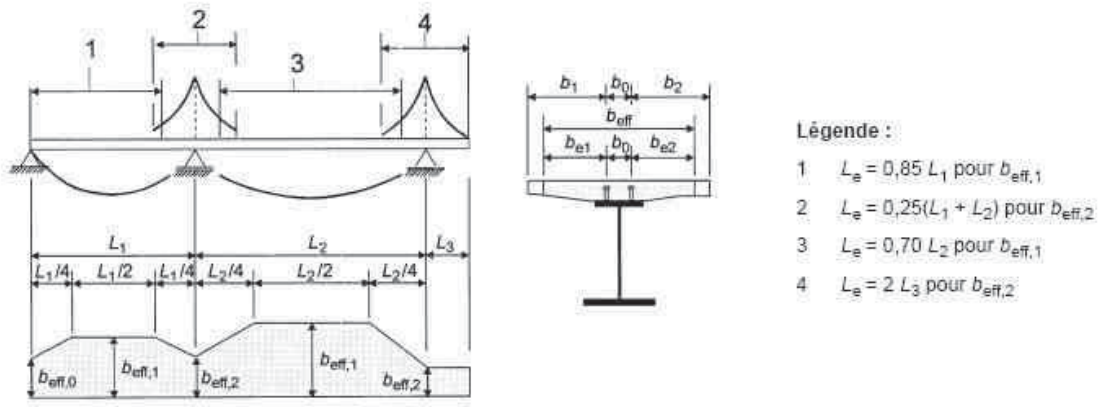


Figure 5.1 — Travées équivalentes pour la largeur efficace de la semelle en béton

EN1994□2, □.4.1.2 (4) □ar□eurs efficaces des semelles pour le tra□na□e de cisaillement

(4) Lorsque l'analyse globale élastique est utilisée, une largeur efficace constante peut être admise sur la longueur totale de chaque travée. Cette valeur peut être prise égale à la valeur $b_{eff,1}$ à mi-travée pour une travée appuyée à ses deux extrémités, ou à la valeur $b_{eff,2}$ au niveau de l'appui pour un porte-à-faux.

2.4.2.2.2 Pont caisson

□ar□eur efficace de la dalle béton

Dans une section donnée de la poutre principale, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes (voir Figure 2.25):

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \qquad \text{(EN1994-2, 5.4.1.2 (5))}$$

Avec :

- b_0 (= 1250 mm pour l'exemple), distance entraxe entre les files de goujons extérieures ;
- b_{ei} = min {L_e/8 ; b_i } où L_e est la longueur de portée équivalente dans la section transversale concernée et où b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale ;
- $\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité C0 et C5 où $\beta_i = 0{,}55 + 0{,}025.L_e/b_{ei} < 1{,}0$ avec b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité (EN1994-2, 5.4.1.2 (6)).

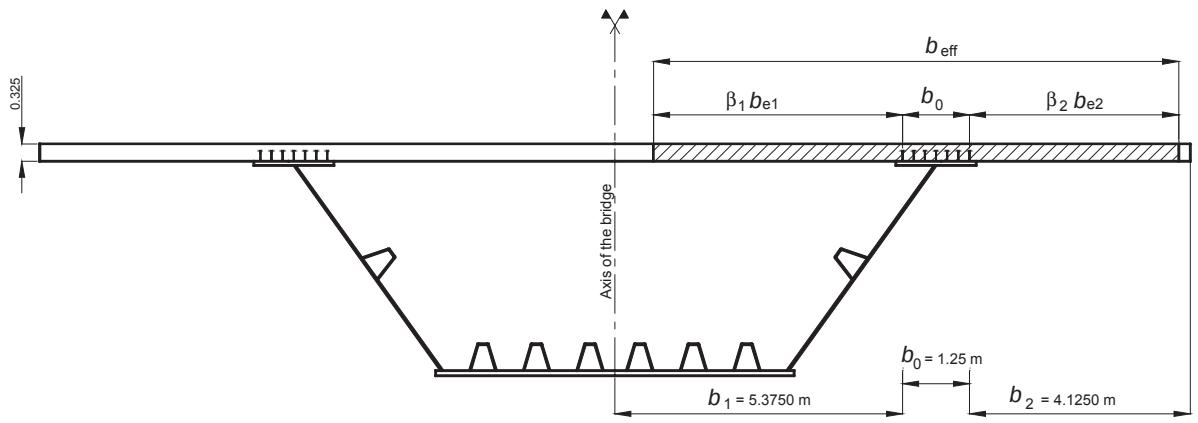


Figure 2-25 : Largeurs efficaces de la dalle dans une section du pont caisson

Les portées équivalentes sont les suivantes :

- $L_{e1} = 0{,}85\ L_1 = 0{,}85\text{x}90 = 76{,}5$ m pour les sections transversales situées dans les travées d'extrémité C0-P1 et P4-C5 et pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité C0 et C5 (EN1994-2, Figure 5.1) ;
- $L_{e2} = 0{,}7\ L_2 = 0{,}7\text{x}120 = 84$ m pour les sections transversales situées dans les travées centrales P1-P2, P2-P3 et P3-P4 ;
- $L_{e3} = 0{,}25\ (L_1 + L_2) = 0{,}25\text{x}(90+120) = 52{,}5$ m pour les sections transversales situées sur les appuis internes P1 et P4 ;
- $L_{e4} = 0{,}25\ (L_2 + L_2) = 0{,}25\text{x}(120+120) = 60$ m pour les sections transversales situées sur les appuis internes P2 et P3.

Etant donné que L_{ei}/8 est toujours supérieure à b_i pour l'exemple, on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle sauf pour les sections transversales situées au niveau des appuis d'extrémité C0 et C5 où le coefficient β_i a une influence :

- $\beta_1 = 0{,}55 + 0{,}025\ L_{e1}/b_{e1} = 0{,}55 + 0{,}025\text{x}76{,}5/5{,}375 = 0{,}906 < 1{,}0$,
- $\beta_2 = 0{,}55 + 0{,}025\ L_{e1}/b_{e2} = 0{,}55 + 0{,}025\text{x}76{,}5/4{,}125 = 1{,}01 > 1{,}0$ alors $\beta_2 = 1$.

La largeur de dalle varie donc de façon linéaire de 10,24 m au niveau de l'appui d'extrémité C0 à 10,75 m pour l'abscisse 0,25 L_1 = 22,5 m dans la travée C0-P1 (EN1994-2, Figure 5.1). Ensuite, elle reste constante et égale à 10,75 m jusqu'à l'abscisse 2 L_1 + 3 L_2 – 0,25 L_1 = 517,5 m puis variera de façon linéaire de 10,75 m à 10,24 m au niveau de l'appui d'extrémité C5.

EN1993□1□□, 3.3 (1) Tra□na□e de cisaillement au□états limites ultimes

(1) Aux états limites ultimes, les effets du traînage de cisaillement peuvent être déterminés en utilisant l'une des méthodes suivantes :

a) effets du traînage de cisaillement élastique tels que définis pour les états limites de service et de fatigue ;

b) combinaison des effets du traînage de cisaillement avec les effets du voilement de plaque ;

c) effets du traînage de cisaillement élastique-plastique permettant des contraintes plastiques limitées.

NOTE 1 L'Annexe Nationale peut choisir la méthode à appliquer. Sauf disposition contraire donnée dans les EN 1993-2 à 1993-6, la méthode figurant en NOTE 3 est recommandée.

NOTE 2 Les effets combinés du voilement et du traînage de cisaillement peuvent être pris en compte en utilisant A_{eff} donné par :

$$A_{eff} = A_{c,eff}.\beta_{ult} \qquad (3.3)$$

où : $A_{c,eff}$ est l'aire efficace[p] d'une semelle comprimée compte tenu du voilement (voir 4.4 et 4.5) ;

β_{ult} est le facteur de largeur efficace[s] pour l'effet du traînage de cisaillement à l'état limite ultime, qui peut être considéré comme étant égal à β déterminé à partir du Tableau 3.1, α_0 étant remplacé par :

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \qquad (3.4)$$

t_f est l'épaisseur de semelle.

NOTE 3 Les effets du traînage de cisaillement élastique-plastique tenant compte de déformations plastiques limitées peuvent être pris en compte en utilisant A_{eff} donné par :

$$A_{eff} = A_{c,eff}.\beta^{\kappa} \geq A_{c,eff}.\beta \qquad (3.5)$$

où β et κ sont calculés à partir du Tableau 3.1.

Les formules données dans les NOTE 2 et NOTE 3 peuvent également être appliquées aux semelles tendues, auquel cas il convient de remplacer $A_{c,eff}$ par l'aire brute de la semelle tendue.

EN1993-1-5, Tableau 3.1. Facteur de largeur efficace[s] β

κ	Emplacement de vérification	Valeur β
$\kappa \leq 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \leq 0{,}70$	zone de moment positif	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6{,}4\,\kappa^2}$
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6{,}0\left(\kappa - \frac{1}{2\,500\,\kappa}\right) + 1{,}6\,\kappa^2}$
$> 0{,}70$	zone de moment positif	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8{,}6\,\kappa}$
toutes les valeurs de κ	appui d'extrémité	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\,\beta_1$, mais $\beta_0 < \beta_1$
toutes les valeurs de κ	console	$\beta = \beta_2$ au droit de l'appui et à l'extrémité
$\kappa = \alpha_0\, b_0/L_e$ avec $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}}$ où A_{sl} est l'aire de tous les raidisseurs longitudinaux dans la largeur b_0 et où les autres symboles sont tels que définis à la Figure 3.1 et à la Figure 3.2.		

La largeur efficace variable est toujours prise en compte pour calculer la distribution des contraintes longitudinales.

Pour calculer les sollicitations au moyen d'une analyse globale élastique linéaire, on a utilisé des largeurs constantes pour chaque travée en prenant en compte les valeurs à mi-travée (EN1994-2, 5.4.1.2(4)). Pour l'exemple, ceci signifie que le calcul peut être effectué avec la largeur de dalle réelle sur la totalité de la longueur du pont.

⇒ b_{eff} = 10,75 m

□argeur efficace de la se□ elle i□f□rieure du caiss□□

Analyse globale

Pour l'analyse globale du pont à poutre-caisson, le traînage de cisaillement est pris en compte par l'utilisation d'une largeur efficace de la semelle inférieure en acier de part et d'autre de l'âme, qui est égale à la plus petite des valeurs entre la moitié de la largeur totale réelle de la semelle inférieure en acier et $L/8$ (de chaque côté de l'âme), où L est la longueur de portée.

Dans cet exemple de calcul, étant donné les longueurs de travées assez importantes, l'effet du traînage de cisaillement n'entraîne aucune réduction de la largeur de la plaque inférieure.

Une semelle inférieure dont la demi-largeur est b_0 = 3250 mm donne :

- pour les travées d'extrémité, b_{eff} = min (b_0 ; $L_1/8$) = b_0 avec L_1 = 90 m,
- pour les travées centrales, b_{eff} = min (b_0 ; $L_2/8$) = b_0 avec L_2 = 120 m.

Analyse des sections

Une distinction est faite entre les effets du traînage de cisaillement pour le calcul des contraintes à l'ELS et à l'ELU de fatigue d'une part, et ceux pour le calcul des contraintes à l'ELU d'autre part.

Les contraintes à l'ELU sont calculées avec des caractéristiques mécaniques brutes (sans prendre en compte le traînage de cisaillement dans la semelle inférieure et les réductions dues au voilement). Le traînage de cisaillement dans la semelle inférieure est néanmoins décrit ci-dessous.

- **□□□trai□tes □l□E□□**
  A l'ELU, trois méthodes de calcul de la largeur efficace pour le traînage de cisaillement sont proposées dans l'EN1993-1-5, 3.3, le choix étant fait dans l'Annexe Nationale. La méthode recommandée dans la note 3 de l'EN1993-1-5, paragraphe 3.3(1) est adoptée ici (NdT : c'est la méthode retenue par l'Annexe Nationale française). Le traînage de cisaillement est alors pris en compte à l'ELU au moyen du coefficient réducteur β^{κ}. Les coefficients β et κ sont donnés dans l'EN 1993-1-5 Tableau 3.1.

  Cette méthode donne des valeurs de β^{κ} proches de 1 (supérieures à 0,97 dans chaque section).

- **□□□trai□tes □l□E□□**
  Le traînage de cisaillement est pris en compte à l'ELS au moyen du coefficient réducteur β, dont les valeurs sont proches de 0,7 pour les sections transversales situées à proximité des appuis intermédiaires. Les contraintes à l'ELS correspondantes n'ont pas été calculées systématiquement car elles ne dimensionnent pas les sections, et elles ne constituent pas l'objet de ce Guide.

□.□.□.3 □□ter□ i□ati□□ des □□□es fissur□es sur les a□□uis i□ter□ □diaires

Une analyse globale sans fissuration est tout d'abord effectuée. Les sollicitations ainsi que les contraintes longitudinales σ_c exercées dans la dalle en béton sont calculées en prenant en compte la participation du béton dans la rigidité de flexion de toutes les sections transversales. Les Figures 2.26 et 2.27 montrent les contraintes ainsi obtenues sous l'effet de la combinaison d'actions caractéristique à l'ELS ainsi que les zones où ces contraintes dépassent 2 f_{ctm} dans la fibre supérieure de la dalle en béton.

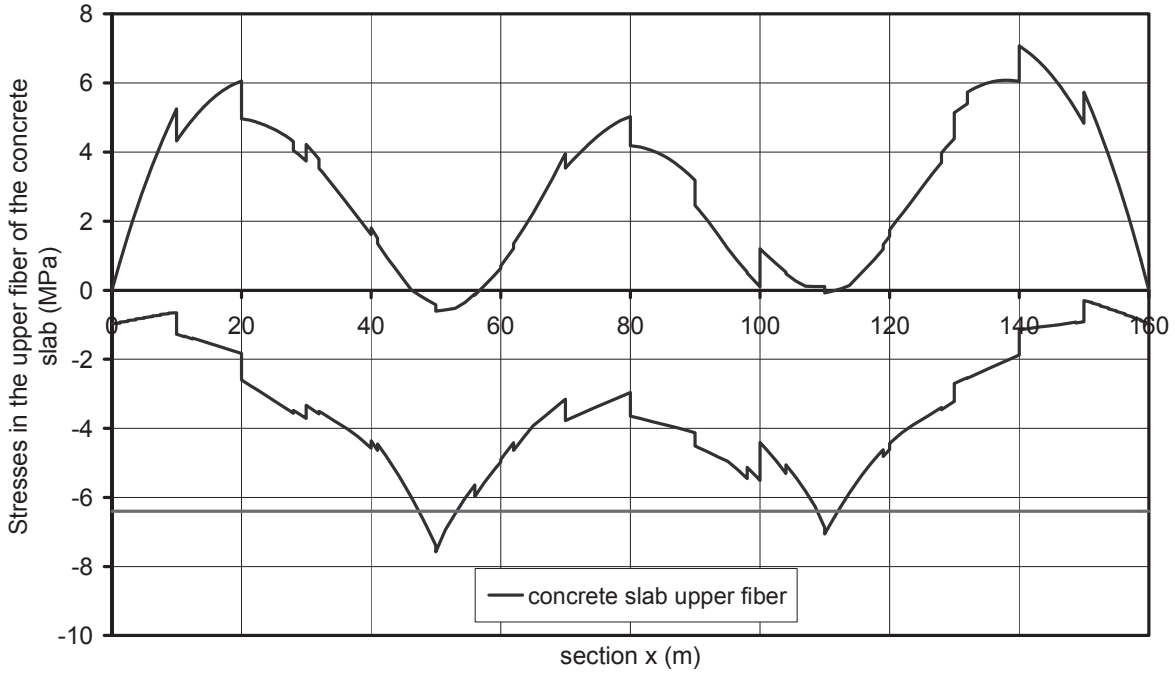


Figure 2-26 : Zones fissurées du pont bipoutre utilisées dans l'analyse globale

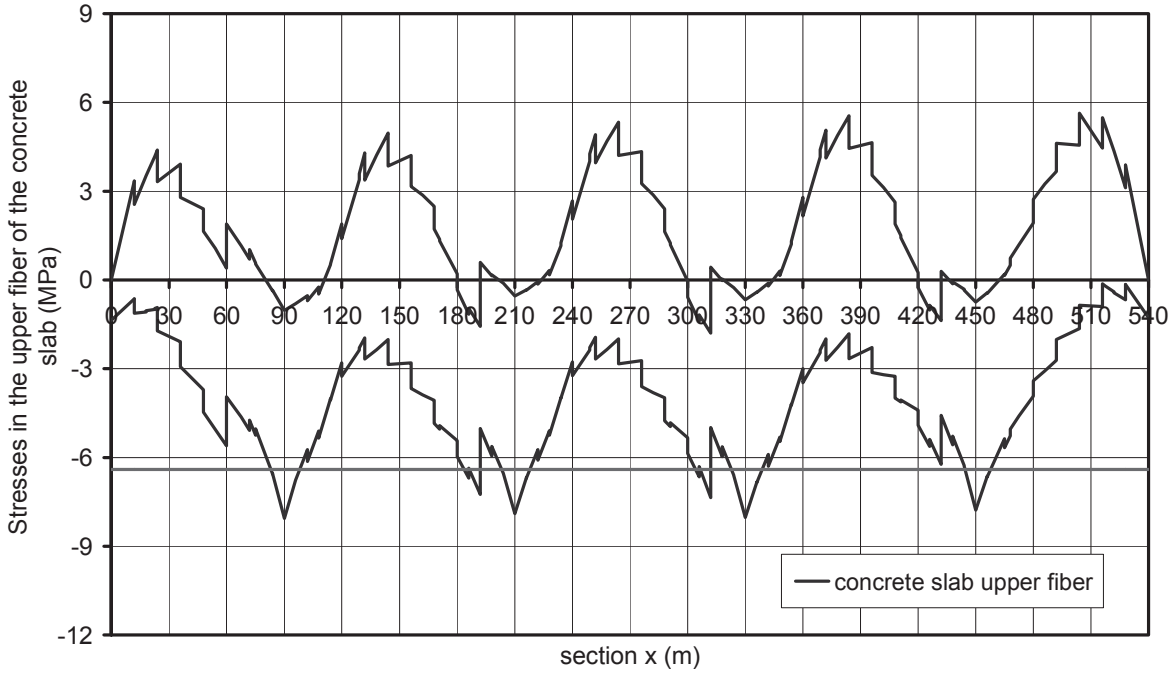


Figure 2-27 : Zones fissurées du pont caisson utilisées pour l'analyse globale

EN199□-□, 5.□.□.□ □□□

(8) Dans les régions où la dalle en béton est supposée fissurée, les effets isostatiques dus au retrait peuvent être négligés dans le calcul des effets hyperstatiques.

Les discontinuités observées dans ces courbes d'enveloppe correspondent aux sections transversales d'extrémité des segments de coulage de la dalle et aux sections transversales dans lesquelles l'épaisseur des tôles d'acier change. Bien que le moment fléchissant soit égal à zéro dans les sections transversales situées aux extrémités du tablier, les contraintes de traction correspondantes ne le sont pas car leurs valeurs comprennent les contraintes auto-équilibrées dues au retrait (appelées « effets primaires » ou « effets isostatiques » dans l'EN1994-2).

En termes pratiques, ceci donne :

- Pour le pont bipoutre :
  - une zone fissurée autour de P1 qui commence à l'abscisse x = 47,5 m (soit 5,0% pour la longueur fissurée dans la travée d'extrémité gauche) et qui finit à l'abscisse x = 53,0 m (soit 5,0% pour la longueur fissurée dans la travée centrale) ;
  - une zone fissurée autour de P2 qui commence à l'abscisse x = 109,1 m (soit 1,5% pour la longueur fissurée dans la travée centrale) et qui finit à l'abscisse x = 112 m (soit 4,0% pour la longueur fissurée dans la travée d'extrémité droite).
- Pour le pont à poutre-caisson :
  - une zone fissurée autour de P1 qui commence à l'abscisse x = 83,1 m (soit 7,7 % pour la longueur fissurée dans la travée d'extrémité gauche) et qui finit à l'abscisse x = 98,1 m (soit 6,7 % pour la longueur fissurée dans la travée centrale);
  - une zone fissurée autour de P2 qui commence à l'abscisse x = 183,5 m (soit 22,1 % pour la longueur fissurée dans la travée centrale) et qui finit à l'abscisse x = 217,8 m (soit 6,5 % pour la longueur fissurée dans la travée centrale).
  - une zone fissurée autour de P3 qui commence à l'abscisse x = 304,1 m (soit 21,6 % pour la longueur fissurée dans la travée centrale) et qui finit à l'abscisse x = 338,8 m (soit 7,3 % pour la longueur fissurée dans la travée centrale).
  - une zone fissurée autour de P3 qui commence à l'abscisse x = 444,4 m (soit 4,7 % pour la longueur fissurée dans la travée centrale) et qui finit à l'abscisse x = 457,8 m (soit 8,7 % pour la longueur fissurée dans la travée d'extrémité droite).

La plupart de ces zones fissurées sont inférieures à 15% des longueurs de travées, comme cela aurait été directement pris en compte en utilisant la méthode simplifiée alternative de l'EN 1994-2.

Elles sont dissymétriques en raison du choix effectué pour l'ordre de coulage des segments de dalle (voir les Figures 2.5 et 2.11).

□.□.□.□ □etrait et □□□es fissur□es

Au cours de la deuxième étape de l'analyse globale, les zones fissurées modifient l'introduction du retrait du béton dans le modèle numérique.

En fait, l'effet isostatique (ou « primaire ») du retrait ($N_b = E_{cm}.\varepsilon_{cs}.A_b$ qui est appliqué au centre de gravité de la dalle en béton) n'est plus appliqué dans les sections transversales situées dans les zones fissurées situées autour des appuis internes (EN1994-2, 5.4.2.2 (8)).

L'effet « hyperstatique » ou « secondaire » du retrait est finalement pris en compte comme la différence entre les sollicitations calculées dans la poutre continue par l'analyse linéaire élastique sous l'action des effets isostatiques du retrait, et les effets isostatiques eux-mêmes (cf. Figure 2.29).

□.□.□.5 □rga□isati□□ des calculs de l□a□al□se gl□bale

La Figure 2-28 montre la séquence utilisée pour les calculs de la flexion longitudinale dans l'exemple. Elle comprend notamment les changements de propriétés de section transversale se produisant dans les sections transversales à la suite de l'introduction successive des cas de charge dans le modèle en fonction des phases de construction adoptées.

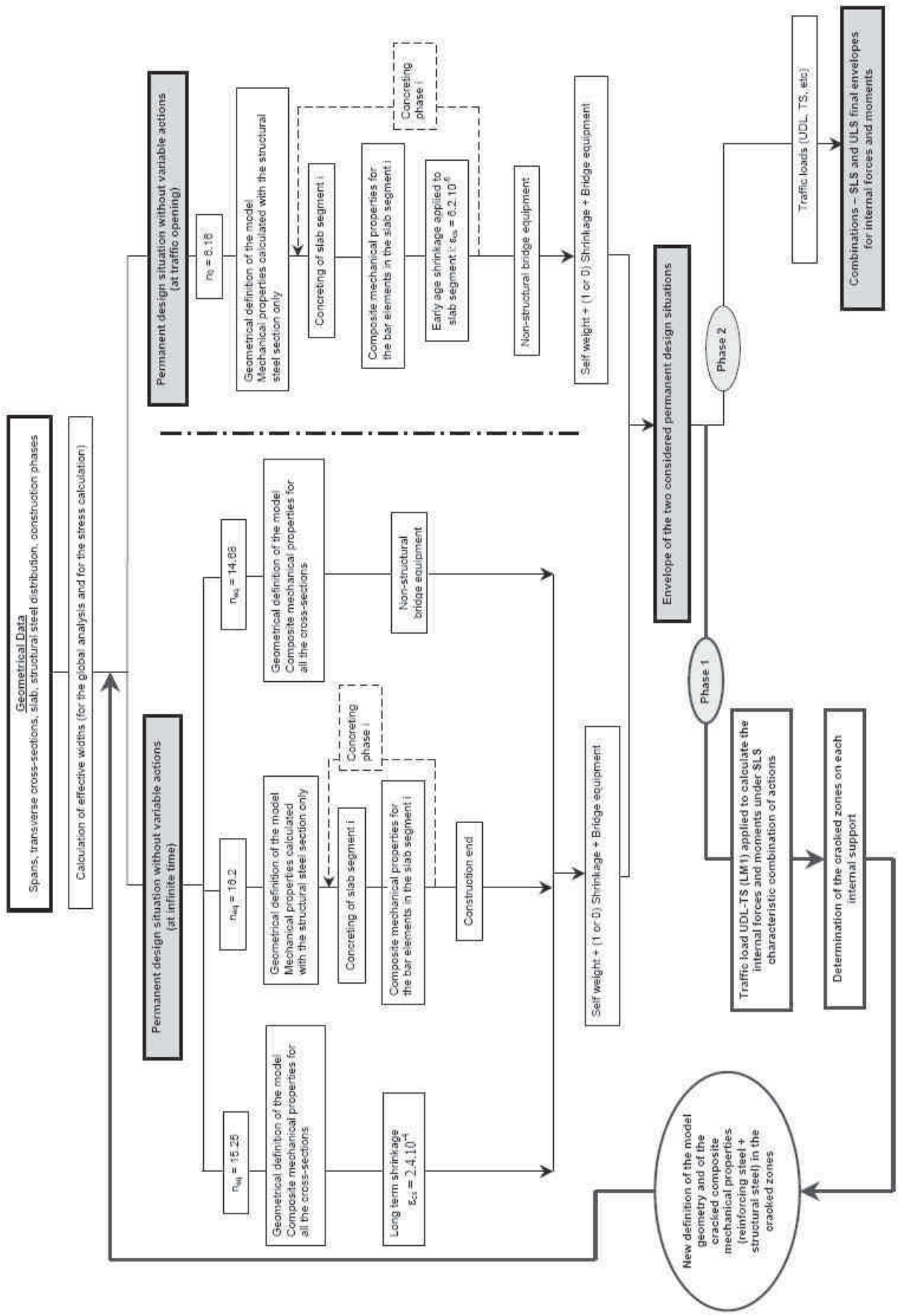


Figure 2-28 : Organigrame de l'analyse globale

□.□.□.□ □□sultats

2.4.2.6.1 Pont bipoutre

Les Figures 2-29 à 2-32 présentent quelques résultats de sollicitations provenant de l'analyse globale du tablier du pont bipoutre traité dans ce Guide.

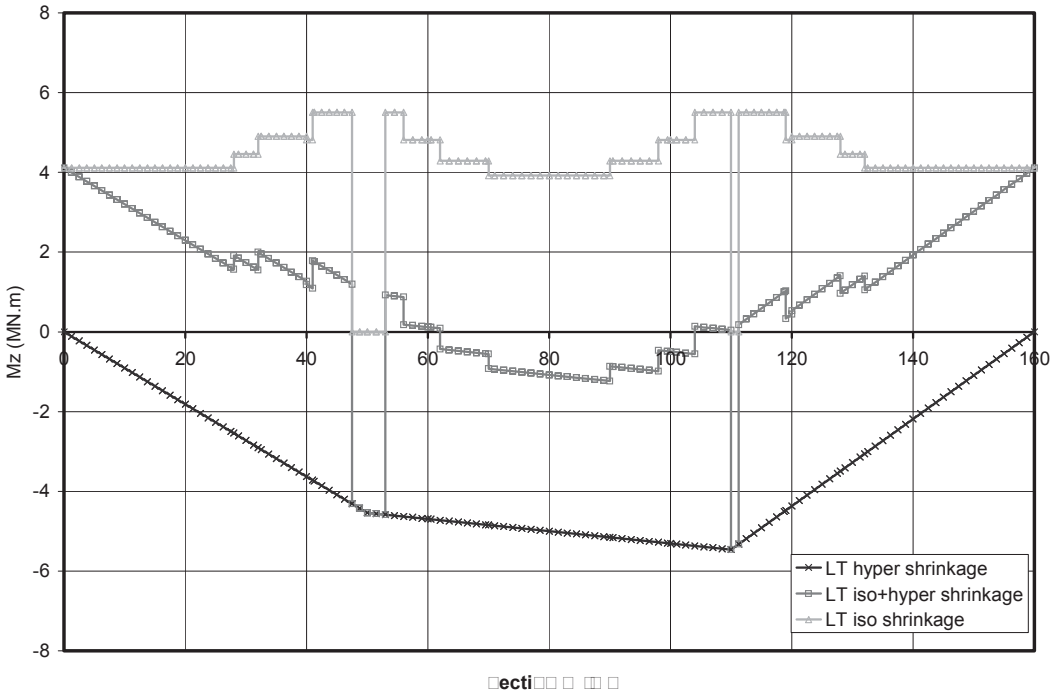


Figure 2-29 : Moments isostatiques et hyperstatiques dus au retrait du béton à long terme, pour le pont bipoutre

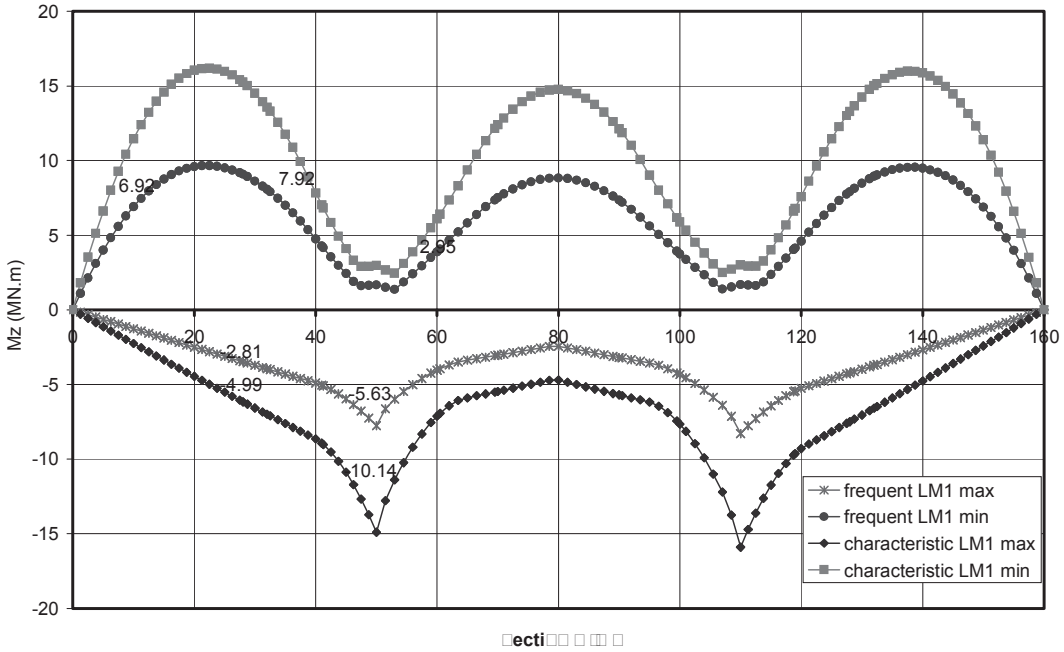


Figure 2-30 : Moments fléchissants sous les charges du modèle LM1 pour le pont bipoutre

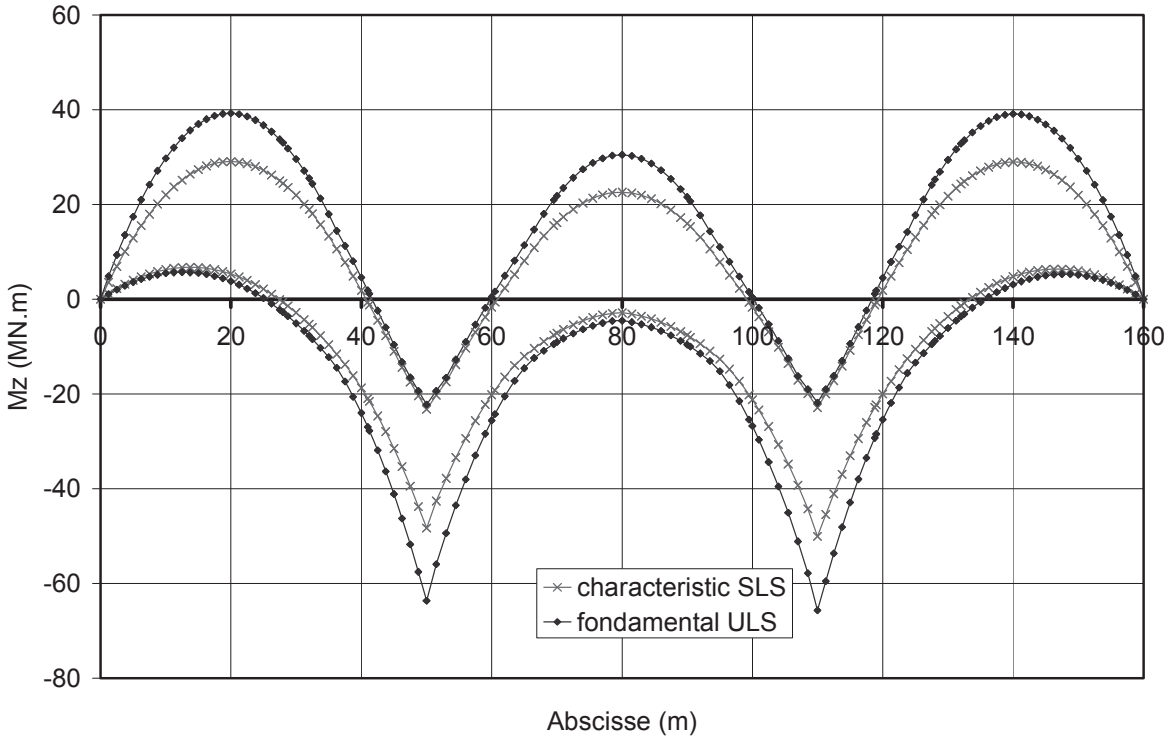


Figure 2-31 : Moment de flexion sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caratériques Pont bipoutre

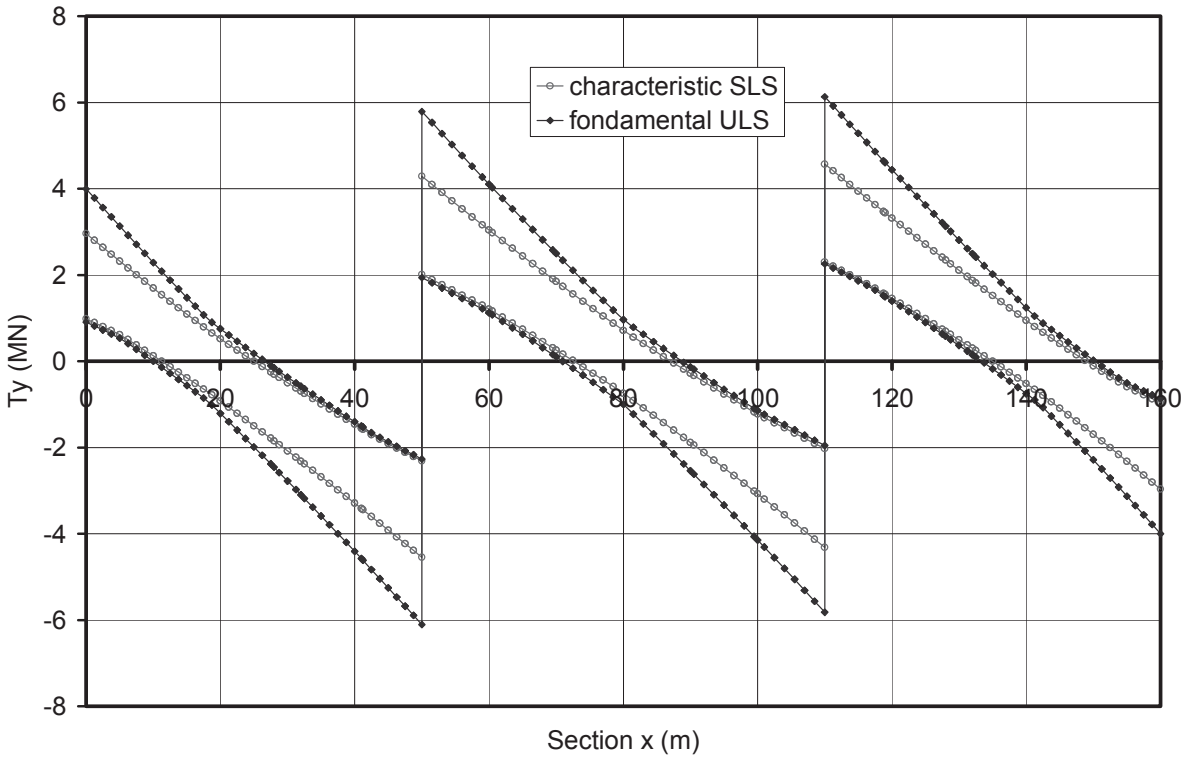


Figure 2-32 : Efforts tranchants sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caractéristiques Pont bipoutre

2.4.2.6.2 Pont caisson

Les Figures 2-33 à 2-37 présentent quelques résultats de sollicitations provenant de l'analyse globale du tablier du pont à poutre-caisson.

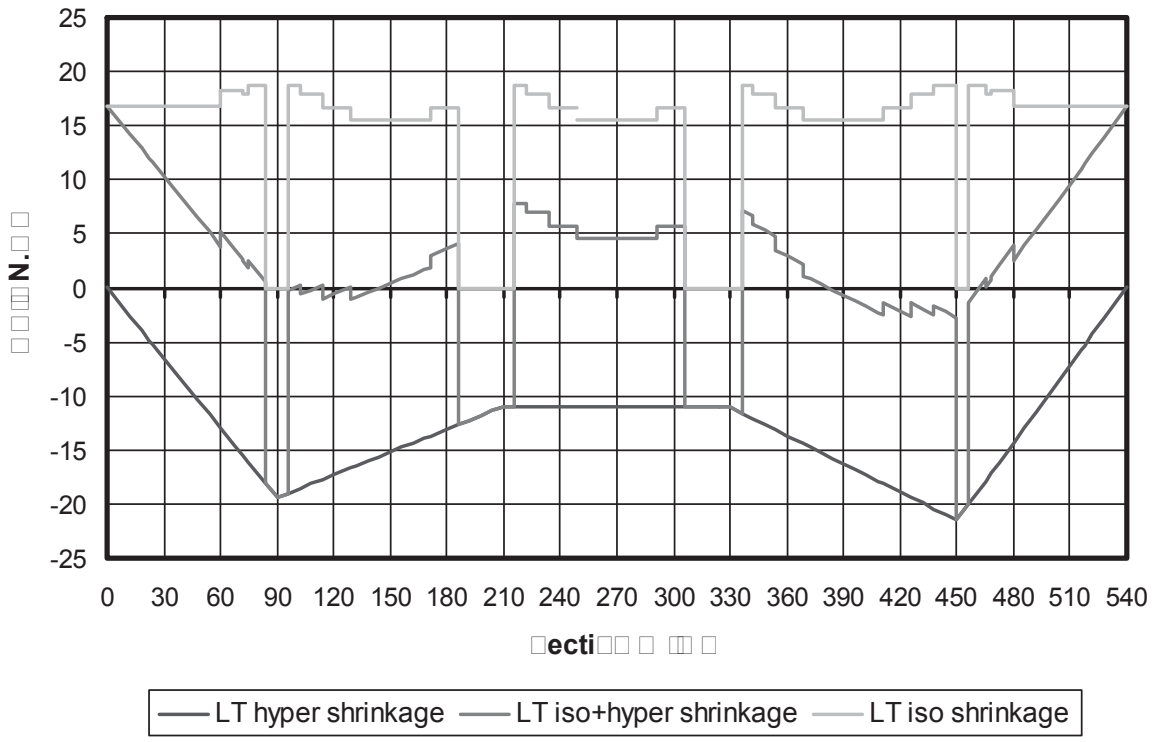


Figure 2-33 : Moments isostatiques et hyperstatiques dus au retrait à long terme dans le béton du pont caisson

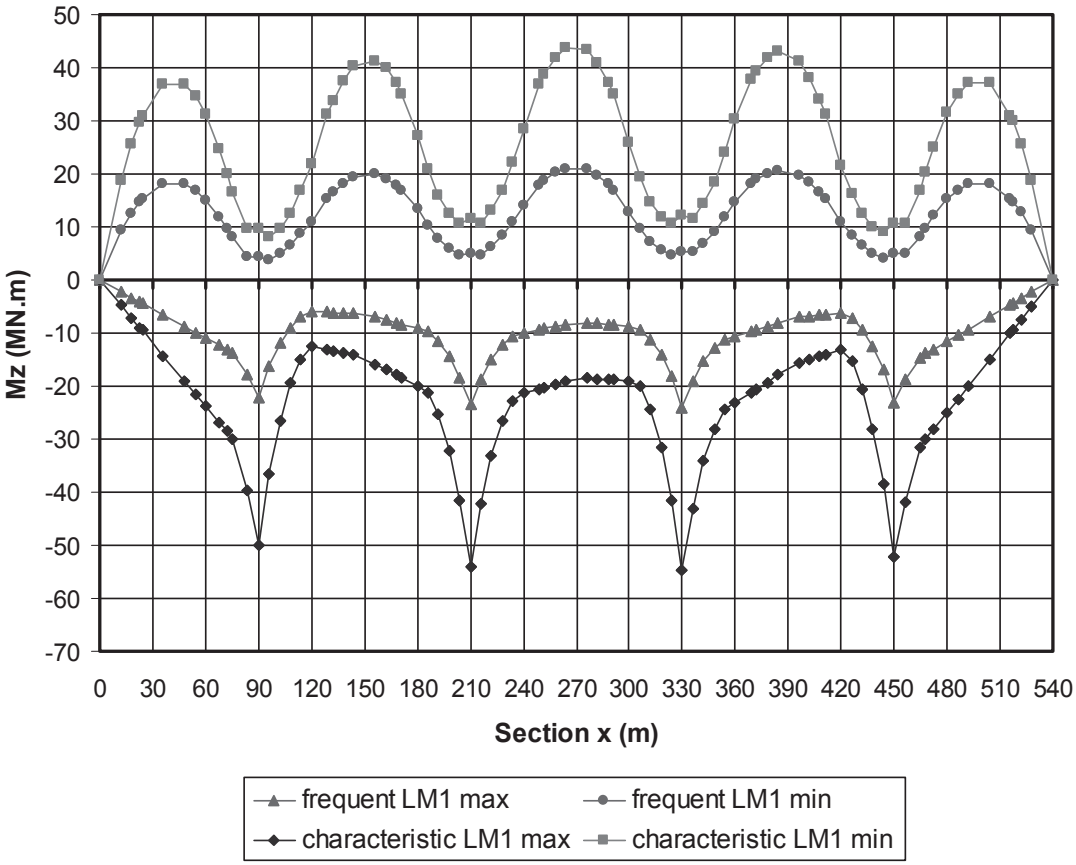


Figure 2-34 : Moments de flexion sous les charges du modèle LM1 pour le pont caisson

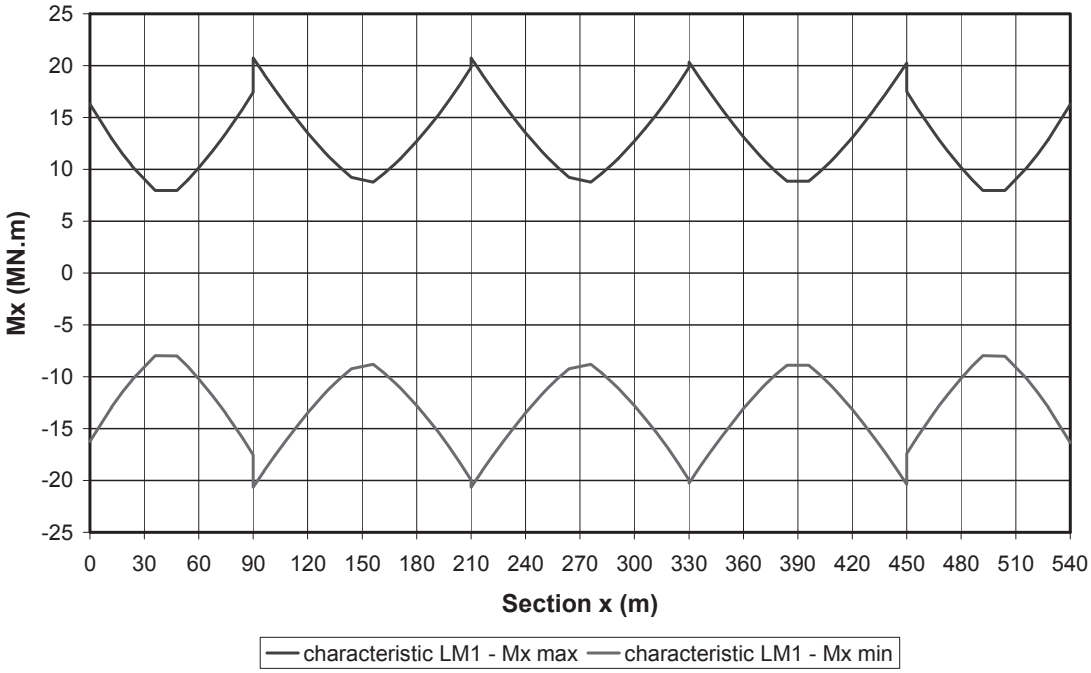


Figure 2-35 : Moments de torsion sous les charges du modèle LM1, dans le pont caisson

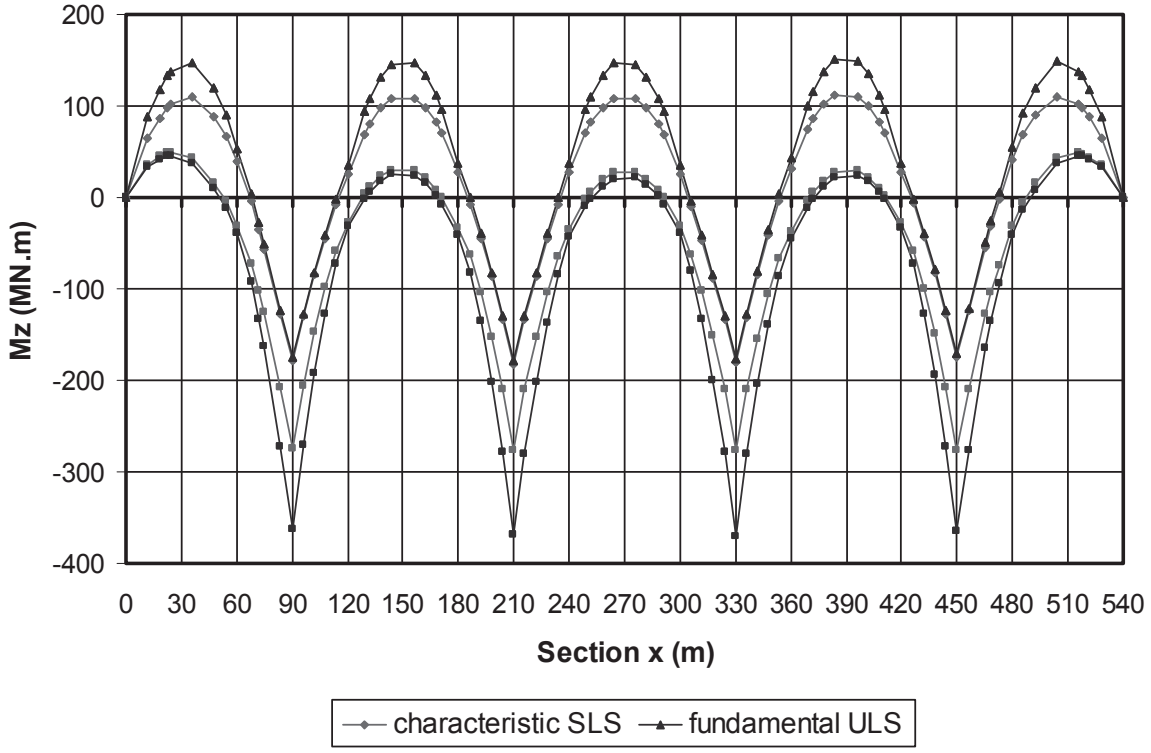


Figure 2-36 : Moments de flexion sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caractéristiques Pont caisson

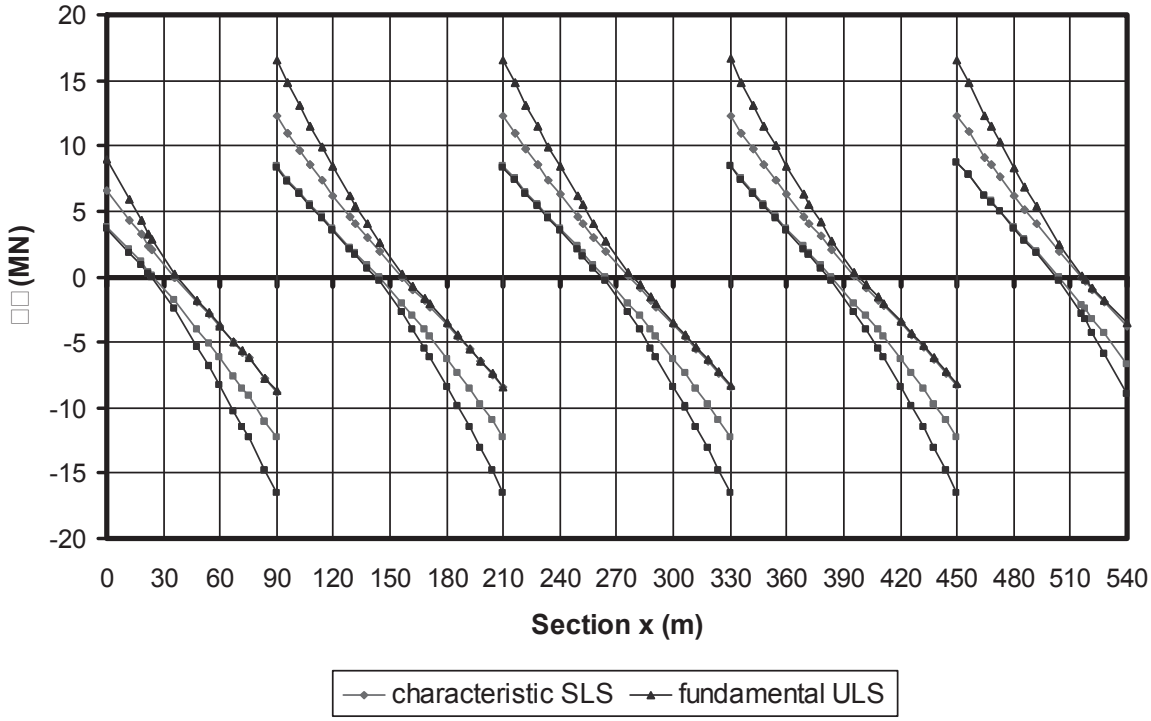


Figure 2-37 : Efforts tranchants sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caractéristiques Pont caisson

□ □□□□□□□□□NS □□S S□□□□□NS □□□NS□□□S□□□S

3.1 PONT BIPOUTRE

□.□.□ □□n□□□□it□□

Les différentes sections critiques à vérifier sont indiquées dans la Figure 3-2 en fonction de l'emplacement des raidisseurs verticaux du pont bipoutre (cf. Figure 3-1) et de la forme des diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU (cf. Figures 2-31 et 2-32) :

- Section sur culée C0 (cf. 3.1.2)
- Section à mi-portée de la travée C0-P1 (cf. 3.1.3)
- Section à mi-portée de la travée P1-P2 (cf. 3.1.4)
- Section sur l'appui intermédiaire P2 (cf. 3.1.5)

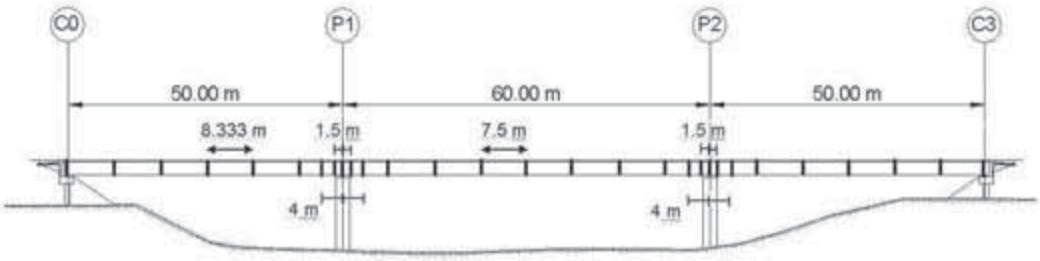


Figure 3-1 : Positions des raidisseurs verticaux du pont bipoutre

Pour chaque section critique, les vérifications sont effectuées sur les panneaux situés entre deux raidisseurs verticaux. Pour l'appui intermédiaire P2, les 3 sous-panneaux décrits dans la Figure 3-3 doivent être vérifiés.

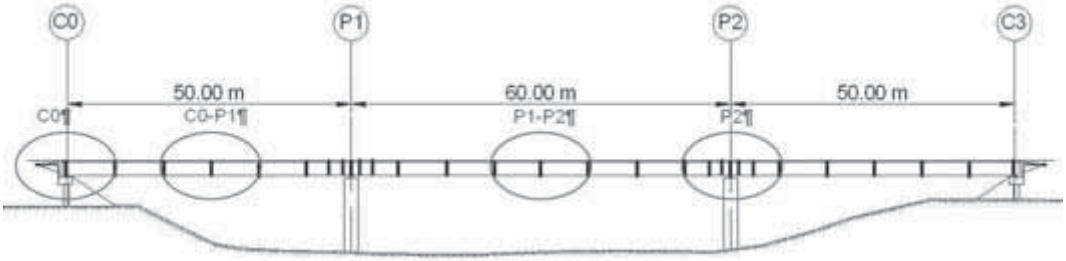


Figure 3-2 : Sections vérifiées

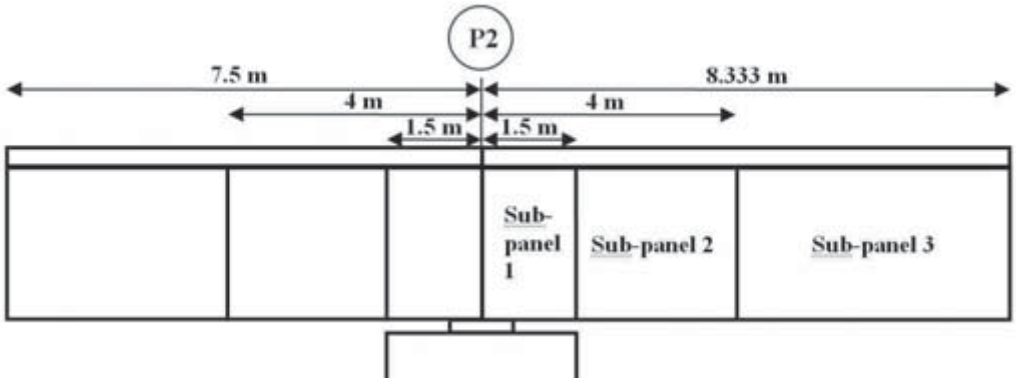


Figure 3-3 : Sous-panneaux au niveau de l'appui P2

□.□.□ □□i□ic□tion □e □□ □ection t□□n□□e□□□e □□ □□oit □e □□c□□□e □□

□.□.□.□ □□om□t□ie

Au niveau de l'appui d'extrémité C0 à l'ELU, la dalle en béton est comprimée sur toute sa hauteur. Sa contribution est donc prise en compte dans la résistance de la section transversale.

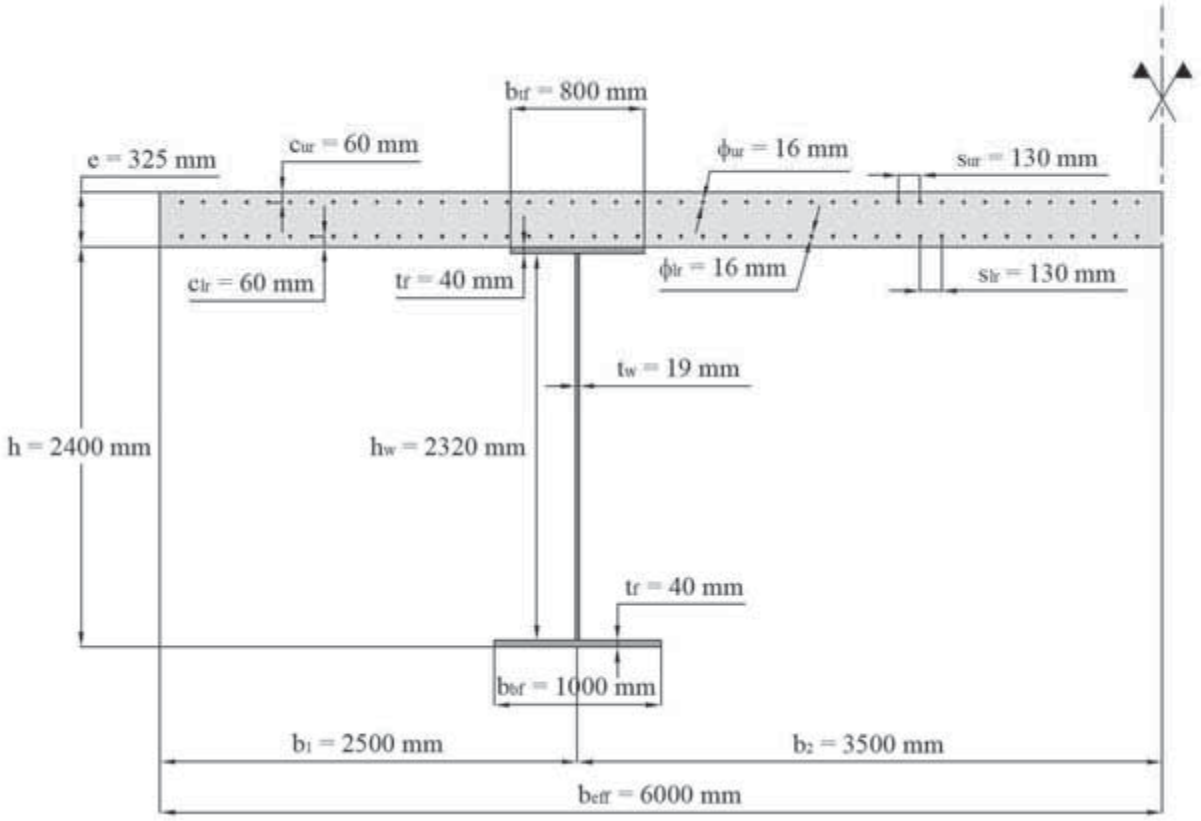


Figure 3-4 : Section transversale au niveau de la culée C0

□□□□ct□i□ti□□e□ □□n□□□e□ □□ □ont □i□o□t□e □□n□ □□ □ection t□□n□□e□□□e □□	□i□e□ □□inci□□□e□ □e□ □i□□□□ente□ □□□tie□ □e □□ □ection mixte
L_1 = 50 m a = 8.333 m h = 2400 mm t_w = 19 mm b_{tf} = 800 mm b_{bf} = 1000 mm t_f = 40 mm $h_w = h - 2t_f$ = 2.32 m e = 32.5 cm ϕ_{ur} = 16 mm ϕ_{lr} = 16 mm s_{ur} = 130 mm s_{lr} = 130 mm c_{ur} = 60 mm c_{lr} = 60 mm b_{eff} = 6 m $n_{ur} = \frac{b_{eff}}{s_{ur}} = 46.154$ $n_{lr} = \frac{b_{eff}}{s_{lr}} = 46.154$	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf}$ = 0.032 m² $A_{aw} = t_w h_w$ = 0.044 m² $A_{abf} = t_{bf} b_{bf}$ = 0.04 m² $A_a = A_{atf} + A_{aw} + A_{abf}$ = 0.107 m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4}$ = 2.011 cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur}$ = 92.816 cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4}$ = 2.011 cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr}$ = 92.816 cm² $A_{cur} = c_{ur} b_{eff}$ = 0.36 m² $A_{clur} = (e - c_{ur} - c_{lr}) b_{eff}$ = 1.23 m² $A_{clr} = c_{lr} b_{eff}$ = 0,36 m² $A_c = e b_{eff} = A_{cur} + A_{clur} + A_{clr}$ = 1,95 m² (voir Notations et Figure 3-4)

□.□.□.□ □□o□□i□t□□ □e□m□t□i□□x

□cie□

f_{yw} = 345 N/mm² car 16 mm < t_f = 19 mm ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yw}}} = 0.825$$

f_{yf} = 345 N/mm² car 16 mm < t_f = 40 mm ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon_f = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yf}}} = 0.825$$

$$f_{ydw} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydf} = \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

□N□□□□□□□□□.□.□(□) □□□□□□i□ic□tion □e□ □ection□ mixte□ □□n□ en□o□□□e □e □□ton

(1) Une semelle en acier comprimée maintenue vis-à-vis du voilement par une liaison efficace sur une semelle en béton au moyen de connecteurs peut être considérée comme étant de Classe 1 si l'espacement des connecteurs est conforme aux exigences de 6.6.5.5.

□N□□□□□□□□□.□

□□ton

f_{ck} = 35 N/mm²

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23{,}333 \text{ N/mm}^2$$

E_{cm} = 34077 N/mm²

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{34077} = 6{,}163$$

□□m□t□□e□

f_{sk} = 500 N/mm²

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434{,}734 \text{ N/mm2}$$

$E_s = E_a$ = 210000 N/mm²

3.1.2.3 Sollicitations

Les solicitations dans la section sont (cf. Figures 2-31 et 2-32) :

M_{Ed} = 26,156 MNm (à l'extrémité du panneau a = 8.333 m: x = 8.333 m)

V_{Ed} = 3,977 MN (au droit de la culée C0: x = 0 m)

3.1.2.4 Classe de la section

- La semelle inférieure est tendue : pas de problème de voilement
- La semelle supérieure est mixte et connectée à la dalle selon les recommandations de l'EN1994-2, 6.6 : Classe 1
- Pour la classification de l'âme en acier, la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) est déterminée de la façon suivante :
  - Résistance plastique du béton comprimé :

    $$N_c = 0{,}85\, A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 38{,}67 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la semelle supérieure, en acier :

    $$N_{atf} = A_{atf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 11.04 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de l'âme, en acier :

    $$N_{aw} = A_{aw} \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 15.208 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la semelle inférieure, en acier :

    $$N_{abf} = A_{abf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 13.8 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la partie en acier :

    $$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = 40.048 \text{ MN}$$

Relations pour determiner la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) sous moment positif $M_{Pl,Rd}$

RELATIONS	POSITION ANP
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ et $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans l'âme
$N_a \geq N_c$ et $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle supérieure
$N_a \geq N_{cur} + N_{clur}$ et $N_a < N_c$	ANP dans la dalle, sous la nappe inférieure
$N_a + N_{sl} \geq N_{cur}$ et $N_a + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	ANP dans la dalle, entre les deux nappes
$N_a + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	ANP dans la dalle, au-dessus de la nappe supérieure

□□1□□4□2□□.2.1.2 □1□□ o□ ent □lasti□□e □□sistant $M_{pl,Rd}$ d□□ne section □ i□te

(1) Il convient d'adopter les hypotheses suivantes pour le calcul de $M_{pl,Rd}$:

a) il existe une interaction complète entre l'acier de construction, l'armature et le béton ;
b) l'aire efficace de la poutre en acier de construction est soumise à une contrainte égale à sa limite d'élasticité de calcul f_{yd} en traction ou en compression ;
c) les aires efficaces des armatures longitudinales tendues et comprimées sont soumises à une contrainte égale à leur limite d'élasticité de calcul f_{sd} en traction ou en compression. En alternative, l'armature comprimée d'une dalle peut être négligée ;
d) l'aire efficace de béton comprimé reprend une contrainte de 0,85 fcd constante sur toute la hauteur entre l'axe neutre plastique et la fibre la plus comprimée du béton, où fcd est la résistance de calcul du béton à la compression sur cylindre.;

Des distributions plastiques types de contraintes sont illustrées sur la Figure 6.2.

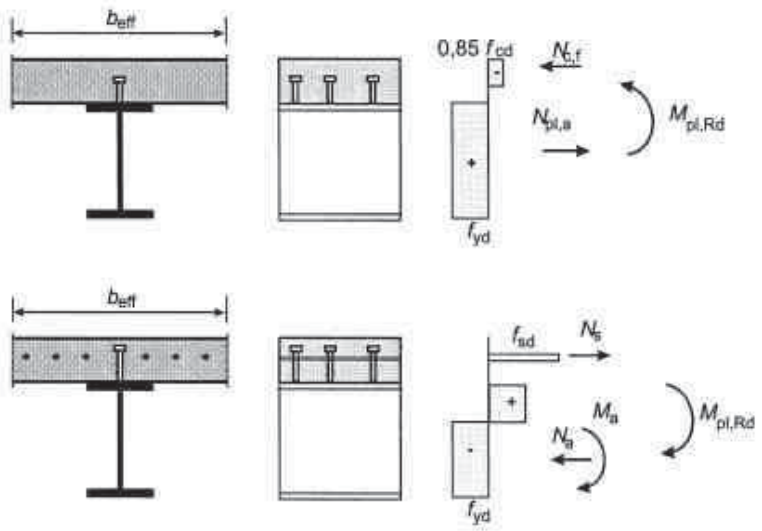


Figure 6.2 — Exemples de distributions plastiques de contraintes pour une poutre mixte avec une dalle pleine et une connexion complète, sous flexion positive et négative

- Résistance plastique de la partie comprimée en béton située au dessus de la nappe supérieure d'armatures :

$$N_{cur} = 0{,}85\, A_{cur} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}14 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la partie comprimée en béton située entre les nappes d'armatures :

$$N_{clur} = 0{,}85\, A_{clur} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} 24{,}4 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la partie comprimée en béton située au dessous de la nappe inférieure d'armatures :

$$N_{clr} = 0{,}85\, A_{clr} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}14 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la nappe inférieure d'armatures :

$$N_{sl} = A_{tslr} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 4.035 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la nappe supérieure d'armatures :

$$N_{su} = A_{tsur} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 4.035 \text{ MN}$$

Dans le cas présent, on a :

N_a = 40,048 MN ≥ N_c = 38,675 MN

et $N_{abf} + N_{aw}$ = 26,248 MN < $N_{atf} + N_c$ = 49,715 MN

donc l'Axe Neutre Plastique est situé dans la semelle supérieure. Sa position se détermine alors en écrivant l'équilibre des forces autour de cet axe :

$$z_{pl} = h - e - \frac{N_a}{b_{eff}\, f_{cd}} = 2{,}398 \text{ m}$$

Etant donné que l'axe neutre plastique PNA est situé dans la semelle supérieure, la totalité de l'âme est tendue et donc de Classe 1.

Concl□sion □la section t□ans□e□sale sit□□e a□ ni□ea□ des c□l□es C□ et C3 est de classe 1 et elle est □□i□i□e □a□□ne anal□se □lasti□□e de section.

3.1.2.□ □nal□se □lasti□□e de section

3.1.2.5.1 Vérification de la résistance en flexion

Le moment résistant plastique est calculé à partir de la position de l'axe neutre plastique ANP :

$M_{pl,Rd}$ = 57,597 MN.m.

L'armature comprimée de la dalle en béton est négligée conformément à l'EN 1994-2, 6.2.1.2(1).

M_{Ed} = 26,156 MN.m ≤ $M_{pl,Rd}$ = 57,597 MN.m

□a □□sistance □ la □le□ion est □□i□i□e.

□□1□□3□1□□□□.1□2□

(2) Il convient de verifier les plaques dont le rapport h_w/t est supérieur à $\frac{\eta}{72}\varepsilon$ pour une âme non raidie, ou à $\frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ pour une âme raidie, vis-à-vis du voilement par cisaillement, et de disposer dans ce cas des raidisseurs transversaux au droit des appuis. Où : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$

□□1□□4□2□□□□.2.2 □□sistance □l□e□o□t t□anc□ant

□□1□□3□1□1□□.2.□Cisaille□ ent

(2) En l'absence de torsion, la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement est donnée par l'expression :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \qquad (6.18)$$

où A_v est l'aire de cisaillement.

(3) L'aire de cisaillement A_v peut être déterminée de la façon suivante :

d) section soudées I, H ou en caisson, charge parallèle à l'âme : $A_V = \eta \sum \left(h_w t_w\right)$

où : h_w est la hauteur de l'âme

t_w est l'épaisseur d'âme.

□□1□□3□1□□□□.2□1□□□sistance de calc□l

(1) Pour les âmes raidies ou non, il convient d'évaluer la résistance de calcul comme suit :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} h_w t_w \qquad (5.1)$$

où la contribution de l'âme est donnée par :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \qquad (5.2)$$

et où la contribution des semelles $V_{bf,Rd}$ est conforme à 5.4.

Commentaires sur l'évaluation de k_τ:

k_τ permet d'obtenir la contrainte critique de voilement par cisaillement grâce à la relation suivante :

$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E$ avec : $\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\frac{t^2}{b^2}$

k_τ peut être déterminé de plusieurs manières, en supposant que les quatre bords de la plaque sont maintenus latéralement et libres en rotation :

- avec les abaques de « Kloppel und Sheer » ;
- à l'aide du logiciel EBPlate ;
- avec les formules de l'Annexe A de l'EN 1993-1-5.

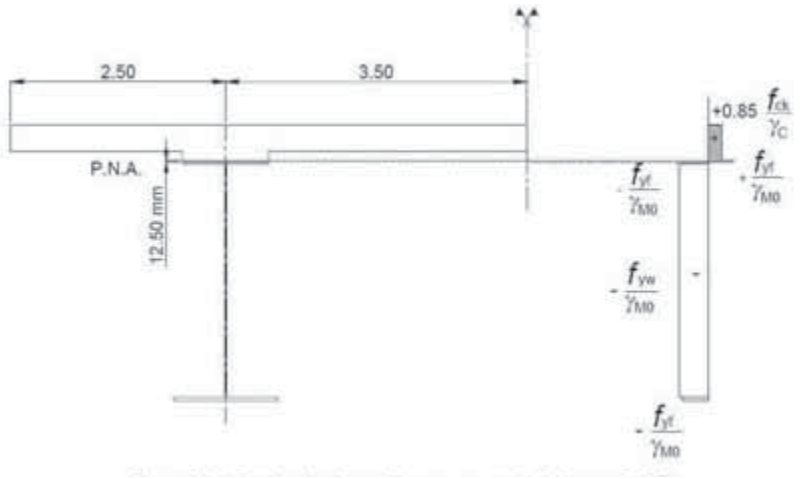


Figure 3-5 : Moment plastique résistant de la section sur culée C0

3.1.2.5.2 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Il convient de vérifier l'âme pour le voilement par cisaillement si :

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta}\varepsilon_w$ pour une âme non raidie
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_\tau}$ pour une âme raidie

Dans ce cas, l'âme est raidie par des raidisseurs verticaux intermédiaires.

Commentaires :

- Le raidissement mentionné ci-dessus est assuré par des raidisseurs *intermédiaires*. Les raidisseurs longitudinaux ne sont pas pris en compte. L'âme est raidie au niveau des appuis.
- Une poutre raidie par des raidisseurs verticaux situés uniquement au niveau de ses appuis doit normalement être considérée comme possédant une âme non raidie pour l'application du critère précédent.

Les raidisseurs verticaux situés au niveau des cadres d'entretoisement transversaux qui délimitent le panneau d'âme adjacent à l'appui C0 et situés dans la travée C0-P1, sont supposés rigides (à vérifier selon la Section 9 de l'EN1993-1-5). Ils sont également espacés d'une distance *a* = 8,333 m.

$k_{\tau st} = 0$ car il n'y a pas de raidisseur longitudinal

$a/h_w = 3.592 \geq 1$ donc : $k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 5.65$

On a : $\frac{h_w}{t_w} = 122.105 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_\tau} = 50.679$

L'âme doit donc être vérifiée pour le voilement par cisaillement.

La résistance au cisaillement de calcul maximale est donnée par $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

où $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} + \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$ = 9,578 MN

$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w$ = 10.536 MN

où η = 1.2 pour les nuances d'acier allant jusqu'à S460 comprise

□□1□□3□1□□□□nne□e □3 Coe□icients de □oile□ ent □a□cisaille□ ent

(1) Pour les plaques avec raidisseurs transversaux rigides et sans raidisseurs longitudinaux ou avec plus de deux raidisseurs longitudinaux, le coefficient de voilement par cisaillement k_τ peut être calculé avec les formules suivantes :

$$k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{quand } a/h_w \geq 1 \qquad \text{(A.5)}$$

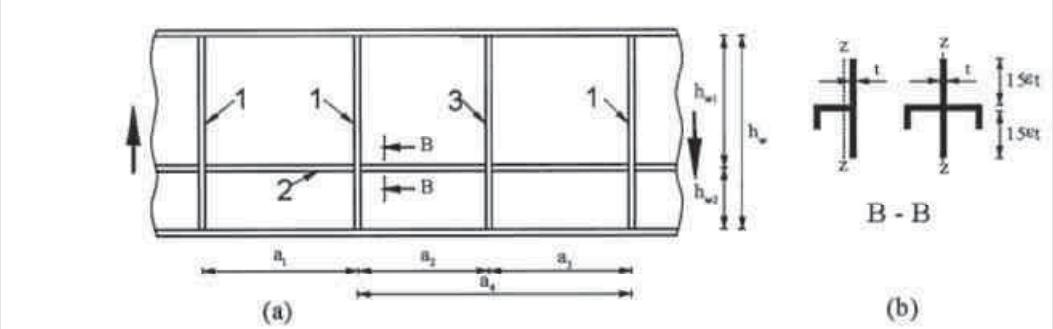
$$k_\tau = 4 + 5{,}34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{quand } a/h_w < 1$$

où $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3}$ mais sans être inférieur à $k_{\tau st} = \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)}$

a est la distance entre les raidisseurs transversaux (see Figure 5.3);

I_{sl} est l'inertie du raidisseur longitudinal par rapport à l'axe z-z, voir Figure 5.3 (b). Pour les âmes comportant deux raidisseurs longitudinaux ou plus, non nécessairement également espacés, I_{sl} est la somme des inerties des raidisseurs individuels.

□□□□ Aucun raidisseur transversal intermédiaire non rigide n'est pris en compte dans l'équation (A.5)



Légende

1 Raidisseur transversal rigide
2 Raidisseur longitudinal
3 Raidisseur transversal non rigide

□□1□□3□1□□□□.3□3□

(3) Il convient de determiner l'élancement $\bar{\lambda}_w$ comme suit (pour les âmes avec raidisseurs transversaux au droit des appuis et raidisseurs intermediaries transversaux, longitudianux, ou les deux) :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37{,}4\, t_w\, \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}}$$

□□1□□3□1□□□□.3□1□

(1) Il convient, pour les âmes comportant des raidisseurs transversaux au droit des appuis uniquement et pour les âmes comportant des raidisseurs intermédiaires, transversaux, longitudinaux, ou les deux, de déterminer le coefficient χ_w pour la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement à partir du Tableau 5.1.

Tableau 5.1 — Contribution de l'âme χ_w à la résistance au voilement par cisaillement

	Montant d'extrémité rigide	Montant d'extrémité non rigide
$\bar{\lambda}_w < 0{,}83/\eta$	η	η
$0{,}83/\eta \leq \bar{\lambda}_w \leq 1{,}08$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1{,}08$	$1{,}37/(0{,}7+\bar{\lambda}_w)$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$

- **Contribution de l'âme $V_{bw,Rd}$**

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

. $\bar{\lambda}_w = \dfrac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}}$ = 1,664 ≥ 1.08

$$\Rightarrow \chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}579$$

$V_{bw,Rd} = \dfrac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$ = 4,625 MN

- **Contribution des semelles $V_{bf,Rd}$**

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

les valeurs de b_f et t_f sont celles de la semelle qui assure la plus faible résistance axiale, b_f étant prise au maximum égale à $15\varepsilon t_f$ de chaque côté de l'âme.

La semelle inférieure de la section transversale est une section en acier tandis que la semelle supérieure est une section mixte (poutre en acier + dalle en béton + barres d'armature en acier éventuellement). Il convient d'utiliser les formules données pour le calcul de $V_{bf,Rd}$ avec les propriétés de semelle inférieure en acier.

EN1993-1-5, 5.4(1) Contributiondes semelles

(1) Lorsque la résistance des smelles n'est pas entièrement utilisée dans la résistance en flexion ($M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$), il convient de déterminer comme suit la contribution des semelles :

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \qquad (5.8)$$

b_f et t_f correspondent à la semelle conduisant à la plus faible résistance axiale,
b_f n'étant pas pris supérieur à 15 ε t_f de chaque côté de l'âme,

$M_{f,Rd} = \dfrac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} =$ est le moment résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles,

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right)$$

EN1994-□, □.□.□.5 (□)

(2) Pour le calcul de $M_{f,Rd}$ selon 7.1(1) de l'EN 1993-1-5, il convient d'utiliser la résistance plastique de calcul.

Relations pour trouver la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) sous moment positif $M_{f,Rd}$

RELATIONS	POSITION ANP
$N_{abf} \geq N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{atf} \geq N_c$ et $N_{abf} < N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle supérieure
$N_{abf} + N_{atf} \geq N_{cur} + N_{clur}$ et $N_{abf} + N_{atf} < N_c$	ANP dans la dalle sous la nappe inférieure
$N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} \geq N_{cur}$ et $N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	ANP dans la dalle entre les deux nappes d'aramature
$N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	ANP dans la dalle au dessus de la nappe supérieure d'armature

EN1993-1-5, □.1(1) □nter□□tion entre le □is□illement, le moment □l□□□iss□nt et l□e□□ort norm□l

(1) Lorsquet $\overline{\eta}_3$ (voir ci-dessous) ne dépasse pas 0,5, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul au moment fléchissant et à l'effort axial pour tenir compte du cisaillement. Si $\overline{\eta}_3$ est supérieur à 0,5, il convient que les effets combinés de la flexion et du cisaillement sur l'âme d'une poutre en I ou d'une poutre-caisson satisfassent :

$$\overline{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right]\left[2\overline{\eta}_3 - 1\right]^2 \leq 1 \text{ for } \overline{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}} \qquad (7.1)$$

où $M_{f,Rd}$ est le moment resistant plastique de calcul d'une section composée uniquement des semelles efficaces;

$M_{pl,Rd}$ est la résistance plastique de la section composée de l'aire efficace des semelles et de la totalité de l'âme quelle que soit la classe de celle-ci.

$$\overline{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

$$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

En outre, il convient de satisfaire aux exigences énoncées en 4.6 et 5.5.

Il convient d'évaluer les sollicitations en tenant compte s'il y a lieu des effets globaux du second ordre.

La résistance à la flexion plastique de calcul $M_{f,Rd}$ de la section transversale composée uniquement des semelles (semelle en acier + dalle en béton + barres d'armature en acier éventuellement) doit normalement être calculée en premier. $M_{f,Rd}$ est calculée comme $M_{pl,Rd}$ mais en négligeant la contribution de l'âme.

Pour calculer $M_{f,Rd}$, on commence par chercher la position de l'Axe Neutre Plastique de la section composée uniquement par les semelles. On a ici :

$N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}$ = 28,875 MN < $N_{cur} + N_{clur}$ = 31,535 MN

et $N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}$ = 28,875 MN > N_{cur} = 7,14 MN

LI'ANP est donc situé dans la dalle en béton, entre les deux nappes d'armature.

L'écriture de l'équation de l'équilibre des forces permet de déterminer la position de cet axe :

$$z_{pl} = h + e - \frac{N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}}{0.85.b_{eff}\, f_{cd}} = 2{,}482 \text{ m}$$

Une fois connue la position de l'ANP, le moment résistant plastique des semelles seules est ensuite calculé : M_{fRd} = 38,704 MN.m.

D'où les calculs suivants pour determiner la contribution des semelles :

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 2{,}25\text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}121 \text{ MN}$$

La contribution des semelles $V_{bf,Rd}$ est négligeable comparée à la contribution de l'âme. La contribution des semelles peut donc être négligée.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 4{,}625 + 0{,}121 = 4{,}746 \text{ MN} \le \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}578 \text{ MN}$$

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(4.746\ ;\ 10{,}536) = 4{,}746$ MN

- **□□ri□i□□tion de l□se□tion**

La verification est effectuée de la manière suivante :

V_{Ed} = 3,977 MN ≤ V_{Rd} = 4,746 MN

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.838 \le 1$$

3.1.2.5.3 Interaction M-V

V_{Ed} = 3.977 MN ≥ 0.5 V_{Rd} = 2,373 MN

Par conséquent, il convient de vérifier l'interaction M-V.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.676 \le 1 \qquad \text{et} \qquad \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.86 \le 1$$

$M_{Ed} < M_{f,Rd}$ de sorte que, selon l'EN 1993-1-5, 7.1 (1), il n'y a pas d'interaction. Cela signifie que les semelles suffisent à reprendre seules le moment fléchissant, de sorte que la totalité de l'âme peut être utilisée pour la résistance à l'effort tranchant.

⇒ □l n□ □ □□s d□inter□□tion.

E□□li□□tions □om□l□ment□ires sur l□ determin□tion de l□ □l□sse de l□ se□tion

Voir paragraphe 3.1.2.4

E□□li□□tions □om□l□ment□ires sur l□ □eri□i□□tion de l□ r□sist□n□e en □le□ion

Voir paragraphe 3.1.2.5.1

E□□li□□tions □om□l□ment□ires sur l□ □eri□i□□tion de l□ r□sist□n□e □l□e□□ort tr□n□□□nt

Voir paragraphe 3.1.2.5.2

3.1.3 □□ri□i□□tion de l□ se□tion □mi-□ort□e de l□ □remi□re tr□□□e (C□-□1)

3.1.3.1 □□om□trie

Dans la section à mi-portée de la travée C0-P1, la dalle en béton est comprimée sur toute sa hauteur à l'ELU. Sa contribution est donc prise en compte dans la résistance de la section transversale.

La géométrie est la même que celle de la section transversale située au droit de la culée C0 (voir paragraphe 3.1.2.1).

Le calcul de la largeur efficace de la dalle est le même que pour la vérification de la section transversale au droit de la culée C0 (voir paragraphe 3.1.2.1). ⇒ b_{eff} = 6 m

3.1.3.□ □ro□ri□t□s des m□t□ri□u□

Voir le paragraphe 3.1.2.2.

3.1.3.3 □olli□it□tions

Le moment fléchissant et l'effort tranchant exercés dans cette section transversale sont les suivants (voir Figures 2.31 et 2.32) :

M_{Ed} = 39,314 MNm (à une distance de 25 m de l'appui externe C0 : x = 25 m)

V_{Ed} = 1,952 MN (à une distance de 20 m de l'appui externe C0 : x = 20 m)

La vérification est effectuée sur le troisième panneau situé au niveau de la mi-travée C0-P1 (voir Figure 3-2). Par souci de sécurité, on utilise des valeurs maximales des sollicitations agissant sur ce panneau pour sa vérification.

3.1.3.4 □□termin□tion de l□ □l□sse de l□ se□tion

La Classe de section est la même que pour la vérification de la section transversale au droit de l'appui externe C0 (voir paragraphe 3.1.2.1).

Con□lusion □l□ se□tion tr□ns□ers□le situ□e □mi-tr□□□e C□-□1 et □□-C3 est de □l□sse 1 et elle est □□ri□i□e □□r une □n□l□se □l□sti□ue de se□tion.

3.1.3.5 □n□l□se □l□sti□ue de se□tion

3.1.3.5.1 Vérification de la résistance à la flexion

Etant donné que la géométrie de la section étudiée ici est la même qu'en C0, $M_{pl,Rd}$ ne change pas :

$M_{pl,Rd}$ = 57,597 MN.m

L'armature comprimée dans la dalle en béton est négligée conformément à l'EN 1994-2, 6.2.1.2(1).

M_{Ed} = 39,314 MN.m ≤ $M_{pl,Rd}$ = 57,597 MN.m

□□r□sist□n□e □l□ □le□ion est □□ri□i□e.

3.1.3.5.2 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Etant donné que la géométrie de la section à la mi-travée C0-P1 est la même qu'en C0, $V_{bw,Rd}$ ne change pas :

$V_{bw,Rd}$ = 4,625 MN

En revanche, la valeur de $V_{bf,Rd}$ change étant donné qu'elle est fonction de M_{Ed} et $M_{f,Rd}$:

$$M_{f,Rd} = 38{,}704 \text{ MN} \Rightarrow \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1{,}016 \geq 1 \Rightarrow V_{bf,Rd} = 0 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}578 \text{ MN}$$

Et : $V_{Rd} = V_{bw,Rd}$ = 4,625 MN

La verification de la section est alors effectuée ainsi :

V_{Ed} = 1.952 MN ≤ V_{Rd} = *min (*4.625; 10.536*)* = 4,625 MN est vérifié.

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.422 \leq 1$$

□□ r□sist□n□e □ l□e□ort tr□n□□□nt est □□ri□i□e

3.1.3.5.3 Interaction M-V

V_{Ed} = 1,952 MN ≤ 0.5 V_{Rd} = 2,318 MN Il n'est pas nécessaire de verifier l'interaction M-V.

3.1.4 □□ri□i□□tion de l□ se□tion □ mi-□ort□e de l□ tr□□□e □1-□□

3.1.4.1 □□om□trie

A la mi-portée de la travée P1-P2, à l'ELU, la dalle en béton est comprimée sur la presque totalité de sa hauteur. La contribution du béton est donc prise en compte dans la résistance de la section transversale. Les valeurs en caractères gras sont les seules valeurs qui changent par rapport à la section transversale vérifiée au niveau de l'appui externe C0 (cf. 3.1.2).

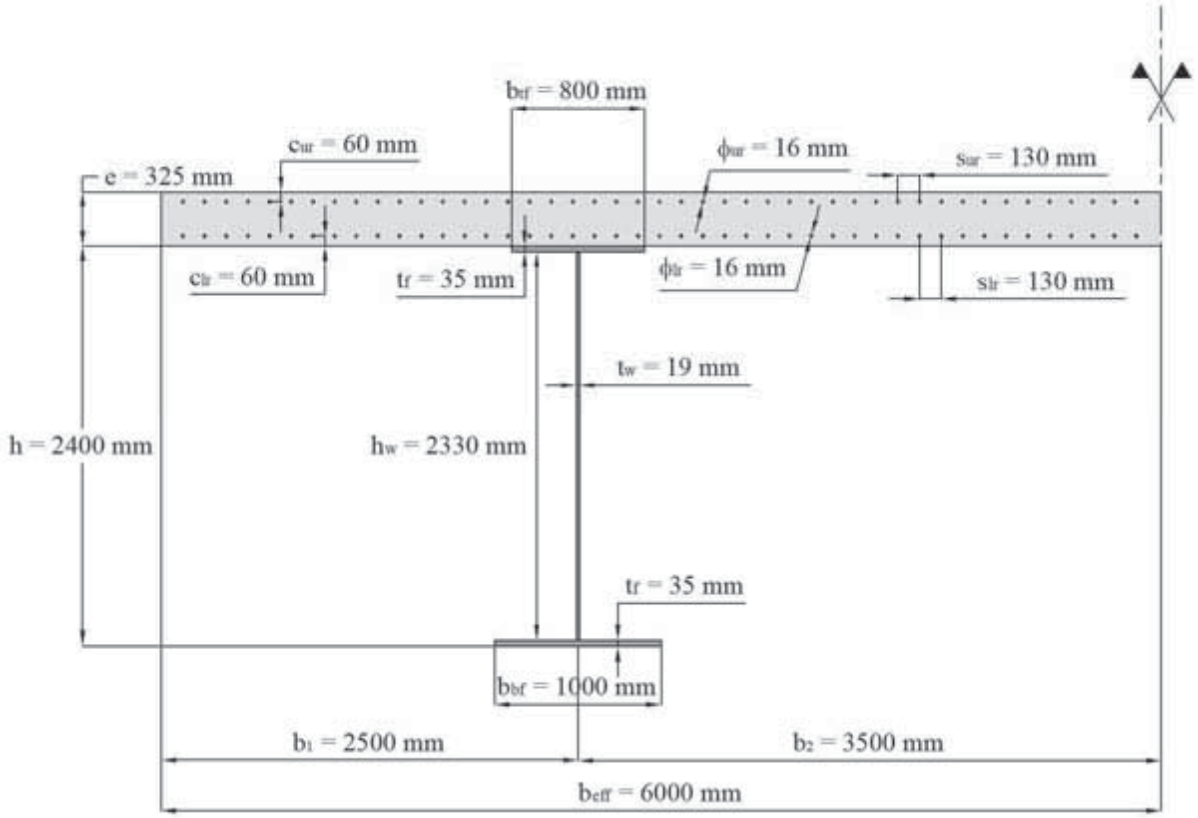


Figure 3-6 : Coupe transversale à mi-portée de la travée P1-P2

Caractéristiques générales du pont bipoutre dans la section transversale P1-P2	Aires principales des différentes parties de la section mixte
L_2 = 60 m **a = 7.5 m** h = 2400 mm t_w = 19 mm b_{tf} = 800 mm b_{bf} = 1000 mm **t_f = 35 mm** **$h_w = h - 2t_f$ = 2.33 m** e = 32.5 cm ϕ_{ur} = 16 mm ϕ_{lr} = 16 mm s_{ur} = 130 mm s_{lr} = 130 mm c_{ur} = 60 mm c_{lr} = 60 mm b_{eff} = 6 m $n_{ur} = \frac{b_{eff}}{s_{ur}} = 46{,}154$ $n_{lr} = \frac{b_{eff}}{s_{lr}} = 46{,}154$	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf}$ = 0.028 m² $A_{aw} = t_w h_w$ = 0.044 m² $A_{abf} = t_{bf} b_{bf}$ = 0.035 m² $A_a = A_{atf} + A_{aw} + A_{abf}$ = 0.107 m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4}$ = 2.011 cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur}$ = 92.816 cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4}$ = 2.011 cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr}$ = 92.816 cm² $A_{cur} = c_{ur} b_{eff}$ = 0.36 m² $A_{clur} = (e - c_{ur} - c_{lr}) b_{eff}$ = 1.23 m² $A_{clr} = c_{lr} b_{eff}$ = 0.36 m² $A_c = e b_{eff} = A_{cur} + A_{clur} + A_{clr}$ = 1,95 cm² (voir les Notations et la Figure 3-8)

3.1.4.2 Propriétés des matériaux

Acier

f_{yw} = 345 N/mm² car 16 mm < t_f = 19 mm ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yw}}} = 0{,}825$$

f_{yf} = 345 N/mm² car 16 mm < **t_f = 35 mm** ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon_f = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yf}}} = 0.825$$

$$f_{ydw} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydf} = \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

□xplications complémentaires sur la determination de la classe de la section

Voir paragraphe 3.1.2.4

□éton

cf. 3.1.2.2

Armatures

cf. 3.1.2.2

3.1.4.3 □ollicitations

Les sollicitations exercées dans la section transversale sont les suivantes (voir Figures 2-31 et 2-32) :

M_{Ed} = **30□17 □□m** (à mi-portée de la deuxième travée : x = 80 m)

V_{Ed} = **2□152 □□** (à une distance a = 7,5 m de la mi-travée : x = 87,5 m)

3.1.4.4 □étermination de la classe de la section

- La semelle inférieure est tendue : Classe 1
- La semelle supérieure est mixte et elle est connectée à la dalle suivant les recommandations de l'EN1994-2, 6.6 : Classe 1
- Pour la classification de l'âme en acier, la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) est déterminée de la façon suivante :
  - Résistance plastique du béton comprimé situé au-dessus des armatures supérieures de la dalle :

$$N_{cur} = 0.85.A_{cur}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}14 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique du béton comprimé situé entre les deux nappes d'armatures de la dalle :

$$N_{clur} = 0.85.A_{clur}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 24{,}395 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique du béton comprimé situé sous les armatures inférieures de la dalle :

$$N_{clr} = 0.85.A_{clr}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}4 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique du béton comprimé :

$$N_c = N_{cur} + N_{clur} + N_{clr} = 38{,}68 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la totalité des armatures supérieures :

$$N_{sur} = A_{tsur} f_{sd} = 4.035 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la totalité des armatures inférieures :

$$N_{slr} = A_{tslr} f_{sd} = 4.035 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de calcul de la semelle supérieure en acier :

$$N_{atf} = A_{atf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{\square.66\ \square\square}$$

  - Résistance plastique de l'âme, en acier :

$$N_{aw} = A_{aw}\frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{15.273\ \square\square}$$

Relations pour determiner la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) sous moment positif $M_{Pl,Rd}$

RELATIONS	POSITION ANP
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ et $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans l'âme
$N_a \geq N_c$ et $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle supérieure
$N_a \geq N_{cur} + N_{clur}$ et $N_a < N_c$	ANP dans la dalle, sous la nappe inférieure
$N_a + N_{sl} \geq N_{cur}$ et $N_a + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	ANP dans la dalle, entre les deux nappes
$N_a + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	ANP dans la dalle, au-dessus de la nappe supérieure

□xplications complémentaires sur la verification de la résistance en flexion

Voir paragraphe 3.1.2.5.1

□xplications complémentaires sur la verification de la résistance □ l□effort tranchant

Voir paragraphe 3.1.2.5.2

- Résistance plastique de la semelle inférieure en acier :

$$N_{abf} = A_{abf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{12.075}$$

- Résistance plastique de calcul de la partie en acier :

$$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = \mathbf{37.00}$$

Dans le cas present, on a :

N_a = 37,008 MN < N_c = 38,675 MN
et N_a = 37,008 MN ≥ N_{cur} + N_{clur} = 31,535 MN

L'ANP est donc situé dans la dalle, au dessous de la nappe inférieure. L'équation d'équilibre des forces axiales plastiques permet de déterminer sa position :

$$z_{pl} = h + e - \frac{N_a}{b_{eff} f_{cd}} = 2{,}414 \text{ m}$$

Etant donné que l'axe plastique neutre PNA est situé dans la dalle sous les armatures inférieures, la totalité de l'âme est tendue et donc de Classe 1.

Conclusion : la section transversale située à mi-portée de la travée P_1-P_2 est de Classe 1 et elle est vérifiée par une analyse plastique de section.

3.1.4.5 Analyse plastique de la section

3.1.4.5.1 Vérification de la résistance à la flexion

A partir de la position de l'ANP, on calcule le moment résistant plastique : $M_{pl,Rd}$ = **53.532 MN.m**

L'armature comprimée dans la dalle en béton est négligée conformément à l'EN 1994-2, 6.2.1.2(1).

M_{Ed} = 30,17 MN.m ≤ $M_{pl,Rd}$ = 51,549 MN.m

La résistance à la flexion est vérifiée.

3.1.4.5.2 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

L'âme doit normalement être vérifiée pour le voilement par cisaillement si :

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta}\varepsilon_w$ pour les âmes non raidies
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_\tau}$ pour les âmes raidies

Dans ce cas, il y a des raidisseurs verticaux intermédiaires et l'âme est donc raidie.

$\frac{h_w}{t_w} = 122.632 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 49.519$, la vérification est donc nécessaire.

La résistance à l'effort tranchant est donnée par l'expression $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$, dans laquelle :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} + \frac{b_f t_f f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9.62 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w = 10{,}582 \text{ MN}$$

où η = 1,2 pour les nuances d'acier allant jusqu'à S460 comprise.

- **Contribution de l'âme $V_{bw,Rd}$**

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

Les raidisseurs verticaux situés au niveau des cadres d'entretoisement transversaux qui délimitent le panneau d'âme situé dans la travée P1–P2, sont supposés rigides (à vérifier selon la Section 9 de l'EN1993-1-5). Ils sont également espacés d'une distance *a* = 8,333 m.

$k_{\tau st} = 0$ car il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux

$a/h_w = 3{,}219 \geq 1$ donc : $k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 5{,}726$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}} = 1{,}66 \geq 1{,}08$$

$$\Rightarrow \chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}58$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 4{,}653 \text{ MN}$$

- **Contribution des semelles $V_{bf,Rd}$**

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

Les valeurs b_f et t_f sont celles de la semelle qui assure la plus faible résistance axiale, b_f étant prise au maximum égale à $15\varepsilon t_f$ de chaque côté de l'âme.
La semelle inférieure de la section transversale est une section en acier seul tandis que la semelle supérieure est une section mixte (section acier + béton). Les formules pour le calcul de $V_{bf,Rd}$ doivent normalement être utilisées avec les propriétés de la semelle inférieure.

La résistance à la flexion plastique de calcul $M_{f,Rd}$ de la section transversale composée des semelles seules doit normalement être calculée en premier. La valeur de $M_{f,Rd}$ est calculée comme $M_{pl,Rd}$ mais en négligeant la contribution de l'âme.

Pour le calcul de $M_{f,Rd}$, la position de l'Axe Neutre Plastique (PNA) est déterminée en utilisant la même méthode que dans le paragraphe 3.1.2.4). On a ici :

$N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} = 25{,}77$ MN > $N_{cur} = 7{,}14$ MN
et $N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} = 25{,}77$ MN < $N_{cur} + N_{clur} = 31{,}535$ MN

□□li□□tions □om□l□ment□ires sur l□ □eri□i□□tion de l'inter□□tion

Voir paragraphe 3.1.2.5.3

L'ANP est donc située dans la dalle, entre les deux nappes d'armature. Sa position se détermine alors à l'aide de l'équation d'équilibre des forces plastiques :

$$z_{pl} = h + e - \frac{N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}}{0{,}85\, b_{eff}\, f_{cd}} = 2{,}51 \text{ m}$$

Le moment résistant plastique de calcul des semelles seules est calculé à partir de la position de l'ANP : $M_{f,Rd}$ = 34,281 MN.m

D'où les calculs suivants pour déterminer la contribution des semelles :

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 1{,}989 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}035 \text{ MN}$$

La contribution $V_{bf,Rd}$ des semelles est négligeable.

Finalement :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{f,Rd} = 4{,}667 + 0{,}035 = 4{,}688 \text{ MN}$$

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(4.688;\ 10.582) = 4.688$ MN

La vérification de la résistance doit être effectuée de la façon suivante :

V_{Ed} = 2,152 MN ≤ V_{Rd} = 4,688 MN

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.459 \leq 1$$

3.1.4.5.3 Interaction M-V

V_{Ed} = 2,152 MN ≤ 0,5 V_{Rd} = 2,344 MN

□n'□ □□□s besoin de □eri□ier l'inter□□tion □ □□□

□□□□□ □□ri□i□□tion de l□ se□tion sur □□□ui interm□di□ire □□

Deux raidisseurs verticaux ont été rajoutés pour réduire la longueur *a* des panneaux d'âme bordant l'appui P2. D'après la Figure 3-3, de chaque côté de l'appui intermédiaire P2, ces deux raidisseurs verticaux divisent le panneau d'âme en trois parties, appelées par la suite sous-panneaux 1, 2 et 3.

Note : Un sous-panneau désigne ici un panneau d'âme non raidi longitudinallement, bordé par les semelles et les raidisseurs transversaux.

□□□□□□□ □ous□□□nne□u □ □□ □om□trie

Au droit de l'appui P2, aux ELU, la dalle béton est entièrement tendue. La résistance du béton est donc negligee lors de la verification de la résistance de la section.

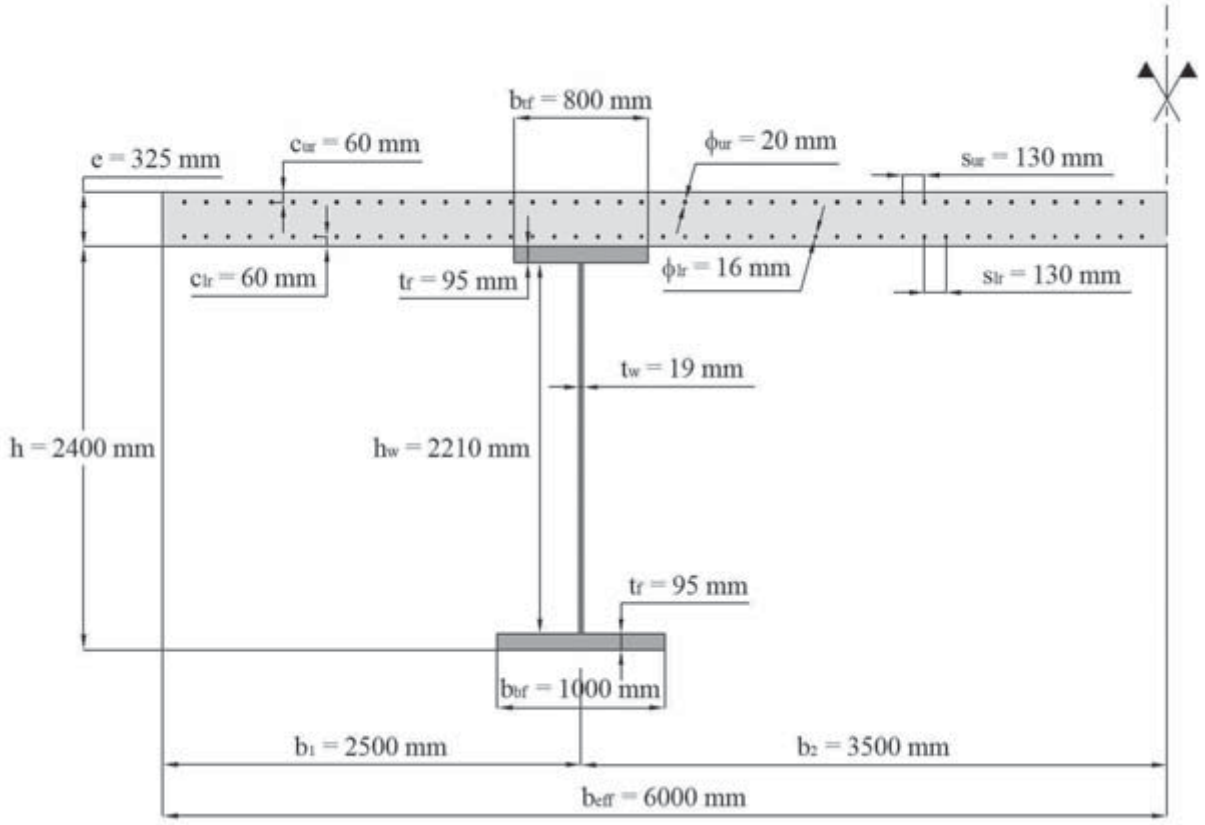


Figure 3-7 : Coupe transversale de la section sur appui intermédiaire P2

C□r□□t□risti□ues □□n□r□les du □ont bi□outre d□ns l□ se□tion tr□ns□ers□le □□	□ires □rin□i□□les des di□□□rentes □□rties de l□ se□tion mi□te
$L_1 = L_3 = 50$ m, $L_2 = 60$ m a = 1.5 m h = 2400 mm t_w = 19 mm b_{tf} = 800 mm b_{bf} = 1000 mm t_f = 95 mm $h_w = h - 2t_f$ = 2.21 m e = 32.5 cm ϕ_{ur} = 20 mm ϕ_{lr} = 16 mm s_{ur} = 130 mm s_{lr} = 130 mm c_{ur} = 60 mm c_{lr} = 60 mm b_{eff} = 6 m $n_{ur} = \frac{b_{eff}}{s_{ur}} = 46.154$ $n_{lr} = \frac{b_{eff}}{s_{lr}} = 46.154$	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf} = 0.076$ m² $A_{aw} = t_w h_w = 0.042$ m² $A_{abf} = t_{bf} b_{bf} = 0.095$ m² $A_a = A_{atf} + A_{aw} + A_{abf} = 0.213$ m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 3.142$ cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 144.997$ cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2.011$ cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 92.816$ cm² $A_{cur} = c_{ur} b_{eff} = 0.36$ m² $A_{clur} = (e - c_{ur} - c_{lr}) b_{eff} = 1.23$ m² $A_{clr} = c_{lr} b_{eff} = 0.36$ m² $A_c = e b_{eff} = A_{cur} + A_{clur} + A_{clr} = 1.95$ cm² (voir les Notations et la Figure 3-6)

□□□□□□□ □ous□□□nne□u □ □□ro□ri□t□s des m□t□ri□u□

□□ier

f_{yw} = 345 N/mm² car 16 mm < t_f = 19 mm ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yw}}} = 0.825$$

f_{yf} = 315 N/mm² car 80 mm < t_f = 95 mm ≤ 100 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon_f = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yf}}} = 0.825$$

$$f_{ydw} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

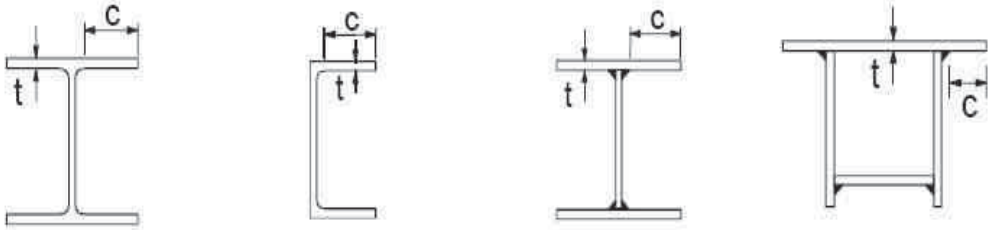
$$f_{ydf} = \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

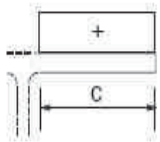
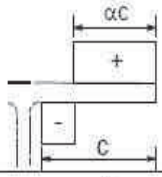
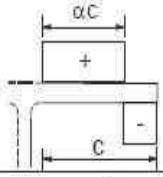
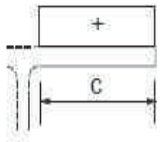
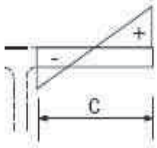
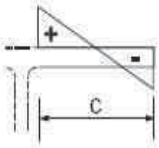
ble u euille sur

Table 5.2 (sheet 2 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Outstand flanges



Rolled sections — Welded sections

Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression	
		Tip in compression	Tip in tension
Stress distribution in parts (compression positive)			
1	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Béton

cf. 3.1.2.2

Armatures

cf. 3.1.2.2

3.1.5.3 Sous-panneau 1 - Sollicitations

Les sollicitations exercées dans la section considérée sont les suivantes (voir Figures 2-31 et 2-32) :

M_{Ed} = 65,44 MNm (au niveau de l'appui interne P2: x = 110 m)

V_{Ed} = 6,087 MN (au niveau de l'appui interne P2: x = 110 m)

Les valeurs maximales de moment fléchissant et d'effort tranchant se trouvent au droit de l'appui P2 (voir Figures 2-31 et 2-32). Les Figures 2-31 et 2-32 ne sont pas parfaitement symétriques.

3.1.5.4 Sous-panneau 1 - Détermination de la classe de la section

- La semelle supérieure est tendue : Classe 1
- La semelle inférieure est en compression, donc :

$$\frac{c_{bf}}{t_f} = \frac{b_{bf} - t_w}{2t_f} = 5{,}163 \leq 9\varepsilon = 7{,}774 \text{ donc de Classe 1}$$

- L'âme est tendue dans sa partie supérieure et comprimée dans sa partie inférieure. Pour la classification de l'âme en acier, la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) est déterminée de la façon suivante :
  - Résistance plastique de toutes les armatures de la dalle :

$$N_{su} + N_{sl} = \left(A_{tsur} + A_{tslr}\right)\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 10{,}339 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la semelle supérieure, en acier :

$$N_{atf} = A_{atf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 23{,}94 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de l'âme, en acier, supposée complètement comprimée :

$$N_{aw} = A_{aw}\frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 14{,}487 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la semelle inférieure, en acier :

$$N_{abf} = A_{abf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 29{,}925 \text{ MN}$$

  - Résistance plastique de la partie en acier :

$$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = 68{,}352 \text{ MN}$$

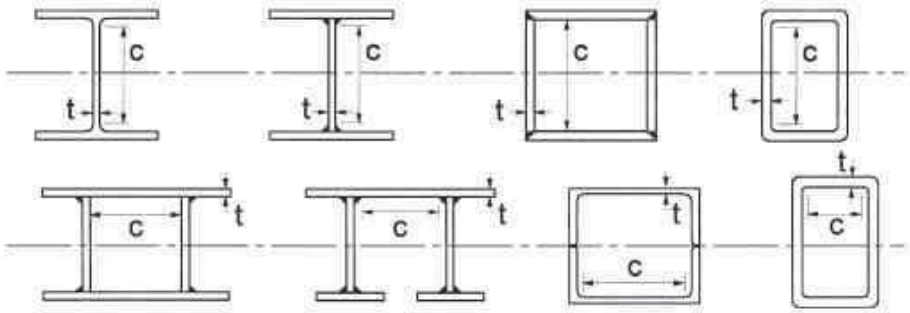
Relations pour trouver la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) sous moment negative $M_{pl,Rd}$

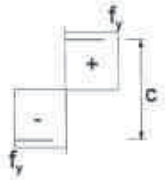
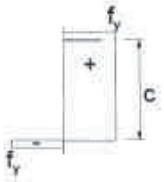
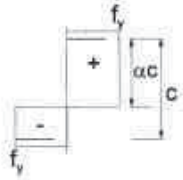
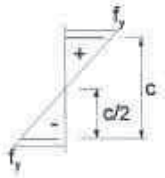
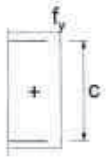
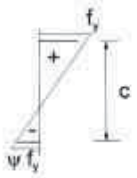
RELATIONS	POSITION ANP
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_{sl} + N_{su}$ et $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$	ANP dans l'âme
$N_a \geq N_{sl} + N_{su}$ et $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$	ANP dans la semelle supérieure
$N_{sl} + N_{su} > N_a$	ANP dans la dalle

□□1□□3-1-1□□a□leau 5.□ □□euille 1 sur 3□

Tableau 5.2 — Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Feuille 1 sur 3)

Parois comprimées internes



Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$ [a] : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

On a ici :

$N_{abf} + N_{aw}$ = 44,41 MN ≥ $N_{aft} + N_{sl} + N_{su}$ = 34,279 MN
et N_{abf} = 29,925 MN < $N_{aw} + N_{aft} + N_{sl} + N_{su}$ = 48,8 MN

L'ANP est donc situé dans l'âme de la poutre et sa position se détermine à l'aide de l'équation d'équilibre des forces :

$$z_{pl} = \frac{2hb_{tf} f_{yf} + N_{su} + N_{sl} - N_a}{2b_{tf} f_{yf}} = 1{,}532 \text{ m}$$

Donc, l'âme est comprimée sur plus de la moitié de sa hauteur, et l'on a :

$$\alpha = \frac{(z_{pl} - t_f)}{h_w} = 0{,}65 > 0{,}5$$

Par conséquent, la limite d'élancement entre la Classe 2 et la Classe 3 est donnée par :

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = 116{,}316 >> \frac{456\varepsilon_w}{13\alpha - 1} = 50{,}492$$

L'âme en acier est donc au moins de Classe 3 et la détermination de la Classe est alors basée sur la distribution des contraintes élastique à l'ELU donnée par l'analyse globale prenant en compte l'historique de la construction (phasages de construction ; cf. 2.1.4) :

$$\sigma_{abfu} = -276{,}93 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfl} = 265{,}58 \text{ N/mm}^2$$

Et la distribution élastique des contraintes aux ELU :

$$\psi_w = \frac{\sigma_{atfl}}{\sigma_{abfu}} = \frac{-266.71}{265.58} = -1{,}043 \leq 1$$

Par conséquent, la limite d'élancement entre la Classe 3 et la Classe 4 est donnée par :

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = 116.316 > 62\varepsilon\left(1 - \psi_w\right)\sqrt{-\psi_w} = 106{,}74$$

On en déduit que l'âme en acier est de Classe 4.

□onclusion □la section trans□ersale située au ni□eau des appuis intermédiaries □1 et □□ est de □lasse 4 et elle est □éri□iée par une anal□se élasti□ue de section.

□□1□□3-1-5□4.□ □3□

(3) La vérification du voilement du panneau peut être effectuée avec les efforts évalués à une distance 0,4a ou 0,5b, selon la plus petite des deux valeurs, de l'extrémité du panneau où les contraintes sont les plus importantes. Dans ce cas, la résistance de section brute doit être vérifiée à l'extrémité du panneau.

□□1□□3-1-5□4.4 □la□ues sans raidisseurs lon□itudinau□

(1) Il convient de déterminer les aires efficaces[p] des éléments comprimés plans en utilisant le Tableau 4.1 pour les parois internes et le Tableau 4.2 pour les parois en console. Il convient de déterminer l'aire efficace[p] de la zone comprimée d'une plaque dont l'aire de la section brute vaut Ac, à partir de l'équation suivante :

$$A_{c,eff} = \rho A_c \qquad (4.1)$$

où ρ est le coefficient réducteur pour le voilement de plaque.

(2) Le coefficient réducteur ρ peut être considéré comme suit :

- parois comprimées internes :

$\rho = 1,0$ pour $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$

$\rho = \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ pour $\bar{\lambda}_p > 0,673$, avec $(3 + \psi) \geq 0$

- parois comprimées en console :

$\rho = 1,0$ pour $\bar{\lambda}_p \leq 0,748$

$\rho = \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ pour $\bar{\lambda}_p > 0,748$

avec $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\dfrac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \dfrac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$

ψ est le rapport de contraintes déterminé conformément à 4.4(3) et 4.4(4) ;

$\bar{b}$ est la largeur appropriée établie comme suit (pour les définitions, voir Tableau 5.2 de l'EN 1993-1-1) ;

- b_w pour les âmes ;
- b pour les parois internes de semelle (saut profils creux rectangulaires) ;
- b - 3 t pour les parois de profils creux rectangulaires ;
- c pour les semelles en console ;
- h pour les cornières à ailes égales ;
- h pour les cornières à ailes inégales ;

k_σ est le coefficient de voilement correspondant au rapport de contraintes ψ et aux conditions limites. Pour les plaques longues, k_σ est donné dans le Tableau 4.1 ou le Tableau 4.2 selon le cas ;

t est l'épaisseur ;

σ_{cr} est la contrainte critique de coilement, voir formule (A.1) dans l'Annexe A.1(2) et Tableaux 4.1 et 4.2 ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$$

3.1.5.5 Sous-panneau 1 - Anal□se élasti□ue de section

3.1.5.5.1 Vérification de la résistance en flexion

La section est de Classe 4, de sorte que sa section efficace sous l'action du moment fléchissant doit être calculée selon la partie 4.4 de l'EN 1993-1-5.

- Pour la semelle inférieure en compression :

  $k_{\sigma bf}$ = 0,43 (cf. Tableau 4.2 de l'EN1993-1-5 : parois en console)

  $$\bar{\lambda}_{pbf} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{b_{bf}-t_w}{2t_f}}{28,4\varepsilon_f\sqrt{k_{\sigma bf}}} = 0,321 \leq 0,748$$

  $\Rightarrow$ $\rho_{bf} = 1$ il n'y a aucune réduction de la largeur de la semelle inférieure. La totalité de la semelle inférieure est efficace.

- Pour l'âme comprimée et fléchie ;

  Les contraintes exercées aux bords de l'âme sont données par l'analyse globale :

  σ_{atfl} = -276.93 MPa

  σ_{abfu} = 265.58 MPa

  $$\psi_w = \frac{\sigma_{atfl}}{\sigma_{abfu}} = -1.043 \leq 1$$

  D'où il vient :

  $k_{\sigma w} = 5.98(1-\psi)^2$ = 24,95 (cf. Tableau 4.1 de l'EN1993-1-5 : parois internes)

  $$\bar{\lambda}_{pw} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{h_w}{t_w}}{28,4\varepsilon_w\sqrt{k_{\sigma w}}} = 0,993 > 0,673$$

  $$\Rightarrow \rho_w = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi_w)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,898$$ Il y a une réduction de la hauteur de l'âme en acier

  La hauteur efficace de l'âme comprimée peut alors être calculée :

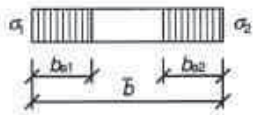
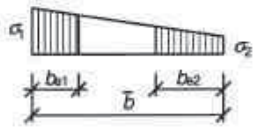
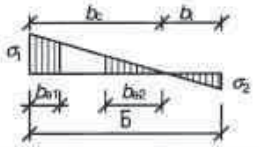
  $$h_{weff} = \frac{\rho_w h_w}{(1-\psi_w)} = 0,971 \text{ m}$$

  Et cette hauteur d'âme efficace se répartit comme indiqué dans le Tableau 4.1 de l'EN1993-1-5 :

  $h_{we1} = 0.4h_{weff}$ = 0,388 m

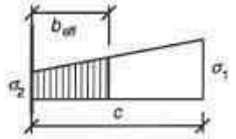
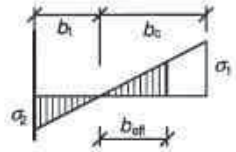
  $h_{we2} = 0.6h_{weff}$ = 0,583 m

□□1□□3-1-5□4.4 □a□leau 4.1□□arois comprimées internes

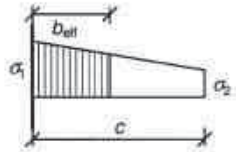
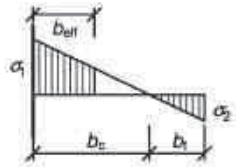
Répartition des contraintes (compression positive)	Largeur efficace[P] b_{eff}
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\,b_{eff}$ $\quad b_{e2} = 0{,}5\,b_{eff}$
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $\quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,\bar{b}\,/(1-\psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\,b_{eff}$ $\quad b_{e2} = 0{,}6\,b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
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	$5{,}98\,(1-\psi)^2$

□□1□□3-1-5□4.4 □a□leau 4.□□□arois comprimées en console

Répartition des contraintes (compression positive)	Largeur efficace[P] b_{eff}
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\,c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,c\,/\,(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Coefficient de voilement k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\,\psi + 0{,}07\,\psi^2$

	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\,c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,c\,/\,(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficient de voilement k_σ	0,43	$0{,}578\,/\,(\psi + 0{,}34)$	1,70	$1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\,\psi^2$	23,8

□aractéristi□ues mécani□ues □inales de la section e□icace en acier □semelles et □me uni□uement□□

Les propriétés de section transversale efficace peuvent être calculées :

$$A_{a.eff} = A_{atf} + A_{abf} + \left(h_{weff} + h_w - h_s + t_f\right)t_w = 0.21 \text{ m}^2$$

L'axe neutre élastique (ANE) de la section efficace est déterminé à partir de la fibre inférieure extrême de la semelle inférieure :

$$h_{a.seff} = \frac{A_{abf}\dfrac{t_f}{2} + A_{atf}\left(h - \dfrac{t_f}{2}\right) + h_{we1}t_w\left(t_f + \dfrac{h_{we1}}{2}\right) + \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - t_f - \dfrac{h_{we2} + h_w - h_s + t_f}{2}\right)}{A_{a.eff}} = 1.106 \text{ m}$$

Et l'on peut déduire le moment d'inertie de flexion efficace de la section transversale :

$$I_{a.eff} = \frac{b_{bf}t_f^3}{12} + A_{abf}\left(h_{a.seff} - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_{tf}t_f^3}{12} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2} - h_{a.seff}\right)^2$$
$$+ \frac{t_w h_{we1}^3}{12} + h_{we1}t_w\left(h_{a.seff} - \frac{h_{we1}}{2} - t_f\right)^2$$
$$+ \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - \frac{h_{we2} + h_w - h_s + 3t_f}{2} - h_{a.seff}\right)^2 = 0.241 \text{ m}^4$$

□aractéristi□ues mécani□ues □inales de la section mi□te e□icace □acier de construction et armatures□□

Les propriétés de section transversale efficace peuvent être calculées :

$$A_{eff} = A_{tsur} + A_{tslr} + A_{atf} + A_{abf} + \left(h_{weff} + h_w - h_s + t_f\right)t_w = 0.233 \text{ m}^2$$

L'axe neutre élastique (ANE) de la section efficace est déterminé à partir de la fibre inférieure extrême de la semelle inférieure :

$$h_{seff} = \frac{A_{abf}\dfrac{t_f}{2} + A_{atf}\left(h - \dfrac{t_f}{2}\right) + A_{tslr}\left(h + c_{lr}\right) + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur}\right) + h_{we1}t_w\left(t_f + \dfrac{h_{we1}}{2}\right) + \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - t_f - \dfrac{h_{we2} + h_w - h_s + t_f}{2}\right)}{A_{eff}} = 1{,}257 \text{ m}$$

Et l'on peut déduire le moment d'inertie de flexion efficace de la section transversale :

$$I_{eff} = \frac{b_{bf}t_f^3}{12} + A_{abf}\left(h_{seff} - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_{tf}t_f^3}{12} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2} - h_{seff}\right)^2$$
$$+ \frac{t_w h_{we1}^3}{12} + h_{we1}t_w\left(h_{seff} - \frac{h_{we1}}{2} - t_f\right)^2$$
$$+ \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - \frac{h_{we2} + h_w - h_s + 3t_f}{2} - h_{seff}\right)^2$$
$$+ A_{tslr}\left(h + c_{lr} - h_{seff}\right)^2 + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur} - h_{seff}\right)^2 = 0.288 \text{ m}^4$$

□□1□□3-1-1□□.□.1□□□□ésistances des sections trans□ersales

(9) En règle générale, lorsque toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de Classe 3, sa résistance est base sur une distribution élastique des deformations dans la section. Il convient que les contraintes de compression soient plafonnées à la limite d'élasticité ai niveau des fibres extrêmes.

NOTE: Pour les verifications à l'état limite ultime, les fibres extrêmes peuvent être supposées situées au niveau du plan médian des semelles. Pour la fatigue, voir l'EN 1993-1-9.

La contrainte exercée dans l'armature supérieure de la dalle en béton est donnée par l'analyse globale :

σ_{tsur} = -185,85 MPa

Caractéristiques mécaniques finales de la section mixte brute (acier de construction et armatures) :

Aire de la section :

$$A = A_{tsur} + A_{tslr} + A_{atf} + A_{abf} + A_{aw} = 0{,}237 \text{ m}^2$$

La position de l'Axe Neutre Elastique (ANE) est détemrinée à partir de la fibre inférieure de la semelle inférieure :

$$h_s = \frac{A_{abf}\frac{t_f}{2} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2}\right) + A_{aw}\left(t_f + \frac{h_w}{2}\right) + A_{tslr}\left(h + c_{lr}\right) + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur}\right)}{A} = 1{,}247 \text{ m}$$

D'où le calcul suivant de l'inertir de flexion :

$$I = \frac{b_{bf}t_f^3}{12} + A_{abf}\left(h_s - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_{tf}t_f^3}{12} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2} - h_s\right)^2 + \frac{t_w h_w^3}{12} + A_{aw}\left(h_s - \frac{h}{2}\right)^2$$
$$+ A_{tslr}\left(h + c_{lr} - h_s\right)^2 + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur} - h_s\right)^2 = 0.29 \text{ m}^4$$

Moment fléchissant supporté par la section mixte (poutre acier et armatures) :

$$M_{c,Ed} = \frac{\sigma_{tsur} I}{h + e - c_{ur} - h_s} = -38{,}224 \text{ MNm}$$

Moment fléchissant supporté par la section en acier seul (semelles et âme uniquement) :

$$M_{a,Ed} = M_{Ed} - M_{c,Ed} = -65{,}44 + 38{,}224 = -27{,}216 \text{ MNm}$$

Les contraintes exercées dans les diverses fibres de la section transversales se calculent alors ainsi :

$$\sigma_{abfleff} = \frac{-M_a h_{a.seff}}{I_{a.eff}} + \frac{-M_c h_{seff}}{I_{eff}} = 291{,}511 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{abfueff} = \frac{-M_a (h_{a.seff} - t_f)}{I_{a.eff}} + \frac{-M_c (h_{seff} - t_f)}{I_{eff}} = 268{,}184 \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf}\,;\, f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfleff} = \frac{M_a (h - t_f - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_c (h - t_f - h_{seff})}{I_{eff}} = -274{,}46 \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf}\,;\, f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfueff} = \frac{M_a (h - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_c (h - h_{seff})}{I_{eff}} = |-297{,}788| \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tslreff} = \frac{M_{c,Ed} (h + c_{lr} - h_{seff})}{I_{eff}} = |-159{,}674| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}783 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tsureff} = \frac{M_{c,Ed} (h + e - c_{ur} - h_{seff})}{I_{eff}} = |-186{,}873| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}783 \text{ N/mm}^2$$

La résistance au moment fléchissant est gouvernée par la résistance de la semelle supérieure :

$$\eta_1 = \frac{\left|\sigma_{atfueff}\right|}{f_{ydf}} = 0{,}945 \leq 1$$

La section au droit du sous-panneau de l'appui P2 est vérifiée pour la résistance à la flexion.

□x□lications com□lémentaires sur la □erification de la résistance □ l□effort tranc□ant

Voir paragraphe 3.1.2.5.2

Les verifications ont été faites ici avec les contraintes dans les fibres extremes des semelles. Il aurait été possible de les faire avec les contraintes calculées dans le plan moyen des semelles.

□a résistance □ la flexion est □érifiée□

3.1.5.5.2 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Il convient de vérifier la résistance au voilement par cisaillement de l'âme si :

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta}\varepsilon_w$ pour une âme non raidie
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_\tau}$ pour une âme raidie

Dans ce cas, l'âme est raidie au moyen de raidisseurs verticaux. On a :

$$\frac{h_w}{t_w} = 116.316 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 84.188$$

Il convient donc de vérifier l'âme pour le voilement par cisaillement.

La résistance au voilement par cisaillement est donnée par $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

où : $$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} + \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \le \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w = 10{,}037 \text{ MN}$$

où η = 1.2 pour les nuances d'acier allant jusqu'à S460 comprise

- **Contribution de l□me $V_{bw,Rd}$**

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

Les raidisseurs verticaux situés au niveau des cadres d'entretoisement transversaux qui délimitent le panneau d'âme adjacent à l'appui P1 et situés dans la travée P1-P2, sont supposés rigides (à vérifier selon la Section 9 de l'EN1993-1-5). Ils sont également espacés d'une distance *a* = 7,5 m ou 8,33 m, en fonction de la travée. A proximité de l'appui P2, le premier sous-panneau a une longueur *a* = 1,5 m.

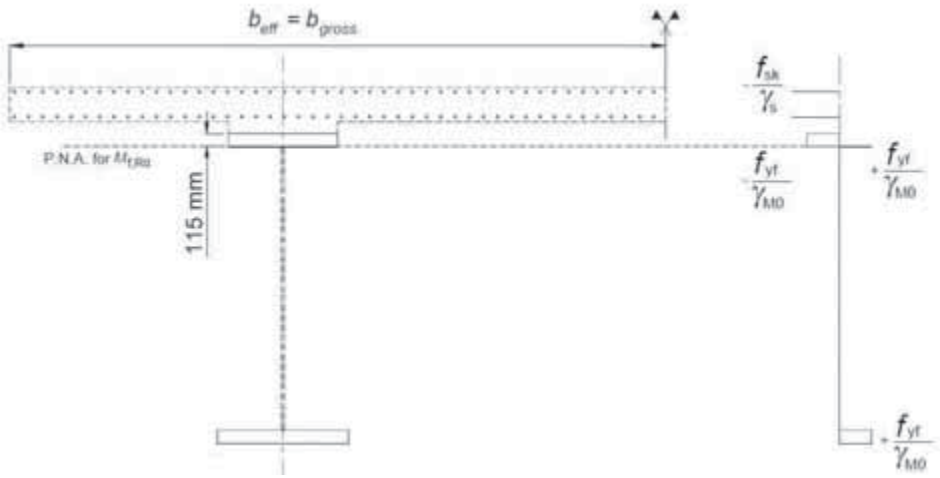


Figure 3-8 : Moment plastique résistant $M_{f,Rd}$ des semelles seules au niveau de l'appui intermédiaire P2

$k_{\tau st} = 0$ car il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux

a/h_w = 0.679 ≤ 1 donc : $k_\tau = 4 + 5.34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st}$ = 15,592

$\frac{0.83}{\eta} = 0692 \leq \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}}$ = 0,954 < 1,08

$\Rightarrow \chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$ = 0,87

$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$ = 6,613 MN

- **Contribution des semelles $V_{bf,Rd}$**

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

Les valeurs de b_f et t_f sont celles de la semelle qui assure la plus faible résistance axiale, b_f étant prise au maximum égale à $15\varepsilon t_f$ de chaque côté de l'âme.
La semelle inférieure de la section transversale est une section en acier tandis que la semelle supérieure est une section mixte (poutre acier + armatures en acier). Il convient ici d'utiliser les formules données pour le calcul de $V_{bf,Rd}$ avec les propriétés de semelle en acier inférieure.

La résistance à la flexion plastique de calcul $M_{f,Rd}$ de la section transversale composée des semelles et des armatures en acier doit normalement être calculée en premier. $M_{f,Rd}$ est calculée comme $M_{pl,Rd}$ mais en négligeant la contribution de l'âme.

Pour le calcul de $M_{f,Rd}$, la position de l'Axe Neutre Plastique (PNA) est déterminée ainsi :

- Résistance plastique des aramtures de la dalle (toutes les nappes) :

$$N_{su} + N_{sl} = \left(A_{tsur} + A_{tslr}\right)\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 10{,}339 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure en acier :

$$N_{atf} = A_{atf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 23{,}94 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure, en acier :

$$N_{abf} = A_{abf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 29{,}925 \text{ MN}$$

On a ici : $N_{abf} + N_{atf}$ = 53,865 MN ≥ $N_{su} + N_{sl}$ = 10,399 MN
et : N_{abf} = 29,925 < $N_{atf} + N_{su} + N_{sl}$ = 34,279 MN

L'axe neutre plastique est donc situé dans la semelle supérieure à une distance z_{pl} de la fibre inférieure extrême de la semelle inférieure. L'équilibre des forces autour de l'axe neutre plastique PNA s'exprime alors de la façon suivante :

$$z_{pl} = \frac{2hb_{tf} f_{yf} N_{su} + N_{sl} - N_{abf} - N_{atf}}{2b_{tf} f_{yf}} = 2{,}314 \text{ m}$$

Le moment résistant plastique $M_{f,Rd}$ est alors calculé : $M_{f,Rd}$ = 71,569 MN.m.

Soudures

(1) Les soudures entre l'âme et la semelle peuvent être calculées pour le flux de cisaillement V_{Ed}/h_w si V_{Ed} n'excède pas $\chi_w f_{yw} h_w t \Big/ \left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right)$. Pour des valeurs plus élevées de V_{Ed}, il convient de dimensionnet la soudure pour le flux de cisaillement $\eta f_{yw} t \Big/ \left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right)$.

(2) Dans tous les autres cas, il convient de justifier les soudures pour la transmission des efforts perpendiculaires et parallèles aux cordons, compte tenu de la méthode (élastique/plastique) et des effets du second ordre.

Cisaillement

Justification

(1) Il convient d'effectuer la justification de la manière suivante :

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

où V_{Ed} est l'effort tranchant de calcul, y compris l'effort tranchant ramené par la torsion.

(1)

(1) Lorsque l'effort tranchant V_{Ed} dépasse la moitié de la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} donnée par $V_{pl,Rd}$ en 6.2.2.2 ou $V_{b,Rd}$ en 6.2.2.3, en retenant la plus faible de ces deux valeurs, il convient de prendre en compte son effet sur le moment résistant.

Explications complémentaires sur la vérification de l'interaction

Voir paragraphe 3.1.2.5.3

(3)

(3) Pour les sections de Classe 3 et de Classe 4, l'EN 1993-1-5, 7.1 est applicable en utilisant les contraintes calculées dans la section mixte.

(2)

(2) Il convient de verifier le critère conné en (1) pour toute section située à plus de $h_w/2$ de l'appui le plus proche pourvu d'un montant.

La contribution des semelles se calcule alors ainsi :

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 0{,}545 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}621 \text{ MN}$$

Dans ce cas, la contribution des semelles $V_{bf,Rd}$ n'est pas négligeable par rapport à la contribution de l'âme, et représente 8,6 % de la résistance au voilement par cisaillement de calcul.

Au final :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 6.613 + 0.621 = 7{,}234 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(7.234;\ 10{,}037) = 7{,}234$ MN

Il convient d'effectuer également les vérifications suivantes :

- Les soudures de l'âme sur les semelles doivent normalement être dimensionnées pour la contrainte de cisaillement par unité de longueur de $\frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} t_w$;
- Il convient que les raidisseurs transversaux situés sur les bords des panneaux d'âme (et éventuellement les raidisseurs longitudinaux) agissent comme des montants d'extrémité rigides.
- Les semelles ne sont pas utilisées en totalité pour résister au moment fléchissant (c'est-à-dire que $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$; ce qui est vérifié dans l'exemple : M_{Ed} = 65,44 MN.m ≤ $M_{f,Rd}$ = 71,569 MN.m).

En fin de compte, la vérification s'effectue ainsi :

V_{Ed} = 6,087 MN ≤ $V_{Rd} = min\ (7.234;\ 10.037)$ = 7,234 MN

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.841 \leq 1$$

La résistance à l'effort tranchant est vérifiée.

3.1.5.5.3 Interaction M-V

V_{Ed} = 6.087 MN ≥ 0.5 V_{Rd} = 3.617 MN

Par consequent, l'interaction M-V doit être vérifiée.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.914 \leq 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.893 \leq 1$$

$M_{Ed} < M_{f,Rd}$ et donc, selon l'EN 1993-1-5, 7.1 (1), il n'y a pas d'interaction. Cela signifie que les semelles sont suffisantes pour résister seules au moment fléchissant, de sorte que l'âme peut être utilisée en totalité pour la résistance à l'effort tranchant.

⇒ Il n'y a pas d'interaction.

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la deter□ ination de la classe de la section

Voir paragraphe 3.1.5.4

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la □eri□ication de la r□sistance □la □le□ion

Voir paragraphes 3.1.2.5.1 et 3.1.5.5.1

□.□.□.□ □o□s□pannea□ □ □□□o□ □trie

On suit la meme procedure que pour le sous-panneau 1 (cf. 3.1.5.1)

Au droit de l'appui intermédiaire P2, à l'ELU, la dalle en béton est entièrement tendue. La contribution du béton dans la résistance de la section transversale est donc négligée.

La géométrie de la section transversale du sous-panneau 2 est totalement identique à la géométrie de la section transversale du sous-panneau 1. Seule la longueur du panneau change (*a* = 2,5 m).

□.□.□.□ □o□s□pannea□ □ □□ropri□t□s des □at□ria□□

Les propriétés des matériaux de la section transversale du sous-panneau 2 sont totalement identiques à celles de la section transversale du sous-panneau 1 : cf. 3.1.5.2.

□.□.□.□ □o□s□pannea□ □ □□ollicitations

Les sollicitations exercées dans cette section sont les suivantes (voir Figures 2-31 et 2-32):

M_{Ed} = 58,222 MNm (au niveau de l'appui interne P2 : x = 111,5 m)

V_{Ed} = 5,843 MN (au niveau de l'appui interne P2 : x = 111,5 m)

□.□.□.□ □o□s□pannea□ □ □□□ter□ination de la classe de la section

Etant donné que la géométrie de la section transversale ne change pas par rapport à celle du sous-panneau 1, la Classe de section est identique pour le sous-panneau 2. cf. 3.1.5.4.

□.□.□.□□ □o□s pannea□ □ □□nalyse □lasti□□e de la section

3.1.5.10.1 Vérification de la résistance à la flexion

Il convient d'effectuer la vérification du voilement de plaque du panneau pour les résultantes des contraintes exercées à une distance de 0,4a ou 0,5b : *min(0,4a ; 0,5b) = min(1 ; 1,105)* = 1 m

La valeur du moment fléchissant devient alors : M_{Ed} *(min(0,4a ; 0,5b))* = 53,659 MNm

Les contraintes exercées dans les fibres de la section se calculent alors :

$$\sigma_{abfleff} = \frac{-M_a h_{a.seff}}{I_{a.eff}} + \frac{-M_c h_{seff}}{I_{eff}} = 259.181 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{abfueff} = \frac{-M_a (h_{a.seff} - t_f)}{I_{a.eff}} + \frac{-M_c (h_{seff} - t_f)}{I_{eff}} = 238.478 \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf} ; f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfleff} = \frac{M_a (h - t_f - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_c (h - t_f - h_{seff})}{I_{eff}} = |-243.1| \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf} ; f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfueff} = \frac{M_a (h - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_c (h - h_{seff})}{I_{eff}} = |-263.835| \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tslreff} = \frac{M_{c,Ed} (h + c_{lr} - h_{seff})}{I_{eff}} = |-145.378| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434.783 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tsureff} = \frac{M_{c,Ed} (h + e - c_{ur} - h_{seff})}{I_{eff}} = |-170.141| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$$

La résistance au moment fléchissant est gouvernée par la résistance de la semelle supérieure :

$$\eta_1 = \frac{\left|\sigma_{atfueff}\right|}{f_{ydf}} = 0{,}838 \leq 1$$: **la r□sistance □la □le□ion est □□ri□i□e.**

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la □eri□ication de la r□sistance □l□e□□ort tranc□ant

Voir paragraphe 3.1.2.5.2

3.1.5.10.2 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

L'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement par cisaillement si :

$\frac{h_w}{t_w} = 116.316 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 62.035$ et la verification est donc nécessaire.

La résistance à l'effort tranchant est donnée par : $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

où $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$ = 9,124 MN

et : $V_{pl,a,Rd}$ = 10,037 MN

- **□ontri□□tion de l□□□ e $V_{bw,Rd}$**

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

Les raidisseurs verticaux situés au niveau des cadres d'entretoisement transversaux qui délimitent le panneau d'âme adjacent à l'appui P2 et situés dans la travée P1-P2, sont supposés rigides (à vérifier selon la Section 9 de l'EN1993-1-5). Ils sont également espacés d'une distance *a* = 7,5 m. A proximité de l'appui P2, le deuxième sous-panneau a une longueur *a* = 2,5 m.
Les calculs donnent les résultats suivants :

$k_{\tau st} = 0$ car il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux

a/h_w = 1.131 ≥ 1 donc : $k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st}$ = 8.466

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}}$ = 1,295 ≥ 1,08

$\Rightarrow \chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)}$ = 0,687

$V_{bw,Rd}$ = = 5,221 MN

- **□ontri□□tion des se□ elles $V_{bf,Rd}$**

Le moment résistant plastique de calcul des semelles uniquement est calculé à partir de la position de l'axe neutre plastique ANP (cf. 3.1.4.1.4.2) : $M_{f,Rd}$ = 71,569 MN.m

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 0{,}909 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}769 \text{ MN}$$

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la □eri□ication de l□interaction

Voir paragraphes 3.1.2.5.3 et 3.1.5.5.3

Dans ce cas, la contribution des semelles $V_{bf,Rd}$ n'est pas négligeable par rapport à la contribution de l'âme et représente 12,8 % de la résistance au voilement par cisaillement.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 5.221 + 0.769 = 5.99 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(5.99;\ 9.124) = 5{,}99$ MN

Les semelles ne sont pas utilisées en totalité pour résister au moment fléchissant (c'est-à-dire que : M_{Ed} = 58,222 MN.m ≤ $M_{f,Rd}$ = 71,569 MN.m)

- **□□ri□ication de la section**

Il convient d'effectuer cette vérification de la façon suivante :

V_{Ed} = 5.843 MN ≤ $V_{Rd} = min\ (5.99;\ 10.037) = 5.99$ MN

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.975 \leq 1$$

□a r□sistance □ l□e□ort tranc□ant est □□ri□i□e.

3.1.5.10.3 Interaction M-V

V_{Ed} = 5.843 MN ≥ 0.5 V_{Rd} = 2.995 MN

Par consequent, l'interaction M-V doit être vérifiée.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.814 \leq 1 \quad \text{et} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.975 \leq 1$$

$M_{Ed} < M_{fRd}$ de sorte que, selon l'EN 1993-1-5, 7.1 (1), il n'y a pas d'interaction. Cela signifie que les semelles sont suffisantes pour résister seules au moment fléchissant, de sorte que la totalité de l'âme peut être utilisée pour la résistance à l'effort tranchant.

⇒ Il n'y a pas d'interaction.

□.□.□.□□ □o□s□pannea□ □ □□□o□ □trie

On suit la meme procédure que pour le sous-panneau 1 (cf. 3.1.5.1)

Au niveau de l'appui interne P2, à l'ELU, la dalle en béton est entièrement : la contribution du béton est donc négligée dans la résistance de la section transversale.

La géométrie de la section transversale du sous-panneau 3 est totalement identique à celle de la section transversale du sous-panneau 1. Seule la longueur du panneau change (*a* = 4,333 m)

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la deter□ination de la classe de la section

Voir paragraphe 3.1.5.4

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la □eri□ication de la r□sistance □la □le□ion

Voir paragraphes 3.1.2.5.1 et 3.1.5.5.1

□.□.□.□□ □o□s□pannea□ □ □□ropri□t□s des □ at□ria□□

Les propriétés des matériaux de la section transversale du sous-panneau 3 sont totalement identiques à celles de la section transversale du sous-panneau 1. cf. 3.1.5.2.

□.□.□.□□ □o□s□pannea□ □ □□ollicitations

Les sollicitations exercées dans cette section sont les suivantes (voir Figures 2-31 et 2-32) :

M_{Ed} = 47,188 MNm (au niveau de l'appui interne P2 : x = 114 m)

V_{Ed} = 5,435 MN (au niveau de l'appui interne P2 : x = 114 m)

□.□.□.□□ □o□s□pannea□ □ □□□ter□ination de la classe de la section

Etant donné que la géométrie de la section transversale ne change pas par rapport à celle du sous-panneau 1, la Classe de section est la même pour le sous-panneau 3. cf. 3.1.5.4.

□.□.□.□□ □o□s□pannea□ □ □□nalyse □lasti□□e de la section

3.1.5.15.1 Vérification de la résistance à la flexion

La vérification du voilement de plaque du panneau doit normalement être effectuée pour les résultantes des contraintes à une distance 0,4a ou 0,5b : *min(0,4a ; 0,5b) = min(1,733 ; 1,105)* = 1,105 m

La valeur du moment fléchissant devient donc : M_{Ed} *(min(0,4a ; 0,5b))* = 42,707 MNm

Les contraintes dans les fibres de la section se calculent alors ainsi :

$$\sigma_{abfleff} = \frac{-M_a h_{a.seff}}{I_{a.eff}} + \frac{-M_c h_{seff}}{I_{eff}} = 209.739 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{abfueff} = \frac{-M_a (h_{a.seff} - t_f)}{I_{a.eff}} + \frac{-M_c (h_{seff} - t_f)}{I_{eff}} = 193.052 \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf}\,;\, f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfleff} = \frac{M_a (h - t_f - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_c (h - t_f - h_{seff})}{I_{eff}} = |-195.1| \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf}\,;\, f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfueff} = \frac{M_a (h - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_c (h - h_{seff})}{I_{eff}} = |-211.828| \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tslreff} = \frac{M_{c,Ed} (h + c_{lr} - h_{seff})}{I_{eff}} = |-123.815| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434.783 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tsureff} = \frac{M_{c,Ed} (h + e - c_{ur} - h_{seff})}{I_{eff}} = |-144.905| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434.7 \text{ N/mm}^2$$

La résistance au moment fléchissant est gouvernée par la résistance de la semelle supérieure :

$$\eta_1 = \frac{\left|\sigma_{atfueff}\right|}{f_{ydf}} = 0{,}672 \leq 1$$

□a r□sistance □ la □le□ion est □□ri□i□e.

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la □eri□ication de la r□sistance □l□e□□ort tranc□ant

Voir paragraphe 3.1.2.5.2

3.1.5.15.2 Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Il convient de vérifier l'âme pour le voilement par cisaillement si :

$$\frac{h_w}{t_w} = 116.316 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 53.856$$ la vérification est donc nécessaire.

La résistance au cisaillement de calcul maximum est donnée par : $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

où : $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$ = 9,124 MN

et : $V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w$ = 10,037 MN

où η = 1,2 pour les nuances d'acier allant jusqu'à S460 comprise

- **Contribution de l'âme $V_{bw,Rd}$**

$k_{\tau st} = 0$ car il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux

a/h_w = 1.961 ≥ 1 donc : $k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st}$ = 6,381

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}}$ = 1.492 ≥ 1.08

$\Rightarrow \chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)}$ = 0.625

$V_{bw,Rd}$ = = 4.753 MN

- **Contribution des semelles $V_{bf,Rd}$**

Le moment résistant plastique de calcul des semelles uniquement est calculé à partir de la position de l'axe neutre plastique ANP (voir paragraphe 3.1.5.5.2) : $M_{f,\ Rd}$ = 71,569 MN.m.

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 1.576 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0.742 \text{ MN}$$

Dans ce cas, la contribution des semelles $V_{bf,Rd}$ n'est pas négligeable par rapport à la contribution de l'âme, et représente 13,5 % de la résistance au voilement par cisaillement de calcul.

Au final, on :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 4.753 + 0.742 = 5.494 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(5.494;\ 9.124) = 5.494$ MN

Les semelles ne sont pas utilisées en totalité pour la résistance au moment fléchissant (c'est-à-dire que : M_{Ed} = 47,188 MN.m ≤ $M_{f,\ Rd}$ = 71,569 MN.m).

□□plications co□ pl□□ entaires s□r la □eri□ication de l□interaction

Voir paragraphes 3.1.2.5.3 et 3.1.5.5.3

La verification s'effectue de la façon suivante :

V_{Ed} = 5.435 MN ≤ V_{Rd} = *min (*5.494; 10.037*)* = 5.494 MN

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.989 \leq 1$$

Par conséquent, la section transversale située au niveau de l'appui P2 est vérifiée sous l'action de l'effort tranchant.

3.1.5.15.3 Interaction M-V

V_{Ed} = 5.435 MN ≥ 0.5 V_{Rd} = 2.747 MN

Par consequent, l'interaction M-V doit être vérifiée.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.659 \leq 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 1.106 \geq 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b.Rd}} = 0.989 \leq 1$$

M_{Ed} < M_{fRd} de sorte que, selon l'EN 1993-1-5, 7.1 (1), il n'y a pas d'interaction. Cela signifie que les semelles sont suffisantes pour résister seules au moment fléchissant, de sorte que la totalité de l'âme peut être utilisée pour la résistance à l'effort tranchant.

⇒ Il n'y a pas d'interaction.

3.2 PONT CAISSON

3.2.1 Généralités

En analysant les diagrammes de moment et d'effort tranchant aux ELU (cf. Figures 2-36 et 2-37), les deux sections les plus sollicitées à vérifier sont les suivantes (cf. Figure 3-9) :

- section à mi-portée de la travée P1-P2 (cf. 3.2.2)
- section sur appui intermédiaire P3 (cf. 3.2.3)

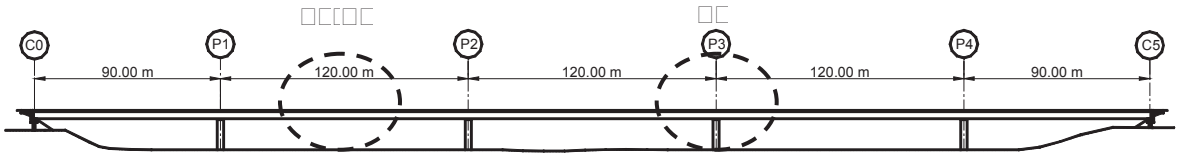


Figure 3-9 : Sections à vérifier dans le pont caisson

Pour chacune de ces sections, les vérifications sont effectuées sur les panneaux situés entre raidisseurs verticaux.

3.2.2 Vérification de la section à mi-portée de la travée P1-P2

3.2.2.1 Géométrie

A mi-portée de la travée P1-P2, aux ELU, la dalle béton est comprimée sur pratiquement toute sa hauteur. La résistance du béton est donc prise en compte dans l'analyse de la section.

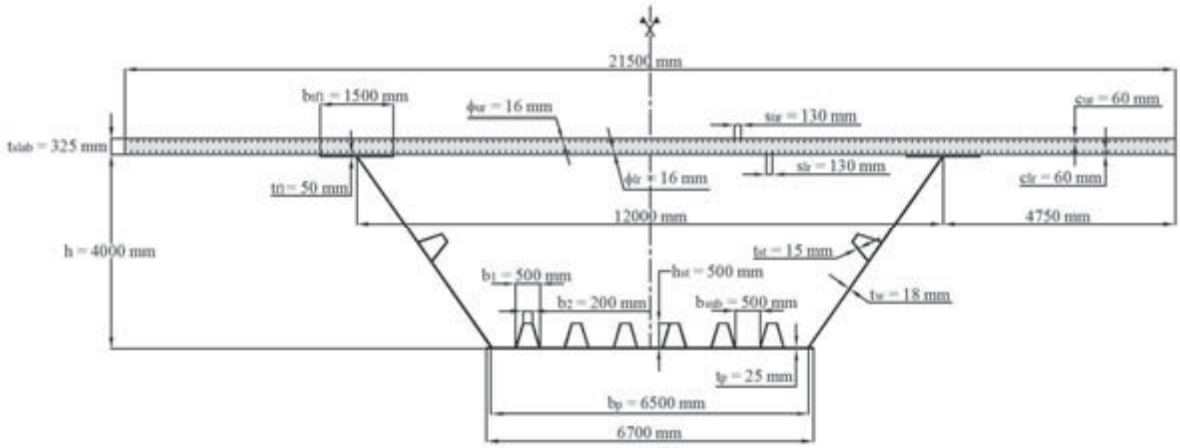


Figure 3-10 : Coupe transversale du pont caisson à mi-portée de la travée P1-P2

□aract□risti□□es □□n□rales d□ pont caisson dans la section trans□ersale □□□□□	□ires principales des di□□□rentes parties de la section □ i□te
$L_1 = L_2 = 120$ m a = 4 m h = 4 m $h_w = \frac{(h - t_{t.tf} - t_p)}{\cos(\theta_w)} = 4.763$ m $t_w = 18$ mm $b_p = 6500$ mm $t_p = 25$ mm $t_{slab} = 32.5$ cm $\phi_{ur} = 16$ mm $\phi_{lr} = 16$ mm $s_{ur} = 130$ mm $s_{lr} = 130$ mm $c_{ur} = 60$ mm $c_{lr} = 60$ mm $b_{slab} = 21.5$ m	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf} = 0.075$ m² $A_{aw} = t_w h_w = 0.086$ m² $A_{st.w} = 2h_{st.w} t_{st.v.w} + b_{2.st.w} t_{st.w} = 184.451$ cm² $A_{abf} = t_p b_p = 0.163$ m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 2.011$ cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 332.525$ cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2.011$ cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 332.525$ cm² $A_c = t_{slab} b_{slab} = 6.987$ m² (voir les Notations et la Figure 3-10)

□.□.□.□ □aract□risti□□es des □ at□ria□□

□cier

$f_y(t_w)$ = 345 N/mm² car 16 mm < **t□** □□□□□ ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_w) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_w)}} = 0.825$$

$f_y(t_p)$ = 345 N/mm² car 16 mm < **t_p** □□□□□ ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_p) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_p)}} = 0.825$$

$f_y(t_{tf})$ = 335 N/mm² car 40 mm < **$t_{t□}$** □□□□□ ≤ 63 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_{tf}) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_{tf})}} = 0.838$$

$f_y(t_{st.w})$ = 315 N/mm² car $t_{st.w}$ = 15 mm ≤ 16 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_{st.w}) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_{st.w})}} = 0.814$$

$$f_{yd}(t_w) = \frac{f_y(t_w)}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yd}(t_p) = \frac{f_y(t_p)}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{yd}(t_{tf}) = \frac{f_y(t_{tf})}{\gamma_{M0}} = 335 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yd}(t_{st.w}) = \frac{f_y(t_{st.w})}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

□□ton

f_{ck} = 35 N/mm²

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23.333 \text{ N/mm}^2$$

E_{cm} = 34077 N/mm²

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{34077} = 6{,}163$$

□r□ at□res

f_{sk} = 500 N/mm²

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.734 \text{ N/mm2}$$

$E_s = E_a$ = 210000 N/mm²

□.□.□.□ □ollicitations

Les sollicitations obtenues avec le modèle de calcul aux ELU, après l'analyse globale tenant compte de la fissuration du béton (cf. 2.4.2.6.2) et respectant le phasage de construction, sont les suivantes (cf. Figures 2-36 et 2-37) :

M_{Ed} = 2 x 150,411 = 300,822 MNm (moment dans la section complète)

V_{Ed} = 2 x 2,697 = 5,394 MN

soit : $V_{\frac{Ed.proj}{2}} = \frac{V_{Ed}}{2\cos(\theta_w)}$ = 3,273 MN dans chaque âme, en tenant compte de l'inclinaison.

où $\theta_w = a\tan(\frac{12 - b_p}{2h})$ = 0.602 =34.509°

□.□.□.□ □□d□ction de la section d□e a□□ e□ets d□ tra□na□e de cisaille□ ent

On vérifie s'il est nécessaire de prendre en compte les effets du traînage de cisaillement :

Portée des travées	L_1 = 120 m et L_2 = 120 m
Longueur efficace	L_e = 0,7 L_2= 84 m
Largeur de référence	$b_0 = b_p/2$ = 3.25 m

⇒ La condition $b_0 < L_e/50$ n'est pas vérifiée et il est donc nécessaire de prendre en compte les effets du traînage de cisaillement.

Coefficients pour le traînage de cisaillement :

$$\alpha°_0 := \sqrt{1 + \frac{\frac{A_{sl}}{2}}{b_0 \cdot t_p}} = 1.297$$

Explications complémentaires sur la determination de la classe de la section

Voir paragraphe 3.1.5.4

Relations pour trouver la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) sous moment positif $M_{pl,Rd}$

RELATIONS	POSITION DE L'ANP
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{atf.} + N_c$ et $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans l'âme
$N_{abf} + N_{aw} + N_{atf} \geq N_c$ et $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf.} + N_c$	ANP dans la semelle supérieure
$N_c > N_{abf} + N_{aw} + N_{atf}$	ANP dans la dalle

$$\kappa := \alpha^\circ_0 \cdot \frac{b_0}{L_e} = 0.05$$

$$\beta_{ult} := \begin{cases} 1 & \text{if } \kappa \le 0.02 \\ \dfrac{1}{1 + 6\cdot\left(\kappa - \dfrac{1}{2500\cdot\kappa}\right) + 1.6\cdot\kappa^2} & \text{if } 0.02 < \kappa \le 0.7 \\ \dfrac{1}{8.6\cdot\kappa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{ult} = 0.795$$

$$\beta_{ult}^{\kappa} = 0.989$$

Détermination de la classe de la section

L'âme est tendue dans sa partie inférieure et comprimée dans sa partie supérieure. Pour déterminer la Classe de la section, il faut dans un premier temps calculer la position de l'Axe Neutre Plastique, comme suit :

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$N_{a.bf} = \left(n_{st}\left[t_{st} f_{yd}(t_{st.w})(b_2 + 2b_3) + t_p f_{yd}(t_p)(b_1 + b_{sub})\right] + t_p f_{yd}(t_p)(0.2m + b_{sub})\right)\beta_{ult}^{\kappa} = 95.967 \text{ MN}$$

- Résistance plastique des deux âmes :

$$N_{a.w} = 2\left[(h - t_{tf} - t_p)t_{w.h} f_{yd}(t_w)\right] = 59.158 \text{ MN}$$

- Résistance plastique des deux semelles supérieures :

$$N_{a.tf} = 2b_{tf} t_{tf} f_{yd}(t_{tf}) = 59.158 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la parie comprimée de la dalle :

$$N_{a.tf} = 0.85 t_{slab} b_{slab} f_{cd} = 138.585 \text{ MN}$$

On a ici :

$N_{abf} + N_{aw} + N_{atf} = 206{,}5$ MN $\ge N_c = 138{,}6$ MN

$N_{abf} + N_{aw} = 156{,}3$ MN $< N_{atf.} + N_c = 188{,}84$ MN

Donc, l'ANP se trouve donc dans la semelle supérieure. Sa distance à la face inférieure de la semelle inférieure z_{pl} se calcule à partir des équations de l'équilibre :

$$z_{pl} = \frac{4hb_{tf} f_{yd}(t_{tf}) + N_c - N_{a.bf} - N_{a.w} - N_{a.tf}}{4b_{tf} f_{yd}(t_{tf})} = 3.967 \text{ m}$$

L'âme est donc entièrement tendue.

Conclusion : la section transversale à mi-portée de la travée [illegible] est de classe 1 et est vérifiée à l'aide d'une analyse plastique de section.

Explications complémentaires sur la □eri□ication de la résistance en □lexion

Voir paragraphe 3.1.2.5.1

Explications complémentaires sur la □eri□ication de la résistance □l□e□□ort tranc□ant

Voir paragraphe 3.1.2.5.2

Vérification de la résistance à la flexion

Le moment résistant plastique est calculé à partir de la position de l'ANP (cf. 3.2.2.5) :

$$M_{pl,Rd} = N_{a.bf}\left(z_{pl} - \frac{t_p}{2}\right) + N_{a.w}\left(z_{pl} - \frac{\left(h - t_{tf} + t_p\right)}{2}\right) + N_c\left(h + \frac{t_{slab}}{2} - z_{pl}\right) + \frac{\left(h - z_{pl}\right)^2}{2} b_{tf} f_{yd}(t_{tf}) + \frac{\left(h - t_f - z_{pl}\right)^2}{2} b_{tf} f_{yd}(t_{tf}) = 524{,}0 \text{ MN.m.}$$

Les armatures en compression dans la dalle béton sont négligées, conformément à la clause 6.2.1.2(1) de l'EN 1994-2.

M_{Ed} = 300.822 MN.m ≤ $M_{pl,Rd}$ = 524,0 MN.m

La résistance à la flexion est vérifiée.

Vérification de la résistance à l'effort tranchant

3.2.2.7.1 Effort tranchant dans les âmes du caisson

Les âmes du caisson sont raidies transversalement des deux côtés de la section étudiée (a_w = 4 m).

Panneau d'âme raidi

Pour déterminer le coefficient de voilement par cisaillement du panneau d'âme raidi, on calcule dans un premier temps l'inertie de flexion du raidisseur longitudinal de l'âme, d'après la Figure 5.3 de l'EN1993-1-5:

$$15\varepsilon\left(t_w\right)t_w = 0.223 \text{ m} \leq \frac{b_{1.st.w}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

Pour la section constituée du raidisseur et des largeurs d'âme de $15\varepsilon\left(t_w\right)t_w$ de chaque côté du raidisseur, on calcule la position de l'axe neutre élastique :

$$z_{st.w} = \frac{2h_{st.w}t_{st.v.w}\left(\frac{h_{st.w} + t_w}{2}\right) + b_{2.st.w}t_{st.w}\left(h_{st.w} + \frac{t_w}{2}\right)}{2h_{st.w}t_{st.v.w} + b_{2.st.w}t_{st.w} + 4\times 15\varepsilon\left(t_w\right)t_w^2} = 0.158\text{m}$$

L'inertie de flexion de cette section s'écrit alors :

$$I_{st.w} = I_{sl.w} = b_{2.st.w}t_{st.w}(h_{st.w} - z_{st.w})^2 + 2\left[\frac{t_{st.v.w}h_{st.w}^3}{12} + t_{st.w}h_{st.w}(\frac{h_{st.w}}{2} - z_{st.w})^2\right] + 4\times 15\varepsilon(t_w)t_w t_w z_{st.w}^2$$

$= 9.829\cdot 10^{-4}$ m^4

D'après l'Annexe 3 de l'EN 1993-1-5, pour une âme raidie par un seul raidisseur et avec un coefficient d'aspect $\alpha_w = \frac{a_w}{h_w} = 0.84 \leq 3$, le coefficient de voilement par cisaillement se calcule ainsi :

$$k_{\tau.w} = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl.w}}{t_w^3 h_w}}{\alpha_w^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl,w}}{t_w^3 h_w}} = 29.287$$

Les raidisseurs transversaux des cadres de contreventement bordant les panneaux d'âme à proximité de la section étudiée sont supposés être rigides, donc :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{4763}{18} = 264{,}61 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 115{,}383$$

Il est donc nécessaire de vérifier la résistance de l'âme vis-à-vis du voilement par cisaillement.

E[illegible]isaillement

(1) La valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section doit satisfaire :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \qquad (6.17)$$

où $V_{c,Rd}$ est la valeur de la résistance au cisaillement. Pour le calcul plastique, $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul $V_{pl,Rd}$ de la résistance plastique au cisaillement telle que donnée en (2). Pour le calcul élastique $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance élastique au cisaillement calculée en utilisant (4) et (5).

(2) En l'absence de torsion, la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement est donnée par l'expression :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M0}} \qquad (6.18)$$

où A_v est l'aire de cisaillement.

E[illegible]usti[illegible]ication

(1) Il convient d'effectuer la justification de la manière suivante :

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

où V_{Ed} est l'effort tranchant de calcul y compris l'effort tranchant ramené par la torsion.

L'élancement réduit du panneau d'âme raidi vaut :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}}} = 1{,}584$$

Note : l'élancement réduit peut être calculé alternativement par une autre formule donnant le même résultat :

La contrainte critique de voilement par cisaillement est donnée par :

$$\tau_{cr} = k_{\tau.w}\sigma_E = 79{,}384 \text{ MPa}$$

avec : $$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t_w^2}{12\left(1-\nu^2\right)h_w^2} = 2{,}711 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y(t_w)}{\tau_{cr}\sqrt{3}}} = 1{,}584$$

□ous□panneaux d□□me

Il est possible que les deux sous-panneaux de l'âme considérés individuellement soient plus sensibles au voilement par cisaillement que le panneau complet raidi. Aussi convient-il de vérifier la résistance de ces deux sous-panneaux. Comme le raidisseur longitudinal d'âme est situé à mi-hauteur, les deux sous-panneaux ont la même hauteur et le même élancement réduit. D'après l'Annexe A3, pour un coefficient d'aspect $\alpha_w = \frac{a_w}{b_{spw}} = \frac{4}{2.016} = 1.984 \geq 1$, le coefficient de voilement par cisaillement se calcule ainsi :

$$k_{\tau.w.sp} = 5.34 + 4\left(\frac{b_{w.sp}}{a_w}\right)^2 = 6.356$$

$$\frac{b_{w.sp}}{t_w} = \frac{2016}{18} = 112.015 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 53.754$$

Il convient donc de vérifier la résistance des sous-panneaux vis-à-vis du voilement par cisaillement. L'élancement réduit d'un sous-panneau se calcule ainsi :

$$\bar{\lambda}_{w.sp} = \frac{b_{w.sp}}{37.4 t_w \varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w.sp}}} = 1.439$$

□éri□ication de la résistance □ l□e□□ort tranc□ant

Le panneau d'âme complet est plus sensible au voilement par cisaillement (son élancement réduit est plus grand) et l'on considère pour la suite des calculs : $\bar{\lambda}_w = \max(\bar{\lambda}_w, \bar{\lambda}_{w.sp}) = 1.584$

En supposant des montants d'extrémité rigides et comme on a 1.08 $\leq \bar{\lambda}_w$, le coefficient de réduction se calcule ainsi :

$$\chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}6$$

La résistance à l'effort tranchant est alors donnée par V_{Rd} = min ($V_{b,Rd}$; $V_{pl,a,Rd}$), avec $V_{b,Rd}$ = $V_{bw,Rd}$ en négligeant la contribution des semelles.

$$V_{bw,Rd} = \min\left(\frac{\chi_w f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}; \frac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}\right) = 9{,}312 \text{ MN}$$

En outre : $V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 20{,}493\text{MN}$

Explications complémentaires sur la verification de l’interaction

Voir paragraphe 3.1.2.5.3

Finalement : $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{3.273}{9.263} = 0{,}353 \leq 1$

□a résistance □ l'effort tranc□ant est vérifiée□

□rise en compte de la torsion

Le moment maximal de torsion dans la section étudiée (cf. Figure 2-35) est égal à :

M_T = 1,35 x 8.774 = 11,845 MN MNm.

L'aire à l'intérieure des plans moyens du caisson se calcule ainsi :

$$S = \frac{\left(b_t + b_p\right)\left(h + \frac{t_{slab}}{2}\right)}{2} = \frac{\left(12 + 6.5\right)\left(4 + \frac{0.325}{2}\right)}{2} = 38.503 \text{ m}^2$$

La contrainte de cisaillement due à la torsion s'obtient par la formule de Bredt :

$$\tau_{Ed,T,web} = \frac{M_T}{2St_w} = 8{,}54\text{MPa}$$

L'effort tranchant correspodant dans l'âme vaut :

$$V_{Ed,T,web} = \tau_{Ed,T,web} t_w h_w = 0.733 \text{ MN}$$

La vérification de la résistance à l'effort tranchant s'effectue alors ainsi :

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed} + V_{T,web}}{V_{Rd}} = \frac{3.273 + 0.733}{9.263} = 0{,}43 \leq 1$$

□a résistance □ l'effort tranc□ant □ compris les effets de la torsion est vérifiée□

□□□□□□ □nteraction entre moment et effort tranc□ant

3.2.2.8.1 Interaction M-V dans les âmes du caisson

On a : $\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}432 \leq 0.5$

⇒ **□l n'est donc pas nécessaire de vérifier l'interaction □ □□□**

Vérification de la section sur l'appui intermédiaire

Géométrie

Comme la dalle en béton est en traction aux environs de l'appui intermédiaire P3 (moment negatif), la résistance du béton n'est pas prise en compte. Seule la résistance des armatures est considérée.

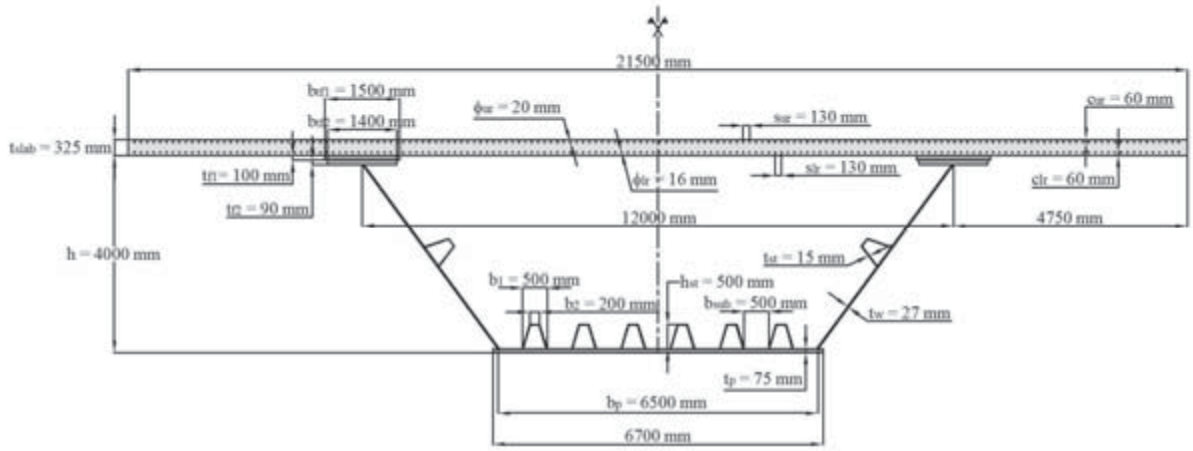


Figure 3-11 : Coupe transversale du pont caisson au droit de l'appui intermédiaire P3

Caractéristiques générales du pont caisson dans la section transversale	Aires principales des différentes parties de la section mixte
$L_1 = L_2 = 120$ m a = 2.5 m h = 4 m $h_w = \dfrac{(h - t_{t.tf.1} - t_{t.tf.2} - t_p)}{\cos(\theta_w)} = 4.533$ m $t_w = 27$ mm $b_p = 6500$ mm $t_p = 75$ mm $t_{slab} = 32.5$ cm $\phi_{ur} = 20$ mm $\phi_{lr} = 16$ mm $s_{ur} = 130$ mm $s_{lr} = 130$ mm $c_{ur} = 60$ mm $c_{lr} = 60$ mm $b_{slab} = 21.5$ m	$A_{atf.1} = t_{tf.1} b_{tf.1} = 0.15$ m² $A_{atf.2} = t_{tf.2} b_{tf.2} = 0.126$ m² $A_{aw} = t_w h_w = 0.122$ m² $A_{st.w} = 2h_{st.w} t_{st.v.w} + b_{2.st.w} t_{st.w} = 184.451$ cm² $A_{abf} = t_p b_p = 0.488$ m² $A_{sur} = \dfrac{\pi d_{ur}^2}{4} = 3.142$ cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 519.571$ cm² $A_{slr} = \dfrac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2.011$ cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 332.525$ cm² $A_c = t_{slab} b_{slab} = 6.987$ m² (voir les Notations et la Figure 3-9)

□□□□□□□ □ropriétés des matériaux

□cier

$f_y(t_w)$ = 345 N/mm² car 16 mm < t_w = 27 mm ≤ 40 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_w) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_w)}} = 0.825$$

$f_y(t_p)$ = 325 N/mm² car 63 mm < t_p = 75 mm ≤ 80 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_p) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_p)}} = 0.85$$

$f_y(t_{tf.1})$ = 315 N/mm² car 80 mm < $t_{tf.1}$ = 100 mm ≤ 100 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_{tf.1}) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_{tf.1})}} = 0.864$$

$f_y(t_{tf.2})$ = 315 N/mm² car 80 mm < $t_{tf.2}$ = 90 mm ≤ 100 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_{tf.2}) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_{tf.2})}} = 0.864$$

$f_y(t_{st.w})$ = 315 N/mm² car $t_{st.w}$ = 15 mm ≤ 16 mm (cf. Tableau 2-4)

$$\varepsilon(t_{st.w}) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_{st.w})}} = 0.814$$

$$f_{yd}(t_w) = \frac{f_y(t_w)}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2,\quad f_{yd}(t_p) = \frac{f_y(t_p)}{\gamma_{M0}} = 325 \text{ N/mm}^2,\quad f_{yd}(t_{tf.1}) = \frac{f_y(t_{tf.1})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd}(t_{tf.2}) = \frac{f_y(t_{tf.2})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ N/mm}^2,\quad f_{yd}(t_{st.w}) = \frac{f_y(t_{st.w})}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

□éton

Voir paragraphe 3.2.2.2

□rmatures

Voir paragraphe 3.2.2.2

□□□□□□□ □ollicitations

Les sollicitations obtenues avec le modèle de calcul aux ELU, après l'analyse globale tenant compte des zones fissurées (voir paragraphe 2.4.2.6.2) et respectant le phasage de construction, agissant dans la section caisson, sont les suivantes (cf. Figures 2-36 et 2-37) :

M_{Ed} = 2.-369.889 MNm = -739,778 MNm (section complète)

V_{Ed} = 2.16.617 MN = 33,234 MN (section complète)

et $V_{\frac{Ed.proj}{2}} = \dfrac{V_{Ed}}{2\cos(\theta_w)}$ = 20,165 MN dans chaque âme, après prise en compte de son inclination.

où $\theta_w = a\tan(\dfrac{12-b_p}{2h})$ = 0,602 = 34,509°

La contrainte maximale aux ELS dans la nappe supérieure d'armatures dans les zones fissurées (moment négatif) est donnée par l'analyse globale :

$\sigma_{\sup.re\inf}$ = -144,598 MPa

Le moment de flexion $M_{c,Ed}$ agissant sur la section mixte (partie acier et armatures) est :

$M_{c,Ed} = \dfrac{\sigma_{\sup.re\inf} I_{tot}}{h + t_{slab} - c_{ur} - z_{na}}$ = -321,654 MNm

Le moment de flexion $M_{a,Ed}$ agissant sur la partie acier seule est :

$M_{a,Ed} = M_{Ed} - M_{c,Ed}$ = -739.778 MNm - (-321.654 MNm) = - 418.124 MNm

Donc, le moment de flexion M_{Ed} est la somme du moment $M_{a,Ed}$ = -418,124 MNm agissant sur la partie acier seule (quand la poutre se comporte comme une poutre non mixte, avant le coulage du segment de dalle béton incluant la section étudiée) et du moment $M_{c,Ed}$ = -321,654 MNm agissant sur toute la section mixte (partie acier et armatures).

3.2.3.4 Propriétés mécaniques de la section brute

Les propriétés mécaniques de la section en caisson mixte (acier et armatures) sont les suivantes :

- Aire :

$$A_{tot} := A_{s.ur} + A_{s.lr} + 2\cdot(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1} + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}) + 2\cdot[(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p)\cdot t_{w.h} + A_{st.w}] \ldots$$
$$+ n_{st}\cdot[t_{st}\cdot(b_2 + 2\cdot b_3) + t_p\cdot(b_1 + b_{sub})] + (b_{sub} + 0.2m)\cdot t_p$$

$$A_{tot} = 1.532\,m^2$$

- Moment statique :

$$S_{na} := A_{tsur}\cdot(h + t_{slab} - c_{ur}) + A_{tslr}\cdot(h + c_{lr}) \ldots$$
$$+ 2\cdot\left[b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2}\right) + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2}\right)\right] \ldots$$
$$+ 2\cdot\left[(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p)\cdot t_{w.h}\cdot\frac{(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p)}{2} + A_{st.w}\cdot\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2}\right] \ldots$$
$$+ [n_{st}\cdot[t_{st}\cdot(b_2 + 2\cdot b_3) + t_p\cdot(b_1 + b_{sub})] + (b_{sub} + 0.2m)\cdot t_p]\cdot z_{sl.1}$$

$$S_{na} = 3.081\cdot m^3$$

- Position du centre de gravité par rapport à la face inférieure de la semelle inférieure :

$$z_{na} := \frac{S_{na}}{A_{tot}} = 2.011\,m$$

- Inertie de flexion :

$$\begin{aligned} I_{tot} := {} & A_{tsur} \cdot (h + t_{slab} - c_{ur} - z_{na})^2 + A_{tslr} \cdot (h + c_{lr} - z_{na})^2 \ldots \\ & + 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}^3}{12} + (b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}) \cdot \left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{na} \right)^2 \right] \ldots \\ & + 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}^3}{12} + (b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}) \cdot \left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{na} \right)^2 \right] \ldots \\ & + 2 \cdot \left[\frac{t_{w.h} \cdot (h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p)^3}{12} + t_{w.h} \cdot (h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p) \cdot \left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p}{2} - z_{na} \right)^2 \right] \ldots \\ & + 2 \cdot A_{st.w} \cdot \left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2} - z_{na} \right)^2 \ldots \\ & + \left[n_{st} \cdot \left[t_{st} \cdot (b_2 + 2 \cdot b_3) + t_p \cdot (b_1 + b_{sub}) \right] + (b_{sub} + 0.2m) \cdot t_p \right] \cdot (z_{na} - z_{sl.1})^2 + n_{st} \cdot I_{sl.1} \end{aligned}$$

$$I_{tot} = 5.014\,m^4$$

3.2.3. Aire efficace de la semelle inférieure

3.2.3.5.1 Généralités

Dans cette section, on calcule la résistance de la tôle de fond du caisson, raidie longitudinalement, d'après les sections 3 et 4 et l'Annexe A de l" EN 1993-1-5.

3.2.3.5.2 Données

<u>Géométrie du panneau</u>

Nombre de raidisseurs (régulièrement espacés):	n_{st} = 6 (≥ 3!)
Longueur d'un panneau :	a_p = 4.0 m
Largeur d'un panneau :	b_p = 6.5 m
Epaisseur de la semelle :	t_p = 75 mm

<u>Raidisseurs en augets :</u>

Distance entre les âmes :	b_1 = 0.5 m
Largeur de la semelle :	b_2 = 0.2 m
Hauteur :	h_{st} = 0,4925 m
Epaisseur :	t_{st} = 15 mm

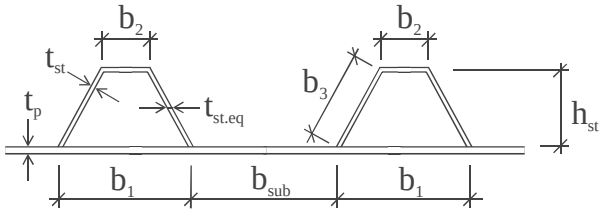


Figure 3-12 : Géométrie des augets raidisseurs

3 4.1 Généralités

(1) Pour les plaques avec raidisseurs longitudinaux, les aires efficaces[p] resultant du voilement local des différents panneaux secondaires entre les raidisseurs et les aires efficiaces[p] resultant du voilement global du panneau raidi doivent être prises en compte.

(2) Il convient de déterminer l'aire de section efficace[p] de chaque panneau secondaire par un coefficient réducteur conformément à 4.4 afin de tenir compte du voilement local. Il convient de vérifier la plaque raidie, avec les aires de section efficaces[p] pour les raidisseurs, vis-à-vis du voilement global (en la modélisant comme une plaque orthotrope équivalente) et de déterminer un coefficient réducteur ρ pour le voilement d'ensemble de la plaque raidie.

(3) Il y a lieu d'évaluer l'aire de section efficace[p] de la zone comprimée de la plaque raidie comme suit :

$$A_{c,eff} = \rho_c \times A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} \times t \qquad (4.5)$$

où $A_{c,eff,loc}$. se compose des aires de section efficaces[p] de tous les raidisseurs et panneaux secondaires se trouvant entièrement ou partiellement dans la zone comprimée, à l'exception des parties efficaces appuyées sur une plaque adjacente, de largeur $b_{edge,eff}$, voir exemple à la Figure 4.4.

(4) Il convient d'évaluer l'aire $A_{c,eff,loc}$ comme suit :

$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_c \rho_{loc} \times b_{c.eff} \times t \qquad (4.6)$$

où $\sum_c$ s'applique à la partie comprimée de la largeur du panneau raidi, l'exception des parties $b_{edge,eff}$, voir Figure 4.4 ;

$A_{s\ell,eff}$ est la somme de la section efficace[p] selon 4.4 de tous les raidisseurs longitudinaux dont l'aire brute A_{sl} se situe dans la zone comprimée ;

$b_{c,loc}$ est la largeur comprimée de chaque panneau secondaire ;

ρ_{loc} est le coefficient réducteur défini en 4.4(2) pour chaque panneau secondaire

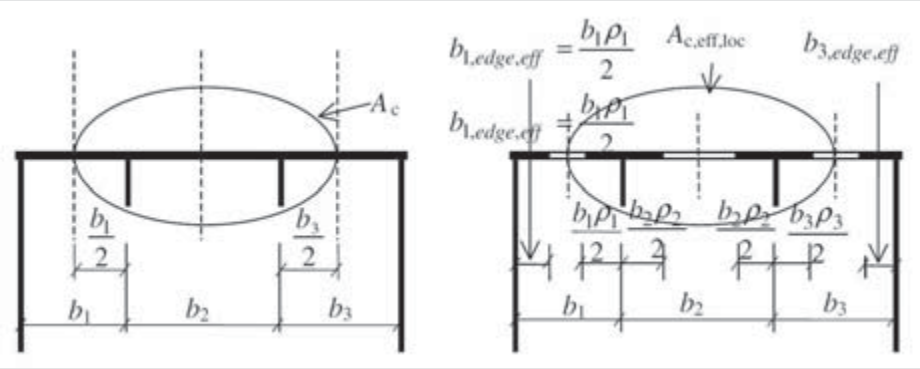


Figure 4.4 Plaque raidie en compression

Pour une compression non uniforme, voir Figure A.1.

Paramètres résultants :

Largeur de chaque sous-panneau :

$$b_{sub} := \frac{b_p - n_{st} \cdot b_1}{(n_{st} + 1)} = 0.5\,m$$

Largeur d'une âme de raidisseur :

$$b_3 := \sqrt{h_{st}^2 + \left(\frac{b_1 - b_2}{2}\right)^2} = 0.515\,m$$

Epaisseur équivalente de l'âme des raidisseurs :

$$t_{st.eq} := t_{st} \cdot \frac{b_3}{h_{st}} = 15.68\,mm$$

3.2.3.5.3 Section efficace[p] des sous-panneaux et des raidisseurs

Distribution des contraintes normales :

$\psi = 1$

Coefficient de voilement pour une paroi interne comprimée :

$k_\sigma = 4$

Elancement réduit :

$$\lambda_{local}(b, t) := \frac{b}{t \cdot 28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Coefficients de réduction (parois internes comprimées)

$$\rho_{local}(b, t) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{local}(b, t) < 0.673 \\ \dfrac{\lambda_{local}(b, t) - 0.22}{\lambda_{local}(b, t)^2} & \text{sinon} \end{cases}$$

Géométrie des sous-panneaux et largeurs efficaces[p] résultantes due au voilement local :

□ous panneau	b	t	$\bar{\lambda}_{local}$	ρ_{local}	$b_{e□}$
□	0.5 m	75 mm	0.138	1.000	0.5
2	0.2 m	15 mm	0.289	1.000	0.2
3	0.515 m	15 mm	0.743	0.948	0.488
sub	0.5 m	75 mm	0.138	1.000	0.5

Tableau 3-1 : Largeurs efficaces[p] résultantes pour les sous-panneaux et les raidisseurs

Aire efficace vis-à-vis du voilement local (sans les bords) :

$$A_{c.eff.loc} := n_{st} \cdot \left[t_{st} \cdot (b_{2.eff} + 2 \cdot b_{3.eff}) + t_p \cdot (b_{1.eff} + b_{sub.eff})\right] = 0.556\,m^2$$

□□□□□3□□□□□□nne□e □ □in□ormati□e□ □alcul des contraintes critiques pour les plaques raidies

□.□ Plaque ort□otrope équi□alente

(1) Les plaques comportant au moins trois raidisseurs longitudinaux peuvent être traitées comme des plaques orthotropes équivalentes.

(2) La contrainte critique de voilement élastique de la plaque orthotrope équivalente peut être évaluée comme suit :

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \times \sigma_E \qquad \text{(A.1)}$$

où $$\sigma_E = \frac{\pi^2 \times E \times t^2}{12(1-\nu^2) \times b^2} = 190000\left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ in [MPa]}$$

$k_{\sigma,p}$ est le coefficient de voilement conforme à la théorie des plaques orthotropes avec les raidisseurs «tartinés» sur la plaque;

b est défini à la Figure A.1;

t est l'épaisseur de la plaque.

□□□□ □□Le coefficient de voilement $k_{\sigma,p}$ est obtenu soit à partir d'abaques appropriées pour raidisseurs «tartinés», soit par des simulations numériques pertinentes ; les abaques relatifs aux raidisseurs discrets peuvent également être utilisés sous réserve de pouvoir ignorer le voilement local des panneaux secondaires.

□□□□ **2**□$\sigma_{cr,p}$ est la contrainte critique de voilement de plaque élastique au bord du panneau où s'exerce la contrainte de compression maximale, voir Figure A.1.

□□□□ **3**□Dans le cas d'une âme, il convient de remplacer la largeur *b* dans les équations (A.1) et (A.2) par h_w.

□□□□ **4**□Pour les plaques raidies comportant au moins trois raidisseurs longitudinaux également espacés, le coefficient de voilement de plaque $k_{\sigma,p}$ (voilement global du panneau raidi) peut être calculé de manière approchée à l'aide de :

$$k_{\sigma,p} = \frac{2\left(\left(1+\alpha^2\right)^2 + \gamma - 1\right)}{\alpha^2\left(\psi+1\right)\left(1+\delta\right)} \qquad \text{if } \alpha \le \sqrt[4]{\gamma} \qquad \text{(A.2)}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4\left(1+\gamma\right)}{\left(\psi+1\right)\left(1+\delta\right)} \qquad \text{if } \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$

avec : $\psi = \dfrac{\sigma_2}{\sigma_1} \ge 0{,}5$ $\qquad \gamma = \dfrac{I_{s\ell}}{I_p}$

$\delta = \dfrac{\Sigma A_{s\ell}}{A_p}$ $\qquad \alpha = \dfrac{a}{b} \ge 0{,}5$

où : $I_{s\ell}$ est l'inertie totale de l'ensemble de la plaque raidie ;

I_p est l'inertie de flexion de la plaque $= \dfrac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \dfrac{bt^3}{10{,}92}$;

$\Sigma A_{s\ell}$ est la somme des aires brutes des raidisseurs longitudinaux individuels ;

A_p est l'aire brute de la plaque = bt ;

σ_1 est la contrainte de bord maximale ;

σ_2 est la contrainte de bord minimale ;

Aire brute (sans les bords) :

$$A_c := n_{st} \cdot \left[t_{st} \cdot \left(b_2 + 2 \cdot b_3 \right) + t_p \cdot \left(b_1 + b_{sub} \right) \right] = 0.561\,m^2$$

3.2.3.5.4 Aire efficace[p] de la semelle inférieure complète

Détermination de la contrainte critique de voilement élastique global

Paramètres de la plaque :

$$z_{sl} := \frac{n_{st} \cdot \left[\left(h_{st} + t_p \right) t_{st.eq} \cdot h_{st} + \left(h_{st} + \frac{t_p - t_{st}}{2} \right) \cdot t_{st} \cdot b_2 \right]}{A_c} = 63.674 \cdot mm$$

$$I_{sl} := n_{st} \cdot \left[2 \cdot \left[\frac{h_{st}^3 \cdot t_{st.eq}}{12} + h_{st} \cdot t_{st.eq} \cdot \left(\frac{h_{st}}{2} - z_{sl} \right)^2 \right] + \frac{t_{st}^3 \cdot b_2}{12} + b_2 \cdot t_{st} \cdot \left(h_{st} - z_{sl} \right)^2 \right] \ldots$$

$$+ \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} + b_p \cdot t_p \cdot z_{sl}^2 \qquad I_{sl} = 1.048 \times 10^6 \cdot cm^4$$

$$I_p := \frac{b_p \cdot t_p^3}{12 \cdot \left(1 - \nu^2 \right)} = 2.511 \times 10^4 \cdot cm^4$$

$$A_{sl} := n_{st}\, t_{st} \cdot \left(b_2 + 2 \cdot b_3 \right) = 1.107 \times 10^5 \cdot mm^2$$

$$A_p := b_p \cdot t_p = 4.875 \times 10^5 \cdot mm^2$$

$$\gamma := \frac{I_{sl}}{I_p} = 41.724$$

$$\delta := \frac{A_{sl}}{A_p} = 0.227$$

$$\alpha := \frac{a_p}{b_p} = 0.615 \quad = 0.5$$

$$k_{\sigma.p} := \begin{cases} \dfrac{2 \cdot \left[\left(1 + \alpha^2 \right)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha^2 \cdot (\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} & \text{if } \alpha \le \sqrt[4]{\gamma} \\ \dfrac{4 \cdot \left(1 + \sqrt{\gamma} \right)}{(\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{\sigma.p} = 91.732$$

Contrainte de référence d'Euler :

$$\sigma_E := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_p^2}{12 \cdot \left(1 - \nu^2 \right) \cdot b_p^2} = 25.3 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Contrainte de voilement global de la plaque orthotrope équivalente :

$$\sigma_{cr.p} := k_{\sigma.p} \cdot \sigma_E = 2.318 \times 10^3 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

**□□□

□om□ortement de t□□e □laque

Coefficient $\beta_{A.c}$:

$$\beta_{A.c} := \frac{A_{c.eff.loc}}{A_c} = 0.991$$

Elancement réduit de la plaque équivalente :

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\beta_{A.c} \cdot f_y(t_p)}{\sigma_{cr.p}}} = 0.373$$

Coefficient de réduction associé (paroi interne comprimée) :

$$\rho_p := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_p < 0.673 \\ \dfrac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^{\,2}} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

□om□ortement de t□□e □oteau

Section brute du poteau :

$$b_{1.sl} := (b_{sub} + b_1) = 1\,m$$

$$A_{sl.1} := t_{st} \cdot (b_2 + 2 \cdot b_3) + t_p \cdot b_{1.sl} = 9.345 \times 10^4 \cdot mm^2$$

$$z_{sl.1} := \frac{(h_{st} + t_p) t_{st.eq} \cdot h_{st} + \left(h_{st} + \frac{t_p - t_{st}}{2}\right) \cdot t_{st} \cdot b_2}{A_{sl.1}} = 63.674 \cdot mm$$

$$I_{sl.1} := \left[2 \cdot \left[\frac{h_{st}^{\,3} \cdot t_{st.eq}}{12} + h_{st} \cdot t_{st.eq} \cdot \left(\frac{h_{st}}{2} - z_{sl.1}\right)^2\right] + \frac{t_{st}^{\,3} \cdot b_2}{12} + b_2 \cdot t_{st} \cdot (h_{st} - z_{sl.1})^2\right] \ldots$$

$$+ \frac{b_{1.sl} \cdot t_p^{\,3}}{12} + b_{1.sl} \cdot t_p \cdot z_{sl.1}^{\,2} \qquad I_{sl.1} = 1.718 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Section efficace du poteau :

$$b_{1.sl.eff} := (b_{sub.eff} + b_{1.eff}) = 1\,m$$

$$A_{sl.1.eff} := t_{st} \cdot (b_{2.eff} + 2 \cdot b_{3.eff}) + t_p \cdot b_{1.sl.eff} = 9.264 \times 10^4 \cdot mm^2$$

Contrainte de flambement élastique du poteau :

$$\sigma_{cr.sl} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl.1}}{A_{sl.1} \cdot a_p^{\,2}} = 2.382 \times 10^3 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Coeffiicient $\beta_{A.c}$:

$$\beta_{A.c.} := \frac{A_{sl.1.eff}}{A_{sl.1}} = 0.991$$

Comportement de type poteau

(5) Il convient d'évaluer le coefficient de reduction χ_c à partir de 6.3.1.2 de l'EN 1993-1-1. Pour des plaques non raidies, il convient d'utiliser α = 0,21 correspondant à une courbe de flambement a. Pour les plaques raidies, il convient de considérer une valeur de α plus élevée, donnée par :

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0{,}09}{i/e} \qquad (4.12)$$

avec $i = \sqrt{\frac{I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}}}$

e = max (e_1, e_2) est la plus grande distance entre les centres de gravité respectifs de la plaque et du raidisseur présent d'un seul côté (ou des centres de gravité de chacun des groupes de raidisseurs lorsqu'ils sont présents des deux côtés) par rapport à l'axe neutre de l'élément comprimé efficace, voir Figure A.1 ;

α = 0,34 (courbe b) pour les raidisseurs à section fermée ;
= 0,49 (courbe c) pour les raidisseurs à section ouverte.

Interpolation entre le voilement de plaque et le flambement

(1) Il convient de déterminer le coefficient réducteur final ρ_c par interpolation entre χ_c et ρ de la manière suivante :

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\,\xi\,(1-\xi) + \chi_c \qquad (4.13)$$

où $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ mais $0 \le \xi \le 1$

$\sigma_{cr,p}$ est la contrainte critique de voilement, voir Annexe A.1(2) ;

$\sigma_{cr,c}$ est la contrainte critique de flambement selon 4.5.3(2) et (3), respectivement ;

χ_c est le coefficient de réduction de flambement

ρ est le coefficient de réduction de voilement, voir 4.4 (1).

Elancement réduit du poteau :

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{\beta_{A.c.} \cdot f_y(t_p)}{\sigma_{cr.sl}}} = 0.368$$

$$i := \sqrt{\frac{I_{sl.1}}{A_{sl.1}}} = 0.136\,m$$

$$e_1 := \frac{t_p}{2} + \frac{h_{st}\left(t_{st.eq} \cdot h_{st} + t_{st} \cdot b_2\right)}{\left(2t_{st.eq} \cdot h_{st} + t_{st} \cdot b_2\right)} - z_{sl.1} = 260.127 \cdot mm$$

$$e_2 := z_{sl.1} = 63.674 \cdot mm$$

$$e := \begin{cases} e_1 & \text{if } e_1 \geq e_2 \\ e_2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Facteur d'imperfection α_e :

$$\alpha_e := \alpha_0 + \frac{0.09}{\frac{i}{e}} = 0.513$$

Coefficient de réduction pour le flambement du poteau :

$$\chi_c(\phi) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_c < 0.2 \\ \dfrac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_c^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_e \cdot \left(\lambda_c - 0.2\right) + \lambda_c^2\right] = 0.611$$

$$\chi_c := \chi_c(\phi) = 0.911$$

Interaction entre le voilement de plaque et le flambement du poteau

Coefficient de pondération ξ:

$$\xi := \frac{\sigma_{cr.p}}{\sigma_{cr.sl}} - 1$$

$$\xi = 0$$

Coefficient de réduction final ρ_c:

$$\rho_c := \left(\rho_p - \chi_c\right) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = 0.911$$

Aire efficace[p] de la partie comprimée :

$$A_{c.eff} := \rho_c \cdot A_{c.eff.loc} + b_{sub.eff} \cdot t_p = 5.437 \times 10^5 \cdot mm^2$$

3.2.3.5.5 Etude paramétrique

La Figure 3-13 synthétise les résultats obtenus à l'aide des calculs précédents en considérant une variation du nombre raidisseurs n_{st} et de l'épaisseur de la tôle de fond t_p. On peut en tirer les conclusions suivantes :

1. En augmentant l'épaisseur de la tôle de fond t_p, le coefficient de réduction ρ_c diminue.
2. Quand l'épaisseur de la tôle de fond t_p augmente, la valeur caractéristique f_y de la limite d'élasticité diminue, et donc l'élancement réduit augmente. D'où le comportement parfois discontinu.
3. Quand l'épaisseur de la tôle de fond t_p augmente, l'aire efficace $A_{c,eff}$ augmente et en conséquence la force axiale dans la semelle inférieure.
4. Excepté le cas [t_p = 35 mm ; n_{st} = 3], il n'y a pas de réduction due au voilement local.
5. En augmentant l'épaisseur de 8 mm, on peut diminuer le nombre de raidisseurs à 4, ce qui permet d'économiser sur le nombre de soudures à réaliser et le temps de main d'œuvre nécessaire.

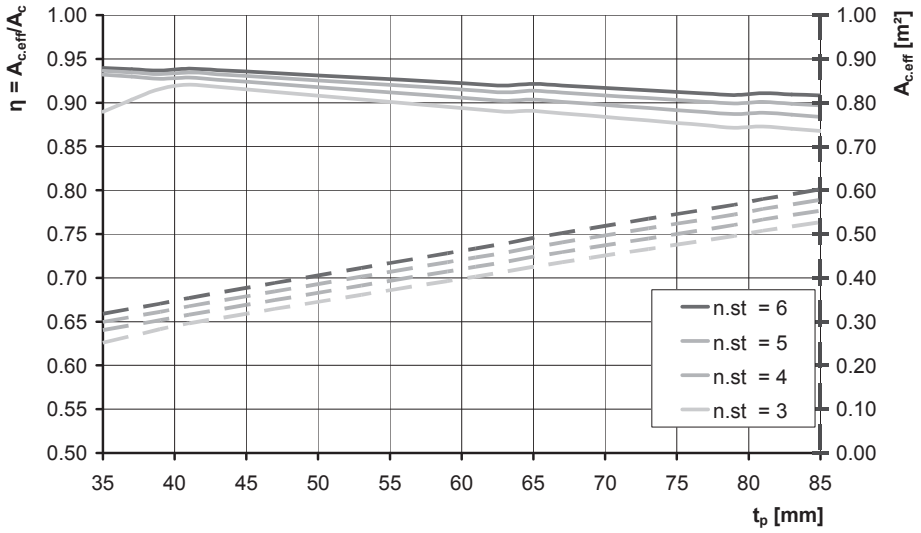


Figure 3-13 : Taux d'utilisation (gauche) et aire efficace^p (droite)
de la membrure inférieure en fonction de son épaisseur t_p et du nombre de raidisseurs n_{st}

[illegible]

(1) Le traînage de cisaillement dans les semelles peut être négligé à condition que $b_0 < L_e/50$ où la largeur de semelle b_0 est prise égale à la partie en console ou à la moitié de la largeur d'une paroi interne, et L_e représente la longueur entre les points de moment fléchissant nul, voir 3.2.1(2).

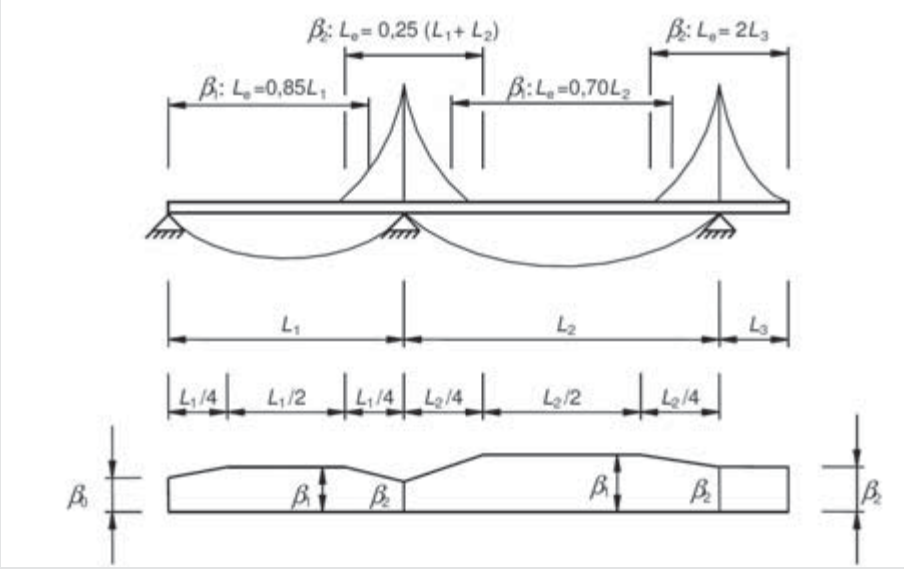
[illegible] e [illegible] eff c ce

(1) Il convient de déterminer la largeur efficace[s] b_{eff} pour le traînage de cisaillement à partie de :

$$b_{eff} = \beta\, b_0 \qquad (3.1)$$

où le facteur de largeur efficaces β est donné dans le Tableau 3.1.
Cette largeur efficace peut convenir aux états limites de service et de fatigue.

(2) À condition que les portées internes adjacentes ne présentent pas un écart de plus de 50 % et que les portées en console ne dépassent pas la moitié de la portée adjacente, les longueurs efficaces L_e peuvent être déterminées d'après la Figure 3.1. Dans les autres cas, il convient de considérer L_e comme la distance entre les points adjacents de moment fléchissant nul.



[illegible] e [illegible] e eff c ce [illegible]e p [illegible] e p [illegible] e c [illegible] e
e [illegible] p [illegible] e [illegible] e eff c ce

[illegible] e [illegible] c e [illegible] e [illegible] e eff c ce β

κ	Emplacement de vérification	Valeur β
$\kappa \le 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \le 0{,}70$	zone de moment positif	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{1 + 6{,}4\,\kappa^2}$
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{1 + 6{,}0\left(\kappa - \dfrac{1}{2\,500\,\kappa}\right) + 1{,}6\,\kappa^2}$
$> 0{,}70$	zone de moment positif	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{8{,}6\,\kappa}$
toutes les valeurs de κ	appui d'extrémité	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\,\beta_1$, mais $\beta_0 < \beta_1$
toutes les valeurs de κ	console	$\beta = \beta_2$ au droit de l'appui et à l'extrémité
$\kappa = \alpha_0\, b_0/L_e$ avec $\alpha_0 = \sqrt{1 + \dfrac{A_{sl}}{b_0 t}}$ où A_{sl} est l'aire de tous les raidisseurs longitudinaux dans la largeur b_0 et où les autres symboles sont tels que définis à la Figure 3.1 et à la Figure 3.2.		

3.2.3.5.6 Réduction due au traînage de cisaillement

Critère pour la prise en compte ou non des effets du traînage de cisaillement :

Portées des travées adjacentes : $L_1 = 120$ m et $L_2 = 120$ m

Longueur efficace : $L_e = 0.25\,(L_1 + L_2) \times 120$ m $= 60$ m

Largeur de semelle de référence : $b_0 = b_p/2 = 3.25$ m

La relation $b_0 < L_e/50 = 1{,}2$ m n'est pas vérifiée ! L'effet du traînage de cisaillement doit être pris en compte.

Paramètres du traînage de cisaillement :

$$\alpha°_0 := \sqrt{1 + \frac{\frac{A_{sl}}{2}}{b_0 \cdot t_p}} = 1.108$$

$$\kappa := \alpha°_0 \cdot \frac{b_0}{L_e} = 0.06$$

$$\beta_{ult} := \begin{cases} 1 & \text{if } \kappa \le 0.02 \\ \dfrac{1}{1 + 6 \cdot \left(\kappa - \dfrac{1}{2500 \cdot \kappa}\right) + 1.6 \cdot \kappa^2} & \text{if } 0.02 < \kappa \le 0.7 \\ \dfrac{1}{8.6 \cdot \kappa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{ult} = 0.754$$

3.2.3.5.7 Aire efficace de la plaque raidie

Aire efficace de la partie comprimée, prenant en compte les effets du voilement et du traînage de cisaillement :

$$A_{effEP} := A_{c.eff} \cdot \beta_{ult}^{k} = 0.535\,m^2$$

3.2.3.5.8 Nouvelles propriétés mécaniques de la section transversale

Les propriétés mécaniques de la section sont recalculées en remplaçant l'aire brute de la semelle inférieure par son aire efficace, telle que déterminée auparavant. Le raidisseur longitudinal de l'âme, dont la présence se justifie vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant, n'est pas pris en compte dans les vérifications de résistance à la flexion.

□□□p□□□□□ □e □□p□□□e □c□e□

Les nouvelles propriétés mécaniques de la partie acier seule sont :

- Aire :

$$A_{tot.a.eff} := A_{effEP} + 2.\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right) \cdot t_{w.h} + 2\left(b_{tf.1} \cdot t_{tf.1} + b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}\right)$$

$$A_{tot.a.eff} = 1.331\,m^2$$

- Moment statique :

$$S_{a.na} := 2\cdot\left[b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2}\right) + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2}\right)\right] \ldots$$
$$+ 2\cdot t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot\left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2}\right) + A_{effEP}\cdot z_{sl.1}$$

$$S_{a.na} = 2.666\cdot m^3$$

- Poisition du centre de gravité par rapport à la face inférieure de la semelle inférieure :

$$z_{tot.a.na} := \frac{S_{a.na}}{A_{tot.a.eff}} = 2.003\,m$$

- Inertie de flexion :

$$I_{tot.a.eff} := 2\cdot\left[\frac{b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}^3}{12} + \left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\right)\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.a.na}\right)^2\right] \ldots$$
$$+ 2\cdot\left[\frac{b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}^3}{12} + \left(b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.a.na}\right)^2\right] \ldots$$
$$+ 2\cdot\left[t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot\left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2} - z_{tot.a.na}\right)^2 \ldots + \frac{t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)^3}{12}\right] \ldots$$
$$+ A_{effEP}\cdot\left(z_{tot.a.na} - z_{sl.1}\right)^2 + n_{st}\cdot I_{sl.1}$$

$$I_{tot.a.eff} = 4.308\,m^4$$

□□□p□□□□□□ □e □□ □ec□□□□ m□□□e

Les propriétés mécaniques de la section mixte (partie acier et armatures) sont les suivantes :

- Aire :

$$A_{tot.eff} := A_{tot.a.eff} + A_{tsur} + A_{tslr} = 1.416\,m^2$$

- Moment statique :

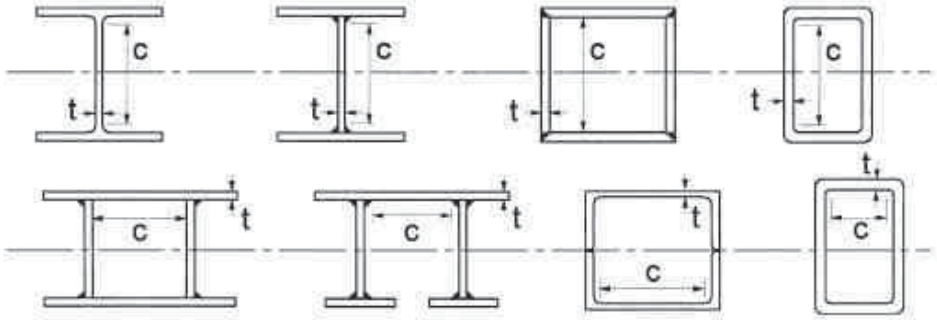
$$S_{na} := S_{a.na} + A_{tsur}\cdot\left(h + t_{slab} - c_{ur}\right) + A_{tslr}\cdot\left(h + c_{lr}\right) = 3.023\cdot m^3$$

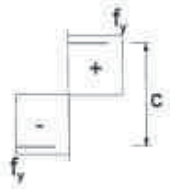
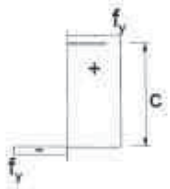
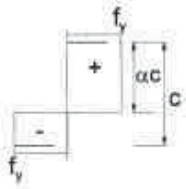
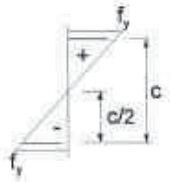
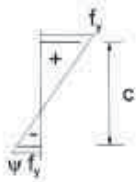
- Position du centre de gravité par rapport à la face inférieure de la semelle inférieure :

$$z_{tot.na} := \frac{S_{na}}{A_{tot.eff}} = 2.134\,m$$

Tableau 5.2 — Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Feuille 1 sur 3)

Parois comprimées internes



Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$ *) : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

(3) Pour les parois de semelles des sections en I et des sections fermées, il convient que le rapport de contraintes ψ utilisé dans le Tableau 4.1 ou dans le Tableau 4.2 soit basé sur les propriétés de l'aire de section brute, en tenant compte du traînage de cisaillement dans les semelles le cas échéant. Pour les éléments constitutifs des âmes, il convient de déterminer le rapport de contraintes ψ utilisé dans le Tableau 4.1 en ayant recours à une répartition des contraintes obtenue avec l'aire efficace de la semelle comprimée et l'aire brute de l'âme.

- Inertie de flexion :

$$
\begin{aligned}
I_{tot.eff} := {} & A_{tsur} \cdot \left(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{tot.na}\right)^2 + A_{tslr} \cdot \left(h + c_{lr} - z_{tot.na}\right)^2 \ldots \\
& + 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}^3}{12} + \left(b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}\right) \cdot \left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.na}\right)^2\right] \ldots \\
& + 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}^3}{12} + \left(b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}\right) \cdot \left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.na}\right)^2\right] \ldots \\
& + 2 \cdot \left[t_{w.h} \cdot \left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right) \cdot \left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2} - z_{tot.na}\right)^2 \ldots + \frac{t_{w.h} \cdot \left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)^3}{12}\right] \ldots \\
& + A_{effEP} \cdot \left(z_{tot.na} - z_{sl.1}\right)^2 + n_{st} \cdot I_{sl.1}
\end{aligned}
$$

$$I_{tot.eff} = 4.69\,m^4$$

□.□.□.□ A□e eff□c□ce □e □□me

3.2.3.6.1 Généralités

A partie des valeurs des moments de flexion M_a et M_c (cf. 3.2.3.3) et des propriétés mécaniques calculées dans le paragraphe précédent 3.2.3.5, les contraintes normales aux bords de l'âme aux ELU sont :

$$\sigma_{abfu} = \frac{-M_a\left(z_{tota.na} - t_p\right)}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c\left(z_{tot.na} - t_p\right)}{I_{tot.eff}} = 328{,}263 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{atfl} = \frac{M_a\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.a.na}\right)}{I_{tot.a.eff}} + \frac{M_c\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.na}\right)}{I_{tot.eff}} = -290{,}373 \text{ MPa}$$

3.2.3.6.2 Détermination de la classe de la section

Comme la semelle est de classe 4, on sait déjà que l'analyse de la section sera de type élastique. On cherche donc ici juste à savoir si l'âme est de classe 3 (dans ce cas pas de réduction) ou de classe 4 (et il faut alors calculer la section réduite).

On considère les contraintes élastiques à l'ELU données en 3.2.3.6, prenant en compte les effets du voilement dans la semelle et le traînage de cisaillement :

$$\sigma_{abfu} = 328{,}263 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfl} = -290{,}373 \text{ N/mm}^2$$

Le rapport de contraintes vaut :

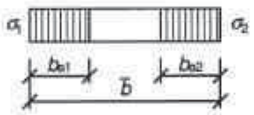
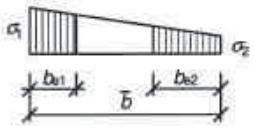
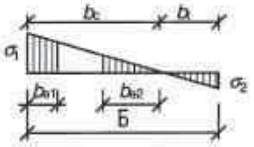
$$\psi_w = \frac{\sigma_{atfl}}{\sigma_{abfu}} = -0{,}885 > -1$$

Par conséquent, la limite d'élancement entre les classes 3 et 4 est donnée par la relation suivante :

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = 167{,}872 > \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi_w} = 91{,}919$$

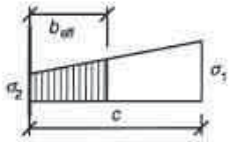
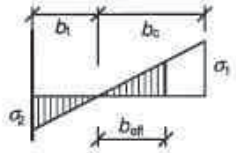
D'où l'on déduit que l'âme est de Classe 4.

[illegible] e[illegible] [illegible] c[illegible]mp[illegible]m[illegible]e[illegible] [illegible]e[illegible]e[illegible]

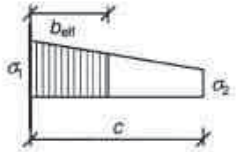
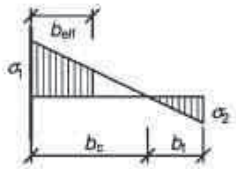
Répartition des contraintes (compression positive)	Largeur efficace[P] b_{eff}
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\,b_{eff}$ $\quad b_{e2} = 0{,}5\,b_{eff}$
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$ $b_{e1} = \dfrac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $\quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,\bar{b}\,/(1-\psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\,b_{eff}$ $\quad b_{e2} = 0{,}6\,b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
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	$5{,}98\,(1-\psi)^2$

[illegible] e[illegible] [illegible] c[illegible]mp[illegible]m[illegible]e[illegible]e[illegible] c[illegible]

Répartition des contraintes (compression positive)	Largeur efficace[P] b_{eff}
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\,c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,c\,/\,(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Coefficient de voilement k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\,\psi + 0{,}07\,\psi^2$

	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\,c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,c\,/\,(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficient de voilement k_σ	0,43	$0{,}578\,/\,(\psi + 0{,}34)$	1,70	$1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\,\psi^2$	23,8

□□□c□□□□□□□□□□□□ □ec□□□□ □□□□□□□e□□□□e □□ p□□□c□□□□□□□ □□ □□□e□□ □e□ □pp□□□ □□□e□m□□□□□□e□ □□□□□ e□□□□e□□□e □□□□□e □e□□□□□□□□e □□□□f□□p□□□□e □□□□□□□e □□□□□□□□□e □e □ec□□□□.

L'âme est de Classe 4, il est donc nécessaire de déterminer sa section efficace sous moment de flexion, d'après la section 4.4 de l'EN 1993-1-5.

Pour l'âme fléchie :

$$k_{\sigma w} = 5.98\left(1-\psi\right)^2 = 21{,}027$$ (cf. Tableau 4.1 de l'EN1993-1-5 pour les parois internes)

$$\bar{\lambda}_{pw} = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{h_w}{t_w}}{28{,}4\varepsilon_w\sqrt{k_{\sigma w}}} = 1{,}562 > 0{,}673$$

$$\Rightarrow \rho_w = \frac{\bar{\lambda}_{pw} - 0{,}055(3+\psi_w)}{\bar{\lambda}_{pw}^2} = 0{,}593$$ Il y a donc une réduction de la hauteur de l'âme.

La hauteur efficace de l'âme comprimée et fléchie se calcule alors :

$$h_{weff} = \frac{\rho_w h_w}{\left(1-\psi_w\right)} = 1{,}425 \text{ m}$$

Cette hauteur efficace est répartie sur les bords de l'âme d'après le Tableau 4.1 de l'EN 1993-1-5 :

$$h_{we1} = \left(\frac{-\psi_w}{1-\psi_w}\right)\times h_w + 0.6h_{weff} = 2.131 + 0.855 = 2{,}983 \text{ m}$$

$$h_{we2} = 0.4h_{weff} = 0{,}57 \text{ m}$$

Il est rappelé que l'aire efficace des âmes de la section en caisson est déterminée après celle de la semelle inférieure, conformément aux exigences de l'EN 1993-1-5.

3.2.3.6.3 Propriétés mécaniques de la section efficace du caisson

Les propriétés mécaniques finales de la section efficace sont calculées en considérant les sections efficaces de la semelle inférieure et des âmes.

Propriétés mécaniques de la partie acier seule (section efficace)

- Aire :

$$A_{eff.w} := \left(h_{w.e1} + h_{w.e2}\right) \cdot t_w = 0.096\,m^2$$

$$A_{tot.a.eff} := A_{effEP} + 2.A_{eff.w} + 2\left(b_{tf.1} \cdot t_{tf.1} + b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}\right) = 1.278\,m^2$$

- Moment statique :

$$S_{a.na} := 2 \cdot \left[b_{tf.1} \cdot t_{tf.1} \cdot \left(h - \frac{t_{tf.1}}{2}\right) + b_{tf.2} \cdot t_{tf.2} \cdot \left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2}\right)\right] + A_{effEP} \cdot z_{sl.1} \ldots$$
$$+ 2 \cdot t_w \cdot h_{w.e1} \cdot \left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - \frac{h_{w.e1} \cdot \cos\left(q_w\right)}{2}\right) + 2 \cdot t_w \cdot h_{w.e2} \cdot \frac{h_{w.e2} \cdot \cos\left(q_w\right)}{2}$$

$$S_{a.na} = 2.613 \cdot m^3$$

- Position du centre de gravité par rapport à la face inférieure de la semelle inférieure :

$$z_{tot.a.na} := \frac{S_{a.na}}{A_{tot.a.eff}} = 2.044\,m$$

- Inertie :

$$I_{tot.a.eff} := 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}^3}{12} + \left(b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}\right) \cdot \left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.a.na}\right)^2\right] \ldots$$
$$+ 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}^3}{12} + \left(b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}\right) \cdot \left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.a.na}\right)^2\right] \ldots$$
$$+ 2 \cdot \left[\begin{array}{l} \dfrac{t_{w.h} \cdot \left(h_{w.e1} \cdot \cos\left(q_w\right)\right)^3}{12} + t_w \cdot h_{w.e1} \cdot \left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - \dfrac{h_{w.e1} \cdot \cos\left(q_w\right)}{2} - z_{tot.a.na}\right)^2 \ldots \\ + \dfrac{t_{w.h} \cdot \left(h_{w.e2} \cdot \cos\left(q_w\right)\right)^3}{12} + t_w \cdot h_{w.e2} \cdot \left(z_{tot.a.na} - t_p - \dfrac{h_{w.e2} \cdot \cos\left(q_w\right)}{2}\right)^2 \end{array}\right] \ldots$$
$$+ A_{effEP} \cdot \left(z_{tot.a.na} - z_{sl.1}\right)^2 + n_{st} \cdot I_{sl.1}$$

$$I_{tot.a.eff} = 4.244\,m^4$$

Propriétés mécaniques de la section efficace mi□te

Les propriétés mécaniques de la section efficace mixte (acier + armatures) sont les suivantes :

- Aire :

$$A_{tot.eff} := A_{tot.a.eff} + A_{tsur} + A_{tslr} = 1.364\,m^2$$

- Moment statique :

$$S_{na} := S_{a.na} + A_{tsur} \cdot (h + t_{slab} - c_{ur}) + A_{tslr} \cdot (h + c_{lr}) = 2.97 \cdot m^3$$

- Position du centre de gravité par rapport à la face inférieure de la semelle inférieure :

$$z_{tot.na} := \frac{S_{na}}{A_{tot.eff}} = 2.178\,m$$

- Inertie de flexion :

$$\begin{aligned} I_{tot.eff} := {} & A_{tsur} \cdot (h + t_{slab} - c_{ur} - z_{tot.na})^2 + A_{tslr} \cdot (h + c_{lr} - z_{tot.na})^2 \ldots \\ & + 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}^3}{12} + (b_{tf.1} \cdot t_{tf.1}) \cdot \left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.na} \right)^2 \right] \ldots \\ & + 2 \cdot \left[\frac{b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}^3}{12} + (b_{tf.2} \cdot t_{tf.2}) \cdot \left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.na} \right)^2 \right] \ldots \\ & + 2 \cdot \left[\begin{aligned} & \frac{t_{w.h} \cdot (h_{w.e1} \cdot \cos(q_w))^3}{12} + t_w \cdot h_{w.e1} \cdot \left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - \frac{h_{w.e1} \cdot \cos(q_w)}{2} - z_{tot.na} \right)^2 \ldots \\ & + \frac{t_{w.h} \cdot (h_{w.e2} \cdot \cos(q_w))^3}{12} + t_w \cdot h_{w.e2} \cdot \left(z_{tot.na} - t_p - \frac{h_{w.e2} \cdot \cos(q_w)}{2} \right)^2 \end{aligned} \right] \ldots \\ & + A_{effEP} \cdot (z_{tot.na} - z_{sl.1})^2 + n_{st} \cdot I_{sl.1} \end{aligned}$$

$$I_{tot.eff} = 4.61\,m^4$$

□□□□□□□ □érification de la résistance □ la fle□ion

A partir des valeurs des moments fléchissants M_a et M_c (cf. 3.2.1.4) et des propriétés mécaniques déterminées précédemment en 3.2.1.6, les contraintes normales maximales aux ELU sont calculées :

$$\sigma_{abfl} = \frac{-M_a(z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = 353{,}374 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{atf\,2l} = \frac{M_a(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -287{,}81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{atf\,1l} = \frac{M_a(h - t_{tf.1} - z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(h - t_{tf.1} - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -302{,}9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{atfu} = \frac{M_a(h - z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(h - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -319{,}8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.re\inf} = \frac{-M_c(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -145{,}6 \text{ MPa}$$

(□)

Il convient de justifier les éléments vis-à-vis des contraintes normales, dues à la compression et à la flexion uniaxiale, de la manière suivante :

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\dfrac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\dfrac{f_y W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \qquad (4.14)$$

où A_{ef} est l'aire de section transversale efficace calculée conformément à 4.3(3) ;
e_N est le décalage de position de l'axe neutre, voir 4.3(3) ;
M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul ;
N_{Ed} est l'effort normal de calcul ;
W_{eff} est le module élastique efficace, voir 4.3(4) ;
γ_{M0} est le coefficient partiel, voir les parties applicatives EN 1993-2 à 6.

□□□□ Pour la compression et la flexion biaxiale, la formule (4.14) peut être modifiée de la manière suivante :

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\dfrac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{\dfrac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{\dfrac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0 \qquad (4.15)$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ sont les moments fléchissants de calcul par rapport aux axes y-y et z-z respectivement ;
e_{yN}, e_{zN} sont les excentrements par rapport à l'axe neutre.

On montre alors aisément :

$\sigma_{abfl} \leq f_{yd}(t_p) = \dfrac{f_y(t_p)}{\gamma_{M0}} = 325$ MPa $\Rightarrow \eta_{1,\,abfl} = 1.087 > 1.0$

$\sigma_{atf2l} \geq f_{yd}(t_{tf.2}) = \dfrac{f_y(t_{tf.2})}{\gamma_{M0}} = 315$ MPa $\Rightarrow \eta_{1,\,atfl} = 0.914 < 1.0$

$\sigma_{atf1l} \geq f_{yd}(t_{tf.1}) = \dfrac{f_y(t_{tf.1})}{\gamma_{M0}} = 315$ MPa $\Rightarrow \eta_{1,\,atfl} = 0.962 < 1.0$

$\sigma_{atfu} \geq f_{yd}(t_{tf.1}) = \dfrac{f_y(t_{tf.1})}{\gamma_{M0}} = 315$ MPa $\Rightarrow \eta_{1,\,atfl} = 1.015 > 1.0$

$\sigma_{sreinf} \geq f_{sd} = \dfrac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783$ MPa $\Rightarrow \eta_{1,\,s.reinf} = 0.335 < 1.0$

La section efficace du caisson mixte a été vérifiée ici avec le moment de flexion calculé au droit de l'appui P3. La contrainte dans la semelle inférieure est trop élevée ($\eta_1 > 1,0$) ainsi que celle dans la semelle supérieure. Cependant, on trouverait une valeur inférieure en effectuant la vérification à la distance d = min[0,4 a ; 0,5 hw] de l'appui P3. De plus, la contrainte peut aussi être vérifiée dans le plan moyen de la semelle (où elle est inférieure à la contrainte sur la fibre extrême). De la sorte, on pourrait probablement obtenir une contrainte inférieure à la contrainte limite.

Il est à noter que la présente vérification de la résistance à la flexion ne prend pas en compte dans les calculs la présence de raidisseur d'âme, car celui-ci n'est pas continu.

□□□□□□□ □érification de la résistance □ l□effort tranc□ant

3.2.3.8.1 Effort tranchant dans l'âme des caissons

Le caisson est raidi transversalement des deux côtés de l'appui intermédiaire P3 (a_w = 2.5 m).

Panneau d□□me raidi

Pour évaluer le coefficient de voilement par cisaillement du panneau d'âme complet, l'inertie de flexion du raidisseur d'âme doit être calculé conformément à la Figure 5.3 de l'EN1993-1-5. Or :

$$15\varepsilon(t_w)t_w = 0{,}334\text{m} \geq \frac{b_{1.st.w}}{2} = 0{,}25 \text{ m}$$

Donc, la position de l'axe neutre élastique du raidisseur d'âme, en considérant une largeur d'âme de $15\varepsilon(t_w)t_w$ de part et d'autre du raidisseur, se détermine ainsi :

$$z_{st.w} = \frac{2h_{st.w}t_{st.v.w}\dfrac{t_w + h_{st.w}}{2} + b_{2.st.w}t_{st.w}\left(h_{st.w} + \dfrac{t_w}{2}\right)}{2h_{st.w}t_{st.v.w} + b_{2.st.w}t_{st.w} + \left(2\times 15\varepsilon(t_w)t_w + b_{1.st.w}\right)t_w} = 0{,}111 \text{ m}$$

L'inertie de flexion du raidisseur d'âme est alors :

$$I_{st.w} = I_{sl.w} = b_{2.st.w}t_{st.w}(h_{st.w} - z_{st.w})^2 + 2\left[\frac{t_{st.v.w}h_{st.w}^3}{12} + t_{st.w}h_{st.w}\left(\frac{h_{st.w}}{2} - z_{st.w}\right)^2\right] + \left[2\times 15\varepsilon(t_w)t_w + b_{1.st.w}\right]t_w z_{st.w}^2$$

$= 1{,}215.10^{-3}$ m^4

(3)

(3) La vérification du voilement du panneau peut être effectuée avec les efforts évalués à une distance 0,4a ou 0,5b, selon la plus petite des deux valeurs, de l'extrémité du panneau où les contraintes sont les plus importantes. Dans ce cas, la résistance de section brute doit être vérifiée à l'extrémité du panneau.

nne e oefficients de oilement par cisaillement

(1) Pour les plaques avec raidisseurs transversaux rigides et sans raidisseurs longitudinaux ou avec plus de deux raidisseurs longitudinaux, le coefficient de voilement par cisaillement k_τ peut être calculé avec les formules suivantes :

$$k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{quand } a/h_w \geq 1 \qquad \text{(A.5)}$$

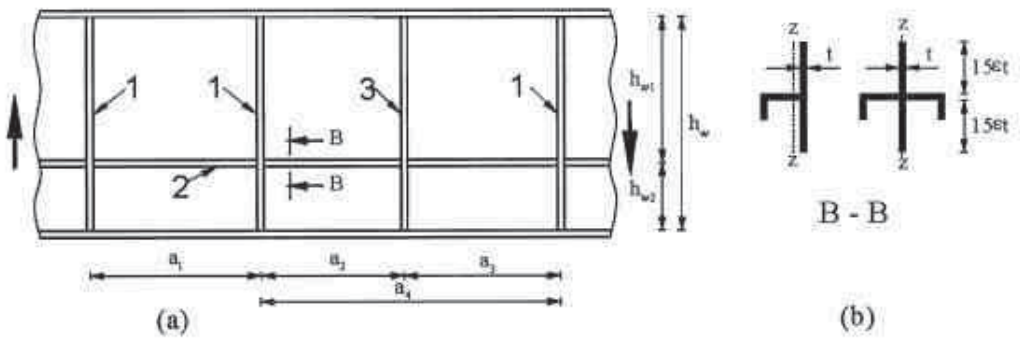
$$k_\tau = 4 + 5{,}34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{quand } a/h_w < 1$$

où $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3}$ mais sans être inférieur à $k_{\tau st} = \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)}$

a est la distance entre les raidisseurs transversaux (see Figure 5.3);

I_{sl} est l'inertie du raidisseur longitudinal par rapport à l'axe z-z, voir Figure 5.3 (b). Pour les âmes comportant deux raidisseurs longitudinaux ou plus, non nécessairement également espacés, I_{sl} est la somme des inerties des raidisseurs individuels.

Aucun raidisseur transversal intermédiaire non rigide n'est pris en compte dans l'équation (A.5)



Légende

1 Raidisseur transversal rigide
2 Raidisseur longitudinal
3 Raidisseur transversal non rigide

Figure 5.3 — Âme avec raidisseurs transversaux et longitudinaux

(2) L'équation (A.5) s'applique également aux plaques avec un ou deux raidisseurs longitudinaux, si le coefficient d'aspect $\alpha = \frac{a}{h_w}$ satisfait $\alpha \geq 3$. Pour les plaques avec un ou deux raidisseurs longitudinaux et un coefficient d'aspect $\alpha < 3$, il convient de calculer le coefficient de voilement par cisaillement comme suit :

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \qquad \text{(A.6)}$$

D'après la clause A3 (2) de l'Annexe A de l'EN 1993-1-5, puisqu'il n'y a qu'un seul raidisseur d'âme et que le coefficient d'aspect est égal à $\alpha_w = \frac{a_w}{h_w} = 0.552 \leq 3$, le coefficient de voilement par cisaillement vaut :

$$k_{\tau.w} = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl.w}}{t_w^3 h_w}}{\alpha_w^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl,w}}{t_w^3 h_w}} = 38{,}119$$

Les raidisseurs transversaux des cadres de contreventement bordant les panneaux d'âme à proximité de l'appui P3 sont supposé rigides.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{4533}{27} = 167{,}872 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 131{,}636$$

Il est donc nécessaire de vérifier la résistance de l'âme vis-à-vis du voilement par cisaillement.

L'élancement réduit du panneau d'âme complet vaut :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}}} = 0{,}881$$

□ous□panneau□ d□□me

Il est possible que les deux sous-panneaux d'âme soient plus critiques que le panneau d'âme complet. Il faut donc aussi vérifier ces sous-panneaux. Comme le raidisseur d'âme est situé à mi-hauteur du panneau d'âme, les deux sous-panneaux ont la même hauteur et donc le même élancement réduit.

D'après l'Annexe A3 de l'EN1993-1-5, comme le coefficient d'aspect vaut $\alpha_w = \frac{a_w}{b_{spw}} = \frac{2.5}{2.016} = 1.24 \geq 1$, le coefficient de voilement par cisaillement s'obtient avec la relation suivante :

$$k_{\tau.w.sp} = 5.34 + 4\left(\frac{b_{w.sp}}{a_w}\right)^2 = 7{,}942$$

$$\frac{b_{w.sp}}{t_w} = \frac{2016}{27} = 74.677 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 60{,}085$$

Il faut donc vérifier le sous-panneau vis-à-vis du voilement par cisaillement.

L'élancement réduit du sous-panneau se calcule ainsi :

$$\bar{\lambda}_{w.sp} = \frac{b_{w.sp}}{37.4 t_w \varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w.sp}}} = 0{,}858$$

□érification de la résistance □ l□effort tranc□ant

C'est donc le panneau complet qui est le plus critique, car son élancement réduit est supérieur. On a donc : $\bar{\lambda}_w = \max(\bar{\lambda}_w, \bar{\lambda}_{w.sp}) = 0{,}881$

Les raidisseurs au droit de l'appui P3 sont supposés rigides ; en outre, on a $1{,}08 \leq \bar{\lambda}_w$, aussi le coefficient de réduction se calcule-t-il avec la relation suivante :

$$\chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}942$$

La résistance à l'effort tranchant peut alors s'obtenir avec la relation V_{Rd} = min ($V_{b,Rd}$; $V_{pl,a,Rd}$) dans laquelle $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd}$, négligeant ainsi la contribution des semelles.

EN1993-1-1, 6.2.6 Cisaillement

(1) La valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section doit satisfaire :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \qquad (6.17)$$

où $V_{c,Rd}$ est la valeur de la résistance au cisaillement. Pour le calcul plastique, $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul $V_{pl,Rd}$ de la résistance plastique au cisaillement telle que donnée en (2). Pour le calcul élastique $V_{c,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance élastique au cisaillement calculée en utilisant (4) et (5).
(2) En l'absence de torsion, la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement est donnée par l'expression :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v\left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \qquad (6.18)$$

où A_v est l'aire de cisaillement.

EN1993-1-5, 5.5 Justification

(1) Il convient d'effectuer la justification de la manière suivante :

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

où V_{Ed} est l'effort tranchant de calcul y compris l'effort tranchant ramené par la torsion.

EN1993-1-1, 6.2.7(9) Torsion

(1) Dans le cas de combinaison d'effort tranchant et de moment de torsion, il convient de réduire la résistance plastique au cisaillement de $V_{pl,Rd}$ à $V_{pl,T,Rd}$ pour prendre en compte les effets de la torsion, et il convient que l'effort tranchant de calcul satisfasse :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \qquad (6.25)$$

où $V_{pl,T,Rd}$ peut être déterminé à partir des expressions suivantes :

- pour un profil creux de construction :

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\left(f_y / \sqrt{3}\right) / \gamma_{M0}}\right] V_{pl,Rd} \qquad (6.28)$$

où $V_{pl,T,Rd}$ est donné en 6.2.6.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 20{,}881 \text{ MN et } V_{b,Rd} = \min\left(V_{bw,Rd}; \frac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}\right) = 20{,}881 \text{ MN}$$

En outre : $V_{pl,a,Rd} = \dfrac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 29{,}251\text{MN}$

Finalement, la verification s'effectue ainsi : $\eta_3 = \dfrac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \dfrac{20.165}{20.881} = 0{,}966 \leq 1$

□a r□sistance □ l□effort tranc□ant est □□rifi□e.

□rise en com□te □es effets □e la torsion

Le moment de torsion maximal dans le pont caisson au niveau de l'appui P3 (cf. Figue 2-35) est égal à M_T = 1,35 x 20.761 MNm = 28,027 MN.

L'aire comprise dans la ligne des plans médians de la section caisson se calcule ainsi :

$$S = \frac{\left(b_t + b_p\right)\left(h + \frac{t_{slab}}{2}\right)}{2} = \frac{\left(12 + 6.5\right)\left(4 + \frac{0.325}{2}\right)}{2} = 38.503 \text{ m}^2$$

La contrainte de cisaillement due à la torsion se calcule avec la formule de Bredt :

$$\tau_{Ed,T,web} = \frac{M_T}{2St_w} = 13{,}48 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant dans l'âme dû au cisaillement vaut :

$$V_{Ed,T,web} = \tau_{Ed,T,web} t_w h_w = 1.65 \text{ MN}$$

D'où la vérification suivante de la résistance à l'effort tranchant, prenant en compte la torsion :

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed} + V_{T,web}}{V_{Rd}} = \frac{20.165 + 1.65}{20.881} = 1{,}045 > 1$$

η_3 > 1 mais le moment de torsion maximal est combiné ici avec la valeur maximale de l'effort tranchant, ce qui n'est probablement pas le cas dans la réalité.

□□rification □e la r□sistance □ l□effort tranc□ant incluant les effets □e la torsion

L'aire de cisaillement de la section se calcule ainsi :

$$A_v = h_w t_w = 0{,}122 \text{ m}^2$$

La résistance plastique de la section vaut :

$$V_{pl.Rd} = \frac{\eta A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 29{,}251 \text{ MN}$$

La résistance plastique réduite à l'effort trenchant est déterminée ainsi :

$$V_{pl.T.Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t.Ed}}{\left(f_y / \sqrt{3}\right) / \gamma_{M0}}\right] V_{pl.Rd} = 27{,}272 \text{ MN}$$

D'où la verification suivante :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.T.Rd}} = \frac{20.165}{27.272} = 0.739 \leq 1$$

□a r□sistance au cisaillement incluant les effets □e la torsion est □□rifi□e.

EN1993-1-5, □nne□e □3 Coefficients □e □oilement □ar cisaillement

(1) Pour les plaques avec raidisseurs transversaux rigides et sans raidisseurs longitudinaux ou avec plus de deux raidisseurs longitudinaux, le coefficient de voilement par cisaillement k_τ peut être calculé avec les formules suivantes :

$$k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{quand } a/h_w \geq 1 \qquad \text{(A.5)}$$

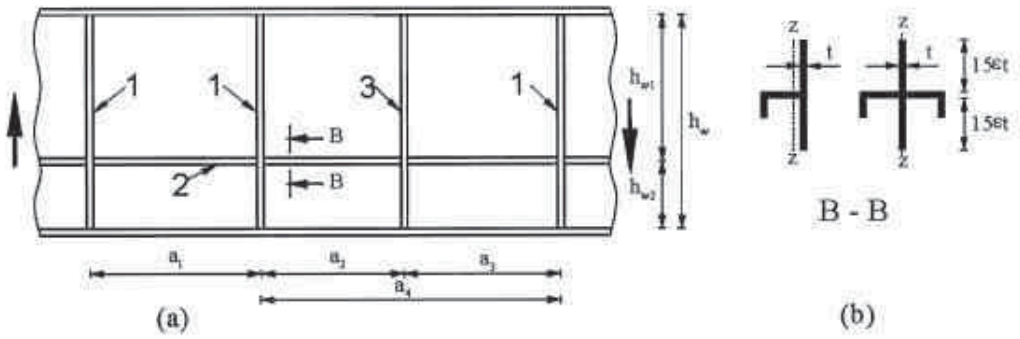
$$k_\tau = 4 + 5{,}34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau sl} \quad \text{quand } a/h_w < 1$$

où $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3}$ mais sans être inférieur à $k_{\tau st} = \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)}$

a est la distance entre les raidisseurs transversaux (see Figure 5.3);

I_{sl} est l'inertie du raidisseur longitudinal par rapport à l'axe z-z, voir Figure 5.3 (b). Pour les âmes comportant deux raidisseurs longitudinaux ou plus, non nécessairement également espacés, I_{sl} est la somme des inerties des raidisseurs individuels.

N□TE Aucun raidisseur transversal intermédiaire non rigide n'est pris en compte dans l'équation (A.5)



Légende

1 Raidisseur transversal rigide
2 Raidisseur longitudinal
3 Raidisseur transversal non rigide

Figure 5.3 — Âme avec raidisseurs transversaux et longitudinaux

(2) L'équation (A.5) s'applique également aux plaques avec un ou deux raidisseurs longitudinaux, si le coefficient d'aspect $\alpha = \frac{a}{h_w}$ satisfait $\alpha \geq 3$. Pour les plaques avec un ou deux raidisseurs longitudinaux et un coefficient d'aspect $\alpha < 3$, il convient de calculer le coefficient de voilement par cisaillement comme suit :

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \qquad \text{(A.6)}$$

EN1993-1-5, 5.1(2)

(2) Il convient de verifier les plaques dont le rapport h_w/t est supérieur à $\frac{\eta}{72}\varepsilon$ pour une âme non raidie, ou à $\frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ pour une âme raidie, vis-à-vis du voilement par cisaillement, et de disposer dans ce cas des raidisseurs transversaux au droit des appuis. Où : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$

3.2.3.8.2 Effort tranchant dans la semelle inférieure raidie du caisson

Calcul □es contraintes □e cisaillement □ans la semelle inf□rieure

La contrainte de cisaillement dans la semelle inférieure varie entre $\tau_{Ed,min}$ = 0 dans l'axe de symétrie de la section et $\tau_{Ed,max}$ au niveau de la jonction avec l'âme. $\tau_{Ed,max}$ se calcule en tenant compte du phasage de contruction et en utilisant les propriétés de section brute.

L'effort tranchant V_{Ed} = 33,234 MN au niveau de l'appui P3 est la somme des deux composantes suivantes :

- $V_{Ed,a}$ = 19,675 MN agit seulement sur la partie acier du caisson ($I_{tot.a}$ = 4.588 m^4, $z_{na.a}$ = 1.88 m) et est associé à la contrainte de cisaillement suivante dans la semelle inférieure :

$$\tau_{Ed,a} = \frac{V_{Ed.a}}{I_{tot.a}} \frac{\mu_{t.a}}{t_p} = 26{,}25 \text{ MPa}$$

  où $\mu_{t,a}$ est le moment statique de la semelle inférieure, calculé par rapport à l'axe neutre élastique de la section : $\mu_{t.a} = \frac{b_p}{2} t_p z_{na.a} = 0{,}459 \text{ m}^3$

- $V_{Ed,c}$ = 13,559 MN agit sur la section mixte (I_{tot} = 5,015 m^4, $z_{na.a}$ = 2,01 m) est est associé à la contrainte de cisaillement suivante dans la semelle inférieure :

$$\tau_{Ed,c} = \frac{V_{Ed.c}}{I_{tot}} \frac{\mu_{t.c}}{t_p} = 17{,}674 \text{ MPa}$$

où: $\mu_{t.c} = \frac{b_p}{2} t_p z_{na} = 0{,}49 \text{ m}^3$

$$\Rightarrow \tau_{Ed,\max} = \tau_{Ed,a} + \tau_{Ed,c} = 43{,}924 \text{ MPa}$$

Il convient en outre d'ajouter la contrainte de cisaillement due à la torsion, en utilisant la méthode de calcul décrite précédemment en 3.2.3.8.1.

Cette contrainte due à la torsion se calcule avec la formule de Bredt :

$$\tau_{Ed,T,bf} = \frac{M_T}{2St_p} = 4{,}853 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{Ed,\max} = \tau_{Ed,a} + \tau_{Ed,c} + \tau_{Ed,T,bf} = 48{,}776 \text{ MPa}$$

□□rification □e la r□sistance □ans la semelle inf□rieure rai□ie com□l□te

La semelle inférieure est raidie transversalement des deux côtés de l'appui intermédiarie P3 (a_w = 2.5 m) et longitudinalement par 6 raidisseurs en augets (section fermée) régulièrement espacés b_{sub} = 0.5 m. Pour calculer le coefficient de voilement par cisaillement de la semelle inférieure considérée comme un panneau global, il faut au préalable calculer l'inertie de flexion d'un raidisseur, d'après la Figure 5.3 de l'EN1993-1-5 :

$$15\varepsilon(t_p)t_p = 0{,}957 \text{ m} \geq \frac{b_{1.st.w}}{2} = 0{,}25 \text{ m et } 15\varepsilon(t_p)t_p = 0{,}957 \text{ m} \geq \frac{b_{sub}}{2} = 0.25 \text{ m}$$

On calcule la position de l'Axe Neutre Elastique d'un raidisseur en considérant les largeurs d'âme égales à $15\varepsilon(t_p)t_p$ de part et d'autre des jonctions du raidisseur (limitées à $b_{sub}/2$ ou $b_{1,st,w}/2$) :

$$z_{st.p} = \frac{2h_{st.w}t_{st.v.w}\frac{t_p + h_{st.w}}{2} + b_{2.st.w}t_{st.w}\left(h_{st.w} + \frac{t_p - t_{st.w}}{2}\right)}{2h_{st.w}t_{st.v.w} + b_{2.st.w}t_{st.w} + (b_{sub} + b_{1.st.w})t_p} = 63{,}674 \text{ mm}$$

L'inertie de flexion d'un auget raidissant la semelle inférieure se calcule alors :

$$I_{st.p} = b_{2.st.w} t_{st.w} (h_{st.w} - z_{st.w})^2 + 2\left[\frac{t_{st.v.w} h_{st.w}^3}{12} + t_{st.w} h_{st.w} (\frac{h_{st.w}}{2} - z_{st.p})^2\right] + \left[b_{sub} + b_{1.st.w}\right] t_w z_{st.p}^2 + \frac{\left[b_{sub} + b_{1.st.w}\right] t_p^3}{12}$$

$$I_{st.p} = 1{,}718.10^{-3}\ \text{m}^4$$

L'inertie de flexion des 6 raidisseurs vaut donc :

$$I_{sl.p} = 6 I_{st.p} = 0{,}01\ \text{m}^4$$

D'après l'Annexe A3 de l'EN1993-1-5, considérant les 6 raidisseurs de la semelle et le coefficient d'aspect $\alpha_p = \frac{a_w}{b_p} = 0{,}385 \leq 1$, le coefficient de voilement par cisaillement se calcule ainsi :

$$k_{\tau.p} = 4 + 5.34\left(\frac{a_w}{b_p}\right)^2 + k_{\tau st.p} = 204{,}342$$

avec : $k_{\tau st.p} = 9\left(\frac{b_p}{a_W}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl.p}}{t_p^3 b_p}\right)^3} = 164{,}24 \geq \frac{2.1}{t_p}\sqrt[3]{\frac{I_{sl.p}}{b_p}} = 3{,}265$

On suppose que les raidisseurs transversaux des cadres de contreventement bordant la semelle inférieure sont rigides, d'où il vient :

$$\frac{b_p}{t_p} = \frac{6500}{75} = 86.667 < \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_p)\sqrt{k_{\tau.p}} = 314{,}01$$

Il n'est donc pas nécessaire de vérifier la résistance de la semelle vis-à-vis du voilement par cisaillement. On peut donc en conclure qu'il n'y a pas de voilement global de la semelle inférieure dû au cisaillement.

$$\Rightarrow \tau_{Ed,max}/2 = 24{,}388\ \text{MPa} \leq \tau_{Rd} = \frac{\eta f_y(t_p)}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} = 204.697\ \text{MPa (avec } \eta = 1.2)$$

$$\Rightarrow \eta_3 = \frac{\tau_{Ed,\max}/2}{\tau_{Rd}} = 0{,}119 \leq 1$$

Vérification de la résistance à l'effort tranchant dans les sous-panneaux de la semelle inférieure

Les raidisseurs longitudinaux sont supposés être rigides. Ils délimitent les sous-panneaux de la semelle inférieure, de dimensions a_w = 2500 mm et b_{sub} = 500 mm. Chacun de ces sous-panneaux doit être vérifié pour la résistance au cisaillement. On ne fait ici la vérification que pour le sous-panneau le plus chargé, c''est-à-dire celui à la jonction avec l'âme du caisson, dans lequel la contrainte moyenne de cisaillement vaut :

$$\tau_{Ed} = \tau_{Ed,\max} + \frac{\left(\tau_{Ed.t.bf} - \tau_{Ed,\max}\right) b_{sub}/2}{b_p/2} = 48.776 + \frac{\left(4.853 - 48.776\right) 500/2}{6500/2} = 45{,}398\ \text{MPa}$$

D'après l'Annexe A3 de l'EN1993-1-5, pour un coefficient d'aspect $\alpha_{sub} = \frac{a_w}{b_{sub}} = 5 \geq 1$, le coefficient de voilement par cisaillement s'obtient avec la relation suivante :

$$k_{\tau.p} = 5.34 + 4\left(\frac{b_{sub}}{a_w}\right)^2 + k_{\tau st.sub} = 5.5 \text{ où } k_{\tau st.sub} = 0$$

□□ □□□□□-□-□□□□□□□□□ □□□□

(4) Pour la vérification vis-à-vis de la résistance élastique $V_{c,Rd}$ au cisaillement, le critère suivant peut être utilisé pour un point critique de la section transversale, à moins que la vérification du voilement spécifiée au chapitre 5 de l'EN 1993-1-5 s'applique.

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3}\,\gamma_{M0}} \leq 1,0 \qquad (6.19)$$

où τ_{Ed} peut être obtenu par : $\tau_{Ed} = \dfrac{V_{Ed} S}{It}$ (6.20)

où : V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort tranchant

S est le moment statique de l'aire, quel que soit le côté du point considéré ;

I est le moment d'inertie de flexion de la section transversale complète ;

t est l'épaisseur au point considéré

□□□□ La vérification donnée en (4) place en sécurité étant donné qu'elle exclut toute distribution plastique partielle des contraintes de cisaillement, ce qui est autorisé dans le calcul élastique, voir (5). Par conséquent, il convient de ne l'effectuer que lorsque la vérification de la base de $V_{c,Rd}$ selon le critère (6.17) ne peut être faite.

□xplications complémentaires sur la □erification de l'interaction

Voir paragraphe 3.1.2.5.3

□□ □□□□□-□-□□□□□□□□□

(2) Il convient de verifier le critère donné en (1) pour toute section située à plus de $h_w/2$ de l'appui le plus proche pourvu d'un montant.

□□ □□□□□-□-□□□□□□□□□

(5) Il convient de vérifier une semelle de poutre-caisson selon 7.1(1) en prenant $M_{f,Rd} = 0$ et τ_{Ed} comme la contrainte moyenne de cisaillement de la semelle sans qu'elle soit inférieure à la moitié de la contrainte de cisaillement maximale exercée sur la semelle, et en prenant pour $\bar{\eta}_1$ la valeur de η_1 donnée en 4.6(1). Il convient, en outre, de vérifier chaque panneau secondaire en utilisant la contrainte moyenne de cisaillement exercée dans ce panneau et en déterminant χ_w pour le voilement par cisaillement du panneau secondaire selon 5.3, en supposant les raidisseurs longitudinaux rigides.

Les raidisseurs transversaux des cadres de contrevantement bordant la semelle inférieure à proximité de l'appui P3 sont supposés être rigides.

$$\frac{b_{sub}}{t_p} = \frac{500}{75} = 6.667 < \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_p)\sqrt{k_{\tau.sub}} = 51{,}517$$

Il n'est donc pas nécessaire de vérifier la résistance au voilement par cisaillement des sous-panneaux. Il n'y a donc pas de risque de voilement local des sous-panneaux de la semelle inférieure.

$$\Rightarrow \tau_{Ed} = 45{,}398 \text{ MPa} \leq \tau_{b,Rd} = \frac{\eta f_y(t_p)}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} = 204{,}697 \text{ MPa (avec } \eta = 1.2)$$

$$\Rightarrow \eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{b,Rd}} = 0{,}22 \leq 1$$

La résistance à l'effort trenchant est vérifiée.

Interaction entre le moment et l'effort tranchant

3.2.3.9.1 Interaction M-V dans les âmes du caisson

La section à vérifier est située à une distance $h_w/2$ = 2,266 m de l'appui intermédiaire P3. Dans cette section, les sollicitations sont : M_{Ed} = -670,49 MNm et V_{Ed} = 18,932 MN (avec l'inclination de l'âme).

$$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}914 \geq 0{,}5$$

L'interaction M-V doit se vérifier à l'aide du critère suivant dans les âmes :

$$\overline{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right]\left[2\overline{\eta}_3 - 1\right]^2 \leq 1 \text{ si } \overline{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}$$

Le moment résistant plastique de la section ainsi que le moment résistant plastique des semelles seules, sont calculés à partir des sections efficaces des semelles, en considérant aussi bien l'effet du traînage de cisaillement que celui du voilement de plaque.

L'âme est tendue dans sa partie supérieure et comprimée dans sa partie inférieure. Pour calculer $M_{f,Rd}$, la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) est déterminé comme suit :

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$N_{a.bf} = \left[n_{st}\left[t_{st} f_{yd}(t_{st.w})(b_{2.eff} + 2b_{3.eff}) + t_p f_{yd}(t_p)(b_{1.eff} + b_{sub.eff})\right]\rho_c + t_p f_{yd}(t_p)(0.2m + b_{sub.eff})\right]\beta_{ult}^{\kappa} =$$

= 181,359 MN

- Résistance plastique des deux semelles supérieures 1 :

$$N_{a.tf.1} := 2 \cdot b_{tf.1} \cdot t_{tf.1} \cdot f_{yd}(t_{tf.1}) = 94.5 \text{ MN}$$

Relations pour trouver la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) sous moment négatif

RELATIONS	POSITION DE L'ANP
$N_{abf} \geq N_a$ $N_{atf.1} + N_{atf.2} + N_{sl} + N_{su}$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{atf.2} \geq N_{atf.1} + N_{sl} + N_{su}$ et $N_{abf} < N_{atf.1} + N_{atf.2} + N_{sl} + N_{su}$	ANP dans la semelle supérieure 2
$N_{abf} + N_{atf.2} + N_{atf.1} \geq N_{sl} + N_{su}$ et $N_{abf} + N_{atf.2} < N_{atf.1} + N_{sl} + N_{su}$	ANP dans la semelle supérieure 1
$N_{sl} + N_{su} > N_{abf} + N_{atf.2} + N_{atf.1}$	ANP dans la dalle

- Résistance plastique des deux semelles supérieures 2 :

$$N_{a.tf.2} := 2 \cdot b_{tf.2} \cdot t_{tf.2} \cdot f_{yd}(t_{tf.2}) = 79.38\,\text{MN}$$

- Résistance plastique de la nappe supérieure d'armature :

$$N_{su} := A_{s.ur} \cdot f_{sd} = 22.59\,\text{MN}$$

- Résistance plastique de la nappe inférieure d'armature :

$$N_{sl} := A_{s.lr} \cdot f_{sd} = 14.458\,\text{MN}$$

On a :

$N_{abf} + N_{atf.2} = 275{,}857$ MN ≥ $N_{atf.1} + N_{sl} + N_{su} = 131{,}6$ MN

$N_{abf} = 181{,}4$ MN < $N_{atf.1} + N_{atf.2} + N_{sl} + N_{su} = 210{,}9$ MN

Donc, l'Axe Neutre Plastique est situé dans la semelle supérieure 2, à une distance z_{pl} de la face inférieure de la semelle inférieure. Les équations de l'équilibre permettent de déterminer z_{pl} :

$$z_{pl} = \frac{4\left(h - t_{tf.1}\right) b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2}) + N_{a.tf.1} + N_{su} + N_{sl} - N_{a.bf} - N_{a.tf.2}}{4 b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2})} = 3.827 \text{ m}$$

Le moment résistant plastique des semelles seules peut être calculé à partir de la position de l'ANP :

$$M_{f,Rd} = N_{su}(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{pl}) + N_{sl}(h + c_{lr} - z_{pl})$$
$$+ \frac{\left(h - t_{tf.1} - z_{pl}\right)^2}{2} 2 b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2}) + \frac{\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{pl}\right)^2}{2} 2 b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2}) = 714{,}623 \text{ MNm}$$
$$+ N_{a.tf.1}\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{pl}\right) + N_{a.bf}\left(z_{pl} - \frac{t_p}{2}\right)$$

Comme $|M_{Ed}| = 709{,}513$ MNm ≤ $M_{f.Rd} = 714{,}623$ MNm, il n'y a finalement pas besoin de vérifier le critère d'interaction.

3.2.3.9.2 Interaction M-V dans la semelle inférieure du caisson

La valeur $\eta_3 = 0{,}119$ a été calculée en 3.2.3.8.2. Comme $\eta_3 \leq 0.5$, il n'y a donc pas lieu de vérifier l'interaction M-V dans la semelle inférieure.

4 VÉRIFICATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION

4.1 PONT BIPOUTRE

4.1.1 Généralités

Le phasage de construction du pont bipoutre est organisé selon le plan suivant : premièrement, la superstructure en acier du pont bipoutre est montée par la technique de lancement incrémentiel. Deuxièmement, la dalle en béton est coulée sur chantier en suivant l'ordre précédemment décrit dans la Section 2.1.4. Enfin, les équipements non-structuraux sont installés. Pendant le montage, chaque section transversale doit habituellement être vérifiée à chaque étape de la construction, ce qui dépasse l'objet de ce Guide. Par conséquent, les vérifications au cours du montage effectuées ici seront centrées sur la résistance aux charges partiellement réparties exercées sur les poutres en acier pendant le lancement.

Le pont est lancé à partir d'une seule rive (culée C0). Afin de réduire et de rattraper la flèche de la partie en console à l'approche d'un appui, on utilise un avant-bec, dont la longueur est de 11,75 m et son poids total décroît de 18 kN/m au niveau de la section transversale attachée aux poutres du pont à 12 kN/m au niveau de son extrémité libre. Un contreventement provisoire est ajouté entre les deux poutres en acier pour le processus de lancement. Au niveau des appuis, on utilise des patins possédant une longueur de chargement s_s = 1,5 m.

La détermination de la résistance aux charges partiellement réparties est effectuée à la fois conformément à la Sec. 6, EN 1993-1-5 dans la Section 4.1.2 et conformément à la Sec. 10, EN 1993-1-5 dans la Section 4.1.3. Toutefois, initialement, on a déterminé comme indiqué dans la Figure 4-1 la situation de lancement la plus défavorable qui correspond à une position x = 111,75 m de la poutre en acier.

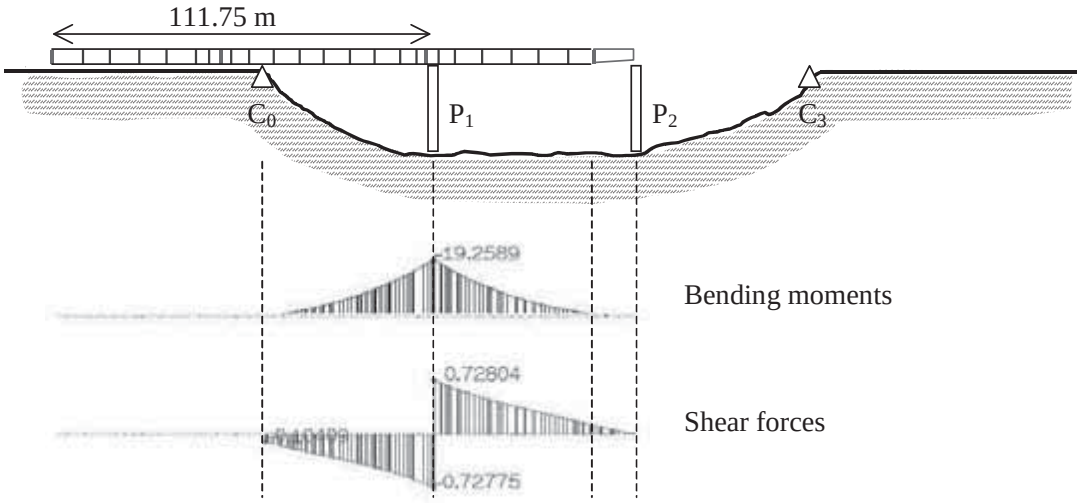


Figure 4-1 : Situation de lancement la plus défavorable

Les dimensions du panneau étudié au niveau de la section transversale décisive sont données dans la Figure 4-2. L'âme n'est pas raidie dans le sens longitudinal et l'espacement des raidisseurs verticaux est basé sur les vérifications du déversement, soit 3,5 m dans ce cas. Par sécurité, les raidisseurs supplémentaires ayant pu être ajoutés pour la vérification du cisaillement ne sont pas pris en compte.

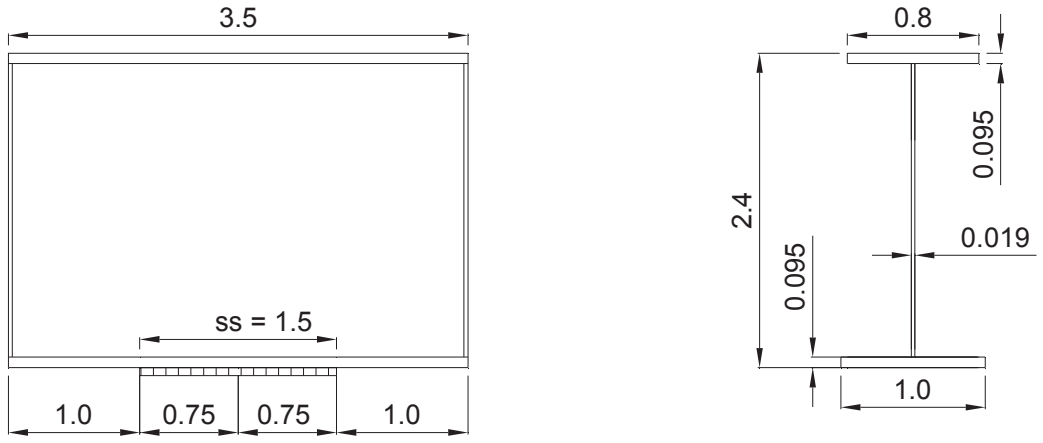


Figure 4-2 : Dimensions du panneau étudié (en m)

Les sollicitations de calcul obtenues par l'analyse globale (à utiliser avec la Section 6 de l'EN 1993-1-5) sont données ci-dessous pour une seule poutre principale en acier.

M_{Ed} = -19.26 MNm

$V_{Ed,max}$ = 0.73 MN

$V_{Ed,applied} = V_{Ed,max} - F_{Ed}/2$ = 0 MN

F_{Ed} = 1.46 MN

Le champ de contraintes résultant (à utiliser avec la Section 10 de l'EN 1993-1-5) agissant au niveau du panneau étudié est indiqué dans la Figure 4-3.

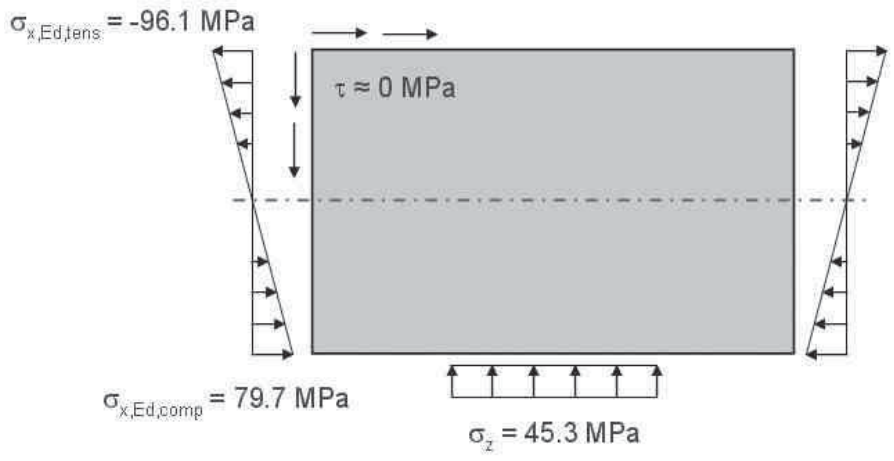


Figure 4-3 : Champs de contraintes dans la panneau étudié

C□□□i□i□nt □□ □□il□□ □nt □$_F$

Il est imperative d'utiliser les formules de k_F données dans l'EN 1993-1-5 pour le calcul de la charge critique F_{cr} car les courbes de reduction $\chi_F\left(\bar{\lambda}_F\right)$ ont été calibrées sur la base de ces formulations.

4.1. Vérifications pour les sections et selon l'EN 1993-1-5

Dans la section suivante, on détermine la résistance aux charges partiellement réparties conformément à la Section 6 de l'EN 1993-1-5. L'interaction entre la force transversale et le moment fléchissant est vérifiée conformément à la Section 7 de l'EN 1993-1-5.

Détermination de la charge critique F_{cr}

$$k_F := 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \qquad k_F = 6.80$$

$$F_{cr} := 0.9 \cdot k_F \cdot 210000\,MPa \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \qquad F_{cr} = 3.99\,MN$$

Détermination de la charge ultime F_y

$$m_1 := \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \qquad m_1 = 48.05$$

$$m_2 := 0.02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \qquad m_2 = 10.82$$

$$l_y := s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right)$$

$$l_{y.} := \begin{cases} l_y & \text{if } l_y \le a \\ a & \text{if } l_y > a \end{cases} \qquad l_y = 3148\,mm$$

$$F_y := l_y \cdot t_w \cdot f_{yw} \qquad F_y = 20.63\,MN$$

Détermination de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_F$

$$\lambda_F := \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \qquad \lambda_F = 2.27$$

Ici, l'élancement réduit est supérieur à $\bar{\lambda}_F$ = 0,5 ce qui constitue une condition préalable à l'utilisation de la formule donnée ci-dessus pour m_2. Pour $\bar{\lambda}_F \le 0{,}5$, m_2 doit normalement être pris égal à zéro conformément au paragraphe 6.5(1), EN 1993-1-5.

Détermination du coefficient de reduction χ_F

$$\chi_F := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \lambda_F \le 0.5 \\ \dfrac{0.5}{\lambda_F} & \text{if } \lambda_F > 0.5 \end{cases} \qquad \chi_F = 0.22$$

F□r□ □lati□n a□ éi□ré□ □□ la résistan□□ a□□ □□r□□s trans□□rsal□s

Dans le projte de recherche ComBri et dans [31], il a été montré qu'en prenant m_2 égal à 0 et en recalibrant la courbe de réduction en raison du changement de la définition des charges plastiques, on peut améliorer non seulement la formulation de la résistance aux charges transversales mais aussi la dispersion des résultats, qui est diminuée.

Int□ra□ti□n □ntr□ □□r□□ trans□□rsal□ □t □ □□ □nt □□ □l□□i□n

D'après la clause 7.2(1) de l'EN 1993-1-5 [EC3-1-5], l'interaction doit se vérifier comme suit :

$$\eta_2 + 0{,}8\,\eta_1 \leq 1{,}4$$

Si on suppose que $\eta_2 = 1.0$, il peut être démontré que l'influence du moment fléchissant ne doit être prise en compte que si $\eta_1 > 0.5$.

Détermination de la résistance aux forces transversales

$$L_{eff} := \chi_F \cdot l_y \qquad L_{eff} = 691.9\,mm$$

$$F_{Rd} := \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \qquad F_{Rd} = 4.12\,MN$$

$$\eta_2 := \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \qquad \eta_2 = 0.353$$

Interaction entre force transversale et moment de flexion

Ici, η_1 = 0,265 < 0,5 de sorte que l'interaction avec le moment fléchissant n'est pas prise en compte.

Cependant, la vérification de l'interaction suivant la section 7 de l'EN 1993-1-5 est montrée ici :

$\eta_2 + 0{,}8\ \eta_1 \leq 1{,}4$

On a ici η_1 = 0,270 et η_2 = 0,353, le critère d'interaction s'écrit donc :

0,353 + 0,8 x 0,270 = 0,569 < 1,4

4.1. Vérifications dans la section 1 de l'EN 1993-1-5

Dans la section suivante, on détermine la résistance aux charges partiellement réparties conformément à la Section 10 de l'EN 1993-1-5.

Détermination du coefficient α_{cr}

La détermination de l'amplificateur de charge minimum α_{cr}, utilisé pour que les charges de calcul atteignent la charge critique élastique de la plaque sous l'effet du champ de contraintes total, peut être effectuée par l'une des deux méthodes suivantes :

- **Pour chaque composant de la contrainte par. par un calcul manuel**

$$\sigma_E := 189800MPa \cdot \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \qquad \sigma_E = 14.03\,MPa$$

Contrainte longitudinale critique élastique selon le Tableau 4.1, Section 4.4 de l'EN 1993-1-5

$$k_{\sigma.x} := \begin{cases} \dfrac{8.2}{1.05 + \psi} & \text{if } 1 \geq \psi > 0 \\ 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 & \text{if } 0 \geq \psi > -1 \\ 5.98 \cdot (1 - \psi)^2 & \text{if } -1 \geq \psi > -3 \end{cases} \qquad k_{\sigma.x} = 29.08$$

$$\sigma_{cr.x} := k_{\sigma.x} \cdot \sigma_E \qquad \sigma_{cr.x} = 407.95\,MPa$$

$$\alpha_{cr.x} := \frac{\sigma_{cr.x}}{\sigma_{x.Ed.bot}} \qquad \alpha_{cr.x} = 5.12$$

Contrainte transversale critique élastique avec k = 2,08 selon le Tableau 8.12 [38]

$$\sigma_{cr.z} := k \cdot \sigma_E \cdot a \cdot \frac{1}{s_s + 2 \cdot t_f} \qquad \sigma_{cr.z} = 60.43\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.z} := \frac{\sigma_{cr.z}}{\sigma_{z.Ed}} \qquad \alpha_{cr.z} = 1.33$$

Contrainte de cisaillement critique élastique selon l'Eq. (A.5), Annexe A.3, EN 1993-1-5

$$k_\tau := \begin{cases} 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{h_w} \geq 1 \\ 4.00 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{h_w} < 1 \end{cases} \qquad k_\tau = 6.93$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_E \qquad \tau_{cr} = 97.29\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.\tau} := \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} \qquad \alpha_{cr.\tau.} := \infty$$

Facteur d'amplification minimal de charge selon l'Eq. (10.6), Section 10, EN 1993-1-5

$$\alpha_{cr} := \frac{1}{\frac{1+\psi}{4\alpha_{cr.x}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi}{4\alpha_{cr.x}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z}}\right)^2 + \frac{1-\psi}{2 \cdot \alpha_{cr.x}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr.\tau}^2}}}$$

$$\alpha_{cr} = 1.276$$

- **□□□r l□ □□a□ □ □□ □□ntraint□s t□tal □□ar □□□□ □l□a□ □ □□□n □□□n l□□i□l a□□r□□rié□**

  Dans le cas où l'on utilise par exemple le logiciel EBPlate, l'amplificateur de charge minimum peut être déterminé en une seule étape comme étant α_{cr} = 1,259.

Dans les calculs ci-dessous, on utilise la valeur α_{cr} = 1,276.

<u>Détermination de</u> $\alpha_{ult,k}$

$$\sigma_{eq} := \sqrt{\sigma_{x.Ed.bot}^2 + \sigma_{z.Ed}^2 - \sigma_{x.Ed.bot} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \qquad \sigma_{eq} = 69.26\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{ult.k} := \frac{f_{yw}}{\sqrt{\sigma_{x.Ed.bot}^2 + \sigma_{z.Ed}^2 - \sigma_{x.Ed.bot} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2}} \qquad \alpha_{ult.k} = 4.98$$

Contrainte critique de la contrainte $\sigma_{cr,c}$

Le calcul de $\sigma_{cr,c}$ dans la direction transversale doit prendre en compte la répartition non linéaire des contraintes dans l'âme. Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul « manuelle » le permettant. En alternative, il est communément admis de considérer une variation linéairement variable des contraintes dans une barre articulée, avec une contrainte nulle à l'une des extrémités, ce qui permet alors le calcul suivant d'après la DIN 4114 : $\sigma_{cr,c} = 1.88 \cdot \sigma_E$.

Il est à noter que cette simplification peut conduire à des résultats insécuritaires, car $\sigma_{cr,c}$ est alors sous-estimé et par conséquent le ratio $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$, est sur-estimé, de telle sorte que le comportement de type poteau n'est pas détecté correctement. Plus la longueur de chargement est faible, plus cet écart est important.

Courbe de réduction pour les contraintes transversales sur la contrainte de type poteau et fonction d'interpolation

Le projet COMBRI a montré que la fonction d'interpolation donnée par l'équation (4.13) en 4.5.4 de l'EN 1993-1-5, prenant en compte le flambement de type poteau, n'est pas appropriée pour les contraintes de « patch loading » (forces transversales dans l'âme) agissant dans la direction transversale. En outre, la valeur du rapport $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ pour laquelle un comportement de poteau est considéré, devrait être 2,7 et non 2,0 comme indiqué par l'équation (4.13).

Il faudrait simplement soit une nouvelle fonction d'interpolation soit une nouvelle courbe de réduction qui soit utilisable avec la fonction d'interpolation actuelle. Une nouvelle fonction d'interpolation a été proposée par Seitz [40] et cette méthode est prise en compte dans le rapport final du projet ComBri [7]. Cependant, comme pour les nouvelles normes allemandes DIN-Fachbericht 103 [12], il a été décidé d'utiliser la courbe de réduction de l'Annexe B de l'EN 1993-1-5 pour les contraintes transversales car cette approche est compatible avec les règles actuelles et pourrait très facilement être implémentée dans une révision de la norme. Ainsi, pour une poutre reconstituée par soudage, le Tabeau B1 de l'Annexe B de l'EN 1993-1-5 donne :

$$\lambda_{p0} = 0{,}80 \qquad \alpha_p = 0{,}34 \qquad \phi_p = 0{,}5\,[1 + \alpha_p\,(\lambda_p - \lambda_{p0}) + \lambda_p]$$

Ces paramètres sont utilisés dans la relation suivante :

$$\rho = \frac{1}{\phi_p + \sqrt{\phi_p^{\,2} - \lambda_p}}$$

Cette courbe de réduction est utilisée à la place de l'équation (4.2) dans la section 4.4 dans l'EN 1993-1-5.

Détermination de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_p$

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\alpha_{ult.k}}{\alpha_{cr}}} \qquad \lambda_p = 1.976$$

Détermination des coefficients de réduction

La détermination des coefficients réducteurs peut être effectuée par l'une des méthodes suivantes :

- **Utilisation des différents ratios de la plaque**

  Contrainte longitudinale selon l'Eq. (4.2), Section 4.4 de l'EN 1993-1-5

$$\rho_x := \frac{\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^{\,2}} \qquad \rho_x = 0.481$$

  Vérification du comportement de type poteau dans le sens longitudinal

  Le flambement de poteau dans le sens longitudinal pour les plaques soumises à une flexion pure ne concerne que les panneaux dont le coefficient d'aspect α est inférieur à 1. Par conséquent, le comportement de type poteau n'est pas traité ici.

  Contrainte transversale selon l'Annexe B1 de l'EN 1993-1-5

$$\rho_{z.} := \frac{1}{\phi_{p..} + \sqrt{\phi_{p..}^{\,2} - \lambda_p}} \quad \text{with} \quad \phi_{p..} = 1.688 \qquad \rho_{z.} = 0.381$$

  Vérification du comportement de type poteau dans le sens transversal

  En raison de la distribution non linaire des contraintes transversales dans l'âme, la détermination de la contrainte critique de flambement de poteau a été effectuée ici le plus précisément possible sur la base de la méthode d'énergie qui prend en compte la distribution des contraintes non linéaire.

$$\sigma_{cr.c} := 28.55\text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{cr.z}}{\sigma_{cr.c}} = 2.12 \qquad \xi := \frac{\sigma_{cr.z}}{\sigma_{cr.c}} - 1 \qquad \xi = 1.12$$

  Parce que $\xi > 1{,}0$, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le comportement de type poteau, conformément à la définition de la Section 4.5.4, EN 1993-1-5.

  Contrainte de cisaillement selon le Tableau 5.1, section 5.3, EN 1993-1-5.

$$\chi_w := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \lambda_p < \dfrac{\eta}{0.83} \\ \dfrac{0.83}{\lambda_p} & \text{if } \lambda_p \geq \dfrac{\eta}{0.83} \end{cases} \qquad \chi_w = 0.420$$

Utilisati□n □□□n□ □□n□ti□n □int□r□□lati□n □ □□i□ié□ □ la □la□□ □□ la □□□r□□ □□ ré□□□ti□n □□ l□Ann□□□ □1 □□ l□EN 1□□□□1□□

Pour comparaison, l'utilisation de la nouvelle fonction d'interpolation proposée par Seitz [40] donnerait :

$\eta_{Seitz} = 0{,}477$

Pour comparaison avec le paragraphe 4.1.2, la résistance aux forces transversales serait ici $F_{Rd} = 3.13$ MN. Il peut être montré que l'application de la section 10 de l'EN 1993-1-5 en combinaison avec la section 4 conduit à surestimer la résistance aux forces transversals de 22,4 %. A l'inverse, en utilisant la nouvelle fonction d'interpolation, les résultats obtenus avec la nouvelle fonction d'interpolation ($F_{Rd} = 3{,}13$ MN) et en utilisant une courbe de flambement de l'annexe B1, correspondent bien, avec une différence de 1.3%.

- **□tilisati□n □□□n□ s□□l□ □□□r□□ □□ □la□ □□□ □nt**

  Selon le Tableau B.1, Annexe B.1, EN 1993-1-5

$$\lambda_{p0} := 0.80 \qquad \alpha_p := 0.34$$

$$\phi_{p.} := 0.5 \times \left[1 + \alpha_p \times \left(\lambda_p - \lambda_{p0}\right) + \lambda_p\right] \qquad \phi_{p.} = 1.688$$

$$\rho := \frac{1}{\phi_{p.} + \sqrt{\phi_{p.}^{\,2} - \lambda_p}} \qquad \rho = 0.381$$

Détermination de la résistance aux forces transversales

- **□tilisati□n □□ □i□ér□nt□s □□□r□□s □□ □la□ □□□ □nt**

$$\eta_{diff} := \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot}}{\rho_x \times \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_z \times \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot}}{\rho_x \times \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) \times \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_z \times \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) + 3 \times \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \times \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^2}$$

$$\eta_{diff} = 0.472$$

Pour une comparaison avec la Section 4.1.2.« Application de la Section 6 de l'EN 1993-1-5 », le calcul de la résistance aux charges partiellement réparties au moyen de différentes courbes de flambement donne F_{Rd} = 3,83 MN.

- **utilisation d'une seule courbe de flambement**

$$\alpha_{Rd} = \frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \qquad \alpha_{Rd} = 1.727 \qquad \eta_{single} = \frac{1}{\alpha_{Rd}} = 0.579$$

Pour une comparaison avec la Section 4.1.2, le calcul de la résistance aux charges partiellement réparties au moyen d'une seule courbe de flambement donne F_{Rd} = 3,17 MN.

□□□□□ □□sultats

La Figure 4-4 montre une synthèse de la distribution des résistances aux charges partiellement réparties sur toute la longueur du pont. On constate que la situation de lancement la plus défavorable (F_{Ed} = 1,456 MN) peut être facilement vérifiée non seulement avec la section transversale située à proximité de l'appui P2 (x = 111,75) mais aussi avec d'autres sections transversales situées dans région de la travée.

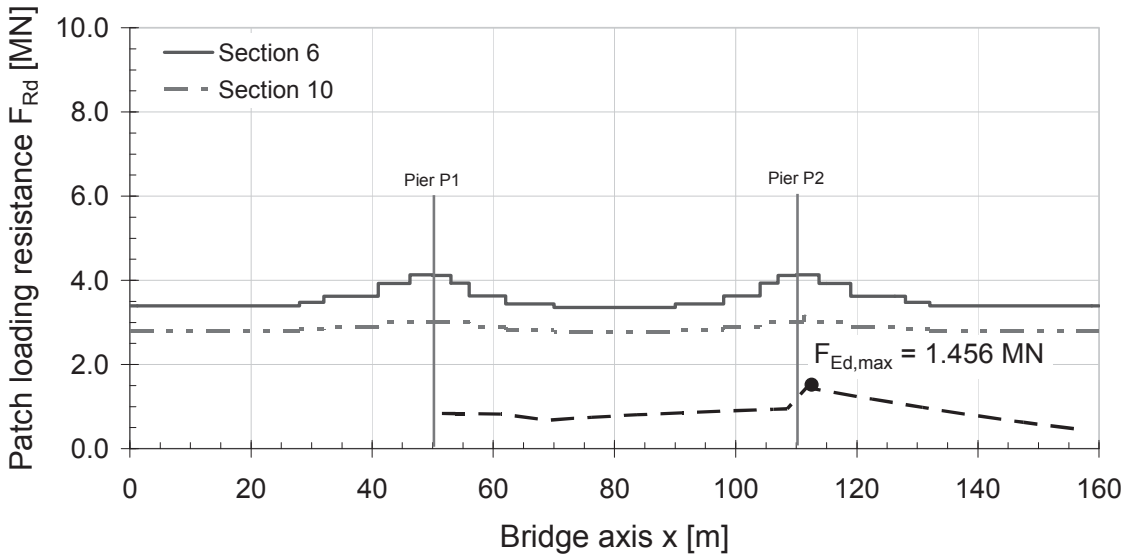


Figure 4-4 : Répartition de la résistance aux forces transversales le long du pont conformément à l'EN 1993-1-5

4.2 PONT CAISSON

□□□□□ □□n□ralit□s

La construction du pont-caisson est organisée selon le plan suivant : premièrement, la superstructure en acier (poutre-caisson en acier) est montée par la technique du lancement incrémentiel. Deuxièmement, la dalle en béton est coulée sur chantier en suivant l'ordre précédemment décrit en 2.2.4. Enfin, les équipements non-structuraux sont installés. Pendant le montage, chaque section transversale doit habituellement être vérifiée à chaque étape de la construction, ce qui dépasse l'ambition de ce Guide. Par conséquent, les vérifications au cours du montage effectuées ici seront centrées sur la résistance aux forces transversales exercées sur les poutres en acier pendant le lancement.

Le pont est lancé à partir d'une seule rive (culée C0). Afin de réduire et de rattraper la flèche de la partie en console à l'approche d'un appui, on utilise un avant-bec, qui a une longueur de 28 m et dont le poids total décroît de 57 kN/m au niveau de la section transversale attachée à la poutre du pont à 28 kN/m au niveau de son extrémité libre. Un contreventement provisoire est ajouté entre les semelles supérieures pour le processus de lancement. On utilise des patins possédant une longueur de chargement $\mathbf{s_s}$ □ □□□ **m**.

La détermination de la résistance aux forces transversales (« patch loading ») est effectuée conformément à la Section 6 de l'EN 1993-1-5 en 4.2.2. Les différentes situations de lancement qui seront vérifiées sont présentées. Dans tous les diagrammes, les sollicitations et les réactions aux appuis sont données pour une moitié de la poutre-caisson.

Comme indiqué dans la, la situation de lancement la plus défavorable a été déterminée pour une flexion maximale qui correspond à une position x = 448 m de la poutre en acier.

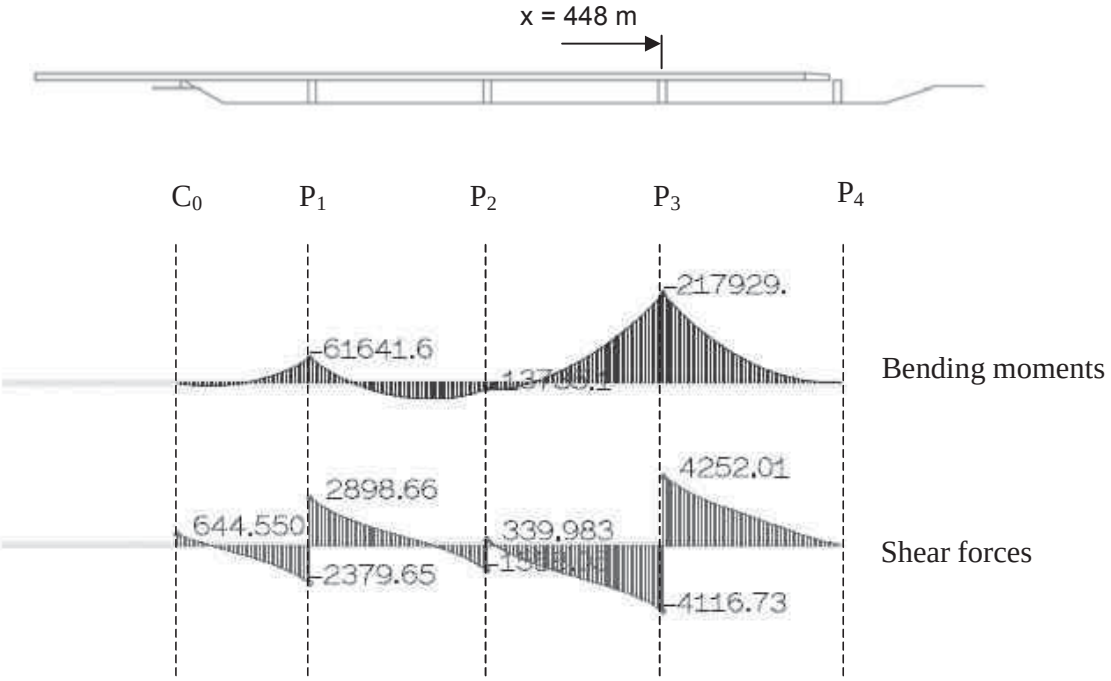


Figure 4-5 : Situation de lancement n°1
(la plus défavorable pour le moment de flexion sur appui intermédiaire)

Comme indiqué dans la Figure 4-6, la situation de lancement la plus défavorable pour la section transversale la plus faible a été déterminée : elle correspond à une position x = 484 m de la poutre.

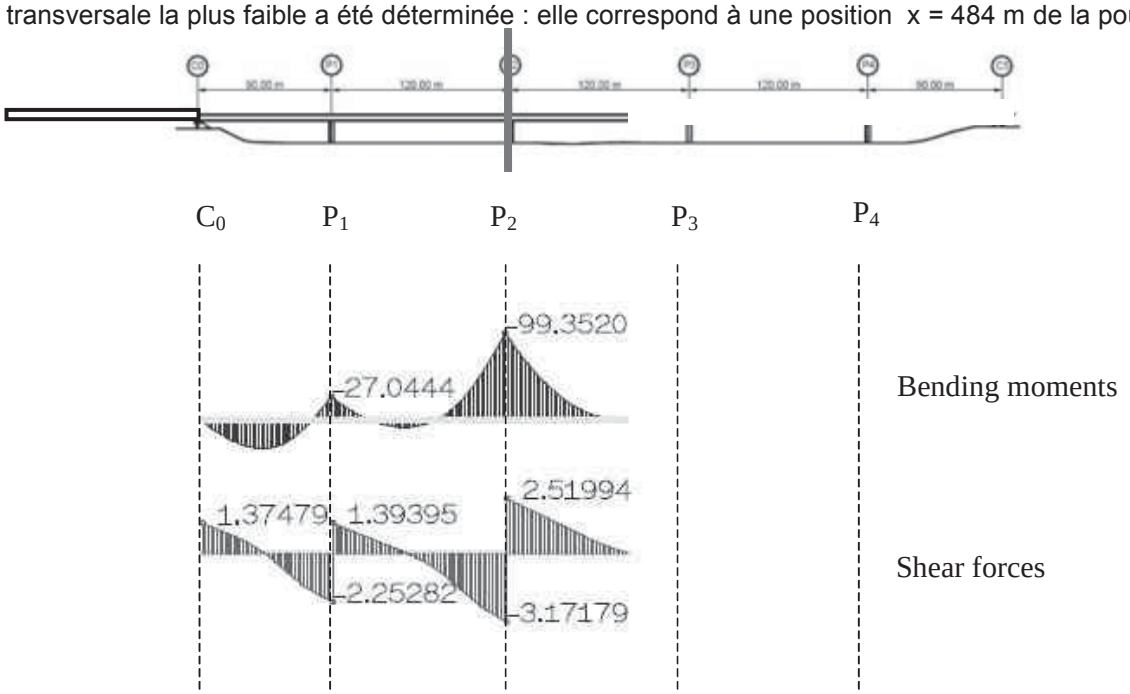


Figure 4-6 : Situation de lancement n°2
(la plus défavorable pour la section transversale d'extrémité de travée la plus faible)

Comme indiqué dans la Figure 4-7, la situation de lancement la plus défavorable pour la distribution de l'effort tranchant a été déterminée, qui correspond à une position x = 408 m de la poutre en acier.

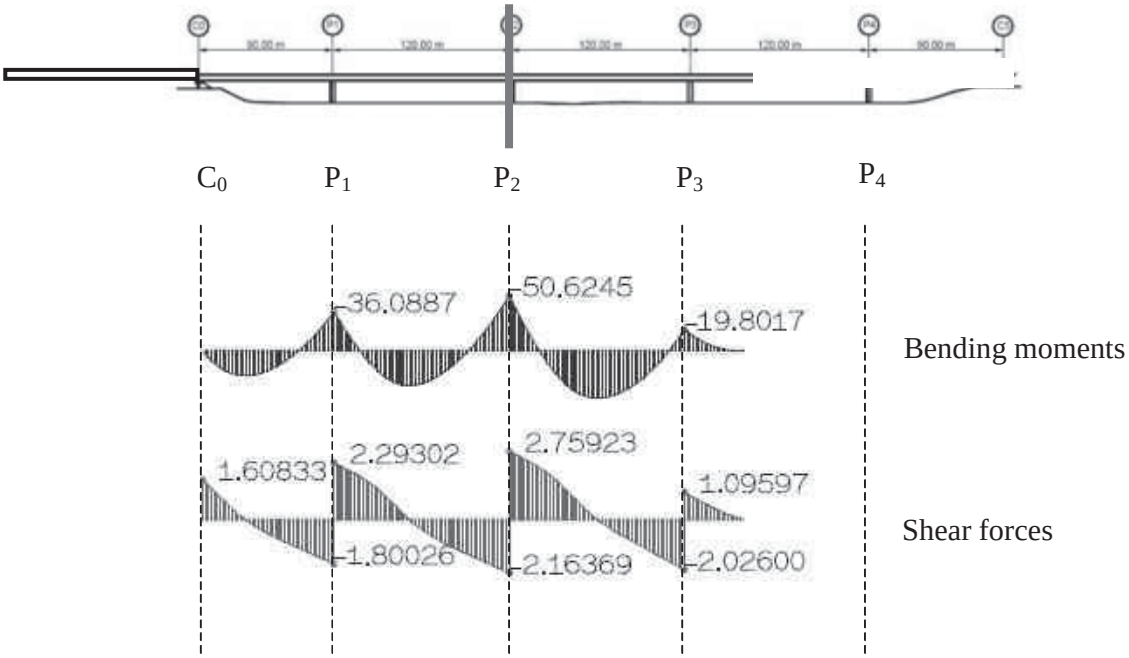


Figure 4-7 : Situation de lancement n°3
(la plus défavorable pour la section de mi-travée la plus faible)

Les dimensions du panneau étudié au niveau des sections transversales décisives sont données dans le Tableau 4-1 et la Figure 4-8. L'âme est raidie dans le sens longitudinal à $0{,}2 \cdot h_w$ par référence à l'axe neutre du raidisseur, ce qui constitue une position de raidisseur efficace dans le cas de charges partiellement réparties et peut ne pas être forcément en accord avec le choix des positions des raidisseurs dans les autres sections de ce document, et l'espacement des raidisseurs verticaux est basé sur les vérifications du déversement, soit 4,0 m dans ce cas.

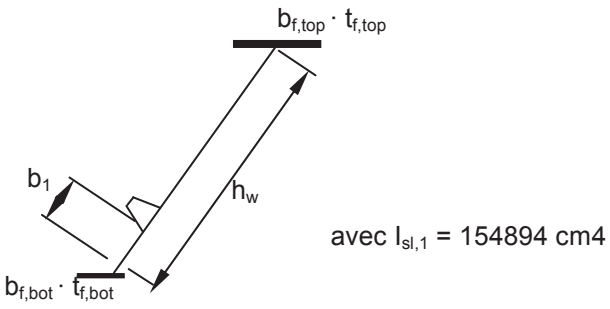


Figure 4-8 : Dimensions du panneau étudié

		Situations de lancement		
		n°1	n°2	n°3
$b_{f,top}$	[mm]	1500	1500	1500
$t_{f,top}$	[mm]	184	70	50
h_w	[mm]	4539.4	4726.2	4762.6
t_w	[mm]	27	20	18
$b_{f,bot}$	[mm]	1015.3	527.1	405.1
$t_{f,bot}$	[mm]	75	35	25
b_1	[mm]	657.9	695.2	702.5

Tableau 4-1 : Dimensions des panneaux étudiés (en mm)

Les sollicitations de calcul (à utiliser avec la Section 6 de l'EN 1993-1-5) sont données ci-dessous sur la base des résultats de l'analyse globale. Pour les sollicitations et les réactions aux appuis, les valeurs sont données pour chaque âme.

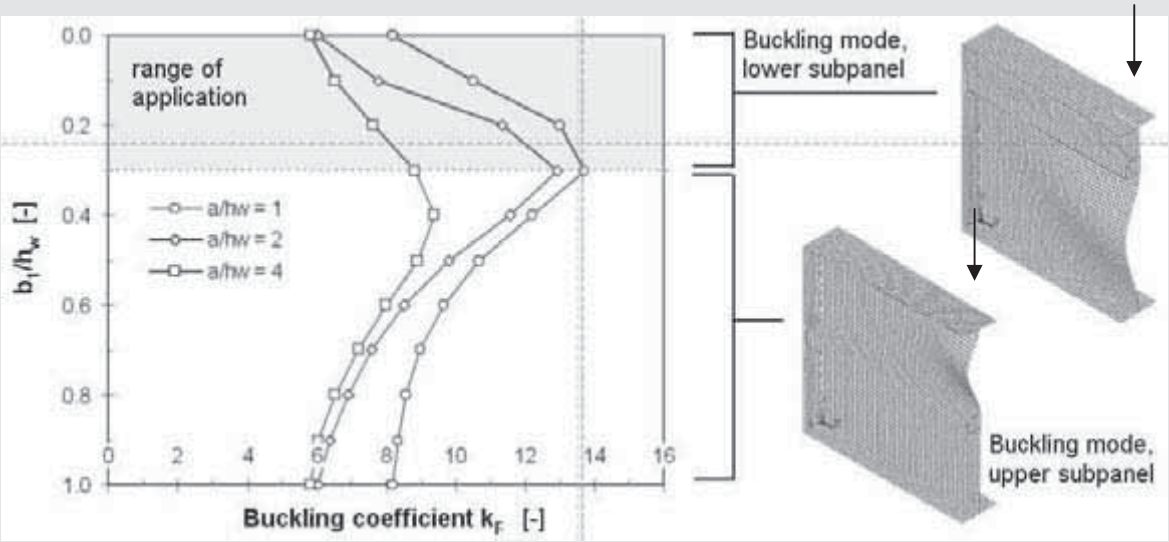
		Situations de lancement		
		n°1	n°2	n°3
M_{Ed}	[MNm]	-217.93	-99.35	-50.62
$V_{Ed,max}$	[MN]	4.25	3.17	2.16
$V_{Ed,applied} = V_{Ed,max} - F_{Ed}/2$	[MN]	-0.83	-0.29	-0.83
F_{Ed}	[MN]	8.37	5.69	4.92
$F_{Ed,web}$	[MN]	10.15	6.91	5.97
$F_{Ed,bottom\ plate}$	[MN]	5.75	3.91	3.38

Tableau 4-2 : Sollicitations de calcul

Les calculs en 4.2.2 ont montré que le moment fléchissant négatif n'a une influence sur la résistance aux charges transversales que pour la position de lancement n°1. Dans tous les cas, l'effort tranchant additionnel est presque négligeable. Pour ces raisons, le calcul pour la situation de lancement n°1 est donné en détail en 4.2.2.1, tandis que pour les situations de lancement n°2 et n°3, qui concernent les vérifications au niveau de la mi-travée et de la travée d'extrémité, seuls les résultats sont présentés en 4.2.2.2 et en 4.2.2.3.

□alcul de la force trans□ersale criti□ue □$_{cr}$

Dans l'EN 1993-1-5, le calcul de la charge transversale critique pour une âme raidie longitudinalement est basée sur la plus faible des valeurs de k_F. Le diagramme ci-dessous montre les valeurs de k_F pour différentes valeurs du coefficient d'aspect du panneau d'âme et pour plusieurs positions du raidisseur. Ce qui permet de conclure que la formule de l'EN 1993-1-5 ne s'applique que pour les branches ascendantes des courbes et son utilisation doit être de ce fait limitée au domaine $b_1/h_w \leq 0.3$.



Ainsi, en effectuant les calculs selon l'EN 1993-1-5, la position la plus interessante du raidisseur est à b_1/h_w = 0,3, bien que cela puisse ne pas être vrai en réalité. En général, le résistance aux charges transversales (patch loading) augmente quand la distance entre le raidisseur et la semelle chargée diminue. Dans le projet COMBRI, ce paradoxe a été résolu, voir [7] ainsi que [5] et [9].

□ormulation am□lior□e de la r□sistance au□ forces trans□ersales

Dans le projet de recherche ComBri et dans [5], [9], il a été montré qu'en prenant une valeur de m2 égale à 0 et en recalibrant la courbe de réduction pour prendre en compte le changement de définition de la charge ultime, non seulement la formulation de la résistance aux forces transversales peut être améliorée mais aussi la dispersion du modèle, qui est ainsi réduite. Alors que les travaux dans [5] sont relatifs à un modèle amélioré de résistance pour les poutres non raidies longitudinalement, ceux dans [9] peuvent être utilisés avec les règles Eurocodes actuelles. Pour cette raison, dans l'Annexe Nationale allemande de l'EN 1993-1-5 [11], le modèle proposé dans [9] a été adopté comme règle nationale pour le calcul de la résistance aux forces transversales des poutres raidies longitudinalement. Pour plus de détails, se reporter au rapport final du projet de recherche ComBri [7].

On trouve en page suivante un exemple de calcul suivant [9].

Vérification du raidisseur dans la section de l'âme

Situation de lancement n°1

Dans cette section, on détermine la résistance aux forces transversales conformément à la Section 6 de l'EN 1993-1-5. L'interaction entre la force transversale et le moment fléchissant est vérifiée conformément à la Section 7 de l'EN 1993-1-5.

Détermination de la charge critique F_{cr}

$$\gamma_{s.} := 10.9 \times \frac{I_{sl.1}}{h_w \times t_w^3} \qquad \gamma_{s.} = 188.96$$

$$\gamma_{s.min} := 13 \times \left(\frac{a}{h_w}\right)^3 + 210 \times \left(0.3 - \frac{b_1}{a}\right) \qquad \gamma_{s.min} = 37.36$$

$$\gamma_s := \begin{cases} 10.9 \times \dfrac{I_{sl.1}}{h_w \times t_w^3} & \text{if } \gamma_{s.} \le \gamma_{s.min} \\ 13 \times \left(\dfrac{a}{h_w}\right)^3 + 210 \times \left(0.3 - \dfrac{b_1}{a}\right) & \text{if } \gamma_{s.} > \gamma_{s.min} \end{cases}$$

$$\gamma_s = 37.36$$

$$k_F := 6 + 2 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + \left(5.44 \times \frac{b_1}{a} - 0.21\right) \times \sqrt{\gamma_s} \qquad k_F = 12.76$$

$$F_{cr} := 0.9 \times k_F \times 210000\,MPa \times \frac{t_w^3}{h_w} \qquad F_{cr} = 10.46\,MN$$

Détermination de la charge ultime F_y

$$m_1 := \frac{f_{yf} \times b_f}{f_{yw} \times t_w} \qquad m_1 = 35.42$$

$$m_2 := 0.02 \times \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \qquad m_2 = 73.26$$

$$l_y := s_s + 2 \times t_f \times \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right)$$

$$l_y := \begin{cases} l_y & \text{if } l_y \le a \\ a & \text{if } l_y > a \end{cases} \qquad l_y = 4000\,mm$$

$$F_y := l_y \times t_w \times f_{yw} \qquad F_y = 37.26\,MN$$

□□em□le de calcul bas□sur la m□t□ode □ro□os□e □ar □a□aine □□□

Charge critique F_{cr} :

$F_{cr.1} := F_{cr}$ $\qquad F_{cr.1} = 10.46\,MN$

$$k_{F.2} := \left[0.8\times\left(\frac{s_s + 2\times t_f}{a}\right) + 0.6\right]\times\left(\frac{a}{b_1}\right)^{0.6\times\left(\frac{s_s+2\times t_f}{a}\right)+0.5}$$ $\qquad k_{F.2} = 7.12$

$$F_{cr.2} := k_{F.2}\times 189800MPa\times\frac{t_w^{\,3}}{b_1}$$ $\qquad F_{cr.2} = 40.41\,MN$

$$F_{cr.} := \frac{F_{cr.1}\times F_{cr.2}}{F_{cr.1} + F_{cr.2}}$$ $\qquad F_{cr.} = 8.31\,MN$

Charge ultime F_y : (coefficient m_2 pris égal à 0)

$m_{2.} := 0$

$l_{y.} := s_s + 2\times t_f\times\left(1 + \sqrt{m_1}\right)$

$$l_{y.} := \begin{cases} l_y & \text{if } l_y \le a \\ a & \text{if } l_y > a \end{cases}$$ $\qquad l_{y.} = 4000\,mm$

$F_{y.} := l_{y.}\times t_w\times f_{yw}$ $\qquad F_{y.} = 37.26\,MN$

Elancement réduit $\bar{\lambda}_F$

$$\lambda_{F.} := \sqrt{\frac{F_{y.}}{F_{cr.}}}$$ $\qquad \lambda_{F.} = 2.12$

Coefficient de réduction χ_f :

$\phi := 0.5\times\left[1 + 0.21\times\left(\lambda_F - 0.80\right) + \lambda_F\right]$ $\qquad \phi = 1.56$

$$\rho := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_F}}$$ $\qquad \rho = 0.436$

Résistance aux forces transversales :

$L_{eff.} := \rho\times l_{y.}$ $\qquad L_{eff.} = 1744.7\,mm$

$$F_{Rd.} := \frac{f_{yw}\times L_{eff.}\times t_w}{\gamma_{M1}}$$ $\qquad F_{Rd.} = 14.77\,MN$

$$\eta_2 := \frac{F_{Ed.web}}{F_{Rd.}}$$ $\qquad \eta_2 = 0.687$

Détermination de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_F$

$$\lambda_F := \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \qquad \lambda_F = 1.89$$

Ici, l'élancement réduit est supérieur à 0,5, ce qui constitue une condition préalable à l'utilisation de la formule donnée ci-dessus pour m_2. Pour $\overline{\lambda}_F \leq 0{,}5$, m_2 doit normalement être pris égal à zéro conformément à la clause 6.5(1) de l'EN 1993-1-5.

Détermination du coefficient de réduction χ_F

$$\chi_F := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \lambda_F \leq 0.5 \\ \dfrac{0.5}{\lambda_F} & \text{if } \lambda_F > 0.5 \end{cases} \qquad \chi_F = 0.26$$

Détermination de la résistance aux forces transversales

$$L_{eff} := \chi_F \cdot l_y \qquad L_{eff} = 1059.6\,\text{mm}$$

$$F_{Rd} := \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \qquad F_{Rd} = 8.97\,\text{MN}$$

$$\eta_2 := \frac{F_{Ed.web}}{F_{Rd}} \qquad \eta_2 = 1.132$$

Etant donné que η_2 = 1,132 > 1,0 la vérification des forces transversales n'est pas satisfaite, et donc les cas d'interaction ne sont également pas satisfaits, mais ils sont indiqués par souci d'exhaustivité.

Exemple de calcul basé sur la méthode proposée par Lagaine (suite)

EN suivant la procédure recommandée dans l'EN 1993-1-5, la résistance aux forces transversales ne peut pas être montrée ; une solution serait de d'occuper l'épaisseur de l'âme t_w à 30 mm. En appliquant l'EN 1993-1-5, modifier la position du raidisseur ou accroitre la longueur de chargement ne permettrait pas d'augmenter notablement la résistance. Cependant, les modèles proposés dans [9] et [5], et résumés dans [7], permettent d'estimer la valeur plus élevée de la résistance aux forces transversales qui existe en réalité sans passer par une simulation numérique. Ici, on a montré que la méthode de [9] améliore le modèle de résistance aux forces transversales par rapport aux inconvénients décrits dans la remarque sur la détermination de la charge critique F_{cr}.

Interaction entre force transversale et moment de flexion

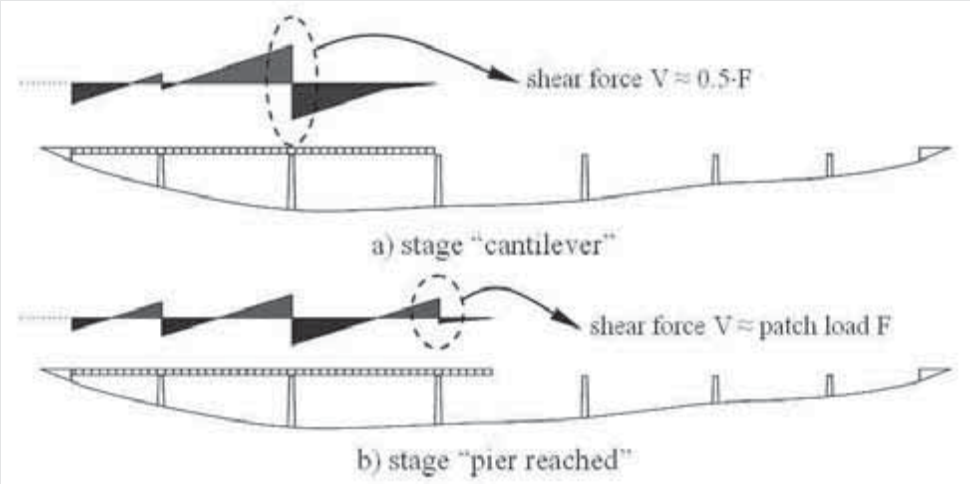
D'après la clause 7.2(1) de l'EN 1993-1-5 [EC3-1-5], l'interaction doit se vérifier comme suit :

$$\eta_2 + 0{,}8\,\eta_1 \leq 1{,}4$$

Si on suppose que $\eta_2 = 1.0$, il peut être démontré que l'influence du moment fléchissant ne doit être prise en compte que si $\eta_1 > 0.5$.

Interaction entre force transversale et effort tranchant

Dans le cadre du projet COMBRI, des études expérimentales et numériques sur des poutres métalliques ont été réalisées dans l'objectif de proposer une fonction pour l'interaction de l'effort tranchant et des charges transversales. Ces études ont clairement montré que l'interaction n'est pas négligeable. Bien que cela puisse a priori apparaitre sévère, les conditions spécifiques de lancement doivent être prises en compte. Pour cela, la Figure ci-dessous montre deux sitations de lancement caractéristiques : a) quand la poutre du pont est sur le point d'arriver sur un appui intermédiaire, créant ainsi un porte-à-faux, b) quand la poutre a atteint la pile.



Interaction entre force transversale et moment de flexion

Ici, η_1 = 0,580 > 0,5 de sorte que l'interaction avec le moment fléchissant doit être prise en compte.

$$\sigma_{x.Ed} := \frac{M_{Ed}}{W_{bot}} \qquad \sigma_{x.Ed} = 189.42\,\text{MPa}$$

$$\eta_1 := \frac{\sigma_{x.Ed}}{\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \qquad \eta_1 = 0.58$$

$$\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 = 1.60$$

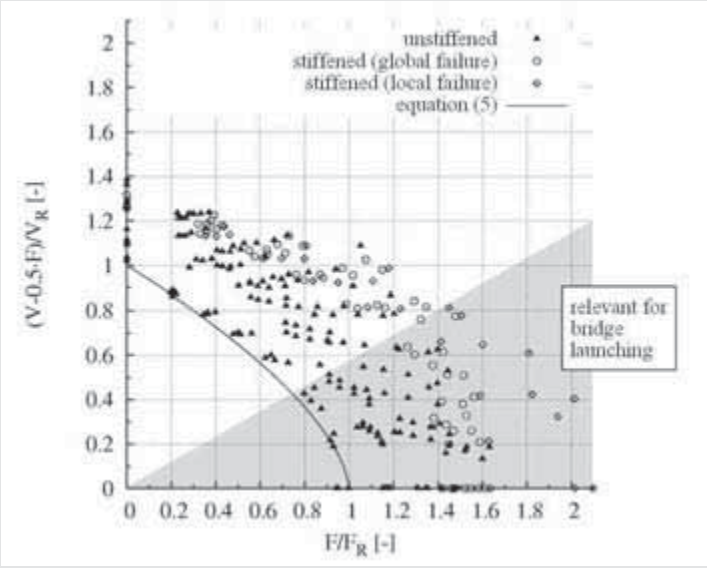
W_{bot} prend en compte les effets de voilement de plaque dans la semelle inférieure et dans les âmes.

Interaction entre force transversale et effort tranchant

Bien que le panneau concerné soit soumis à un effort tranchant additionnel V_{Ed} = 0,83 MN qui n'est pas induit par les charges uniformément réparties, cette interaction n'est pas prise en compte dans l'EN 1993-1-5.

Interaction entre force tranversale et effort tranchant (suite)

Dans la situation b), la valeur maximale de l'effort tranchant dans la poutre est approximativement égale à la force transversale appliquée (patch load). Dans ce cas, il est pertinent de prendre en compte l'interaction, conduisant cependant à des réductions limités, de l'ordre de 10%, voir le diagramme d'interaction ci-dessous.



L'équation d'interaction proposée dans [7] est : $\left(\frac{V-0.5\times F}{V_R}\right)^a + \left(\frac{F}{F_R}\right)^b \leq 1.0$ avec $a = 1.6$, $b = 1.0$

Dans cet exemple, cela donnerait, avec le modèle de résistance aux forces transversales d'après [9] :

$$\left(\frac{0.83}{20.71}\right)^{1.6} + \left(\frac{10.15}{14.77}\right) = 0.01 + 0.67 = 0.68 < 1.0$$

Situation de lancement n°2

Les résultats pour la situation de lancement n°2 sont résumés ci-dessous :

$F_{cr} = 4.19\,MN$ $\quad$ $F_y = 27.60\,MN$

$F_{Rd} = 4.89\,MN$ $\quad$ $\eta_2 = 1.413$

$\eta_1 = 0.456$

Ici, η_1 = 0,456 < 0,5 de sorte que l'interaction avec le moment fléchissant n'est pas prise en compte.

La section transversale ne peut être vérifiée pour la situation de lancement n°2, voir également la Figure 4-4 du résumé.

Situation de lancement n°3

Les résultats pour la situation de lancement n°3 sont résumés ci-dessous :

$F_{cr} = 3.05\,MN$ $\quad$ $F_y = 24.84\,MN$

$F_{Rd} = 3.96\,MN$ $\quad$ $\eta_2 = 1.510$

$\eta_1 = 0.294$

Ici, η_1 = 0,294 < 0,5 de sorte que l'interaction avec le moment fléchissant n'est pas prise en compte.

La section transversale ne peut être vérifiée pour la situation de lancement n°3, voir également la Figure 4-4 du résumé.

Vérification vis-à-vis la section de l'âme

Panneau étudié (situation de lancement nº1)

Dans cette section, on détermine la résistance aux charges partiellement réparties conformément à la Section 10 de l'EN 1993-1-5. Pour cet exemple, la situation de lancement nº1 a été choisie. Le champ de contraintes résultant agissant au niveau du panneau étudié est indiqué dans la Figure 4-3.

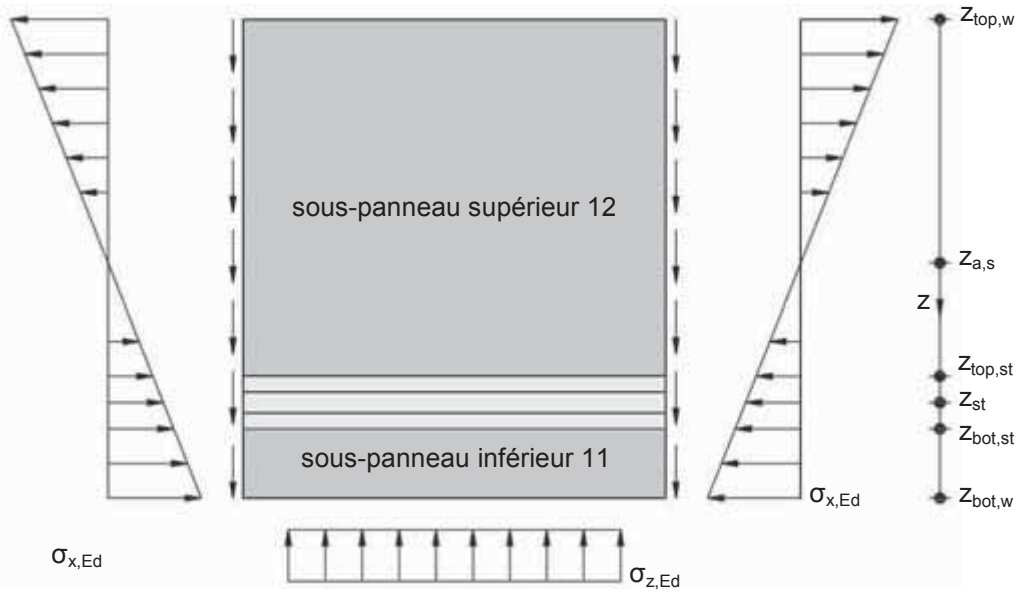


Figure 4-9 : Champs de contraintes dans le panneau étudié

Le moment d'inertie de la section en acier brute à la position x = 448 m est $I_a = 4{,}524 \cdot 10^8$ cm^4. La prise en compte du traînage de cisaillement n'est pas nécessaire car $b_0 < L_e/50$, cf. EN 1993-1-5, Section 3.1, de sorte que les valeurs duTabeau 4-3 ont été déterminées directement.

$b_p := 6.5\text{m}$ $\qquad$ $L_3 := 92\text{m}$

$b_0 := \frac{b_p}{2}$ $\qquad$ $b_0 = 3.25\ \text{m}$

$L_e := 2 \cdot L_3$ $\qquad$ $\frac{L_e}{50} = 3.68\ \text{m}$

Position [Index]	z-axis [mm]	W [cm^3]	$\sigma_{x,Ed}$ [MPa]	$\sigma_{,z,Ed}$ [MPa]
"top,w"	-1906.3	-1186573	-183.7	0.0
"top,st"	880.5	2569047	84.8	72.9
"st"	1086.5	2081882	104.7	81.7
"bot,st"	1292.5	1750027	124.5	87.7
"bot,w"	1834.7	1232880	176.8	98.4

Tableau 4-3 : Valeurs dans la panneau étudié (cf. Figure 4-3) (Compression positive)

Les dimensions suivantes proviennent de 4.2.1 :

Largeurs des sous-panneaux : $b_{11} = b_1 = 657{,}9$ mm

$b_{12} = 3381{,}5$ mm

Largeurs des sous-panneaux jusqu'à l'axe du raidisseur: $b_{11,st} = 907{,}9$ mm

$b_{12,st} = 3631{,}5$ mm

La valeur de la contrainte de cisaillement additionnelle est $\tau_{Ed} = 0{,}6$ MPa.

Les rapports de contraintes peuvent être déterminés d'après le Tableau 4-3 :

Total : $\psi_{ov} = -1{,}04$

Sous-panneau inférieur n°11 : $\psi_{11} = 0{,}70$

Sous-panneau supérieur n°12 : $\psi_{12} = -2{,}17$

Dans la procédure de vérification suivante, les sous-panneaux n°11 et n°12 ainsi que le raidisseur longitudinal sont vérifiés individuellement.

4.2.3.1.1 Vérification du sous-panneau n°11

Le coefficient d'aspect du sous-panneau est $\alpha_{11} = 6{,}1$.

<u>Détermination du coefficient</u> α_{cr}

La détermination de l'amplificateur de charge minimum α_{cr} utilisé pour que les charges de calcul atteignent la charge critique élastique de la plaque sous l'effet du champ de contraintes total peut être effectuée par l'une des méthodes suivantes :

- **□our cha□ue co□ □osante □u cha□ □ □e contraintes (□ar e□e□ □le □ar un calcul □ anuel)**

$$\sigma_{E.11} := 189800\text{MPa} \times \left(\frac{t_w}{b_{11}}\right)^2 \qquad \sigma_{E.11} = 319.7\,\text{MPa}$$

Contrainte longitudinale critique élastique selon le Tableau 4.1, Section 4.4, EN 1993-1-5

$$k_{\sigma.x.11} := \begin{cases} \dfrac{8.2}{1.05 + \psi_{11}} & \text{if } 1 \ge \psi_{11} > 0 \\ 7.81 - 6.29\psi_{11} + 9.78\psi_{11}^2 & \text{if } 0 \ge \psi_{11} > -1 \\ 5.98 \times (1 - \psi_{11})^2 & \text{if } -1 \ge \psi_{11} > -3 \end{cases} \qquad k_{\sigma.x.11} = 4.674$$

$$\sigma_{cr.x.11} := k_{\sigma.x.11} \times \sigma_{E.11} \qquad \sigma_{cr.x.11} = 1494.2\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.x.11} := \frac{\sigma_{cr.x.11}}{\sigma_{x.Ed.bot.w}} \qquad \alpha_{cr.x.11} = 8.453$$

Contrainte transversale critique élastique selon EBPlate

En raison de la valeur élevée du coefficient d'aspect du sous-panneau (α = 6,1), la détermination de la contrainte transversale critique élastique n'est pas possible par un calcul manuel. Par conséquent, le logiciel EBPlate a été utilisé dans ce cas :

$$\sigma_{cr.z.11} := 360.7\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.z.11} := \frac{\sigma_{cr.z.11}}{\sigma_{z.Ed}} \qquad \alpha_{cr.z.11} = 3.67$$

Contrainte de cisaillement critique élastique selon l'Eq. (A.5), Annexe A.3, EN 1993-1-5

$$k_{\tau.11} := \begin{cases} 5.34 + 4.00 \times \left(\frac{b_{11}}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{b_{11}} \geq 1 \\ 4.00 + 5.34 \times \left(\frac{b_{11}}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{b_{11}} < 1 \end{cases} \qquad k_{\tau.11} = 5.448$$

$$\tau_{cr.11} := k_{\tau.11} \times \sigma_{E.11} \qquad \tau_{cr.11} = 1741.8\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.\tau.11} := \frac{\tau_{cr.11}}{\tau_{Ed}} \qquad \alpha_{cr.\tau.11} = 3162.6$$

Facteur d'emplification de charge minimum selon l'Eq. (10.6), Section 10, EN 1993-1-5

$$\alpha_{cr.11} := \frac{1}{\frac{1+\psi_{11}}{4\alpha_{cr.x.11}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z.11}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi_{11}}{4\alpha_{cr.x.11}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z.11}}\right)^2 + \frac{1-\psi_{11}}{2\times\alpha_{cr.x.11}^{\ 2}} + \frac{1}{\alpha_{cr.\tau.11}^{\ 2}}}}$$

$$\alpha_{cr.11} = 2.638$$

- **□our le cha□ □ □e contraintes total (□ar e□e□ □le au □ o□en □un lo□iciel a□□ro□ri□)**

  En utilisant le logiciel EBPlate, l'amplificateur de charge minimum peut être déterminé en une seule étape : α_{cr} = 3,490.

Dans les calculs ci-dessous, on utilise la valeur α_{cr} = 2,638.

□ontrainte criti□ue □e fla□ □e□ ent □lasti□ue □□un □oteau $\sigma_{cr,c}$

Le calcul de la contrainte critique $\sigma_{cr,c}$ dans la direction transversale doit prendre en compte la distribution non linéaire des contraintes dans l'âme, et il n'existe pas actuellement de méthode de calcul « manuelle » pour cela. Aussi, il est communément admis de considérer une répartition linéaire variable des contraintes dans une barre articulée, avec une contrainte nulle à l'une des extrémités. Dans ce cas, la longueur de flambement s_k peut être calculée d'après la DIN 4114 comme suit :

$$s_k := b_{11} \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.88 \cdot \frac{\sigma_{z.Ed.bot.st} \cdot s_{bot.st}}{\sigma_{z.Ed} \cdot (s_s + 2 \cdot t_f)}}{1.88}}$$

Il est à noter que cette simplification peut conduire à des résultats insécuritaires, car $\sigma_{cr,c}$ est alors sous-estimé et par conséquent le ratio $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$, est sur-estimé, de telle sorte que le comportement de type poteau n'est pas détecté correctement. Plus la longueur de chargement est faible, plus cet écart est important.

□our□e □e r□□uction □our les contraintes transversales□co□ □orte□ ent □e t□□e □oteau et fonction □inter□olation

Le projet COMBRI a montré que la fonction d'interpolation donnée par l'équation (4.13) en 4.5.4 de l'EN 1993-1-5, prenant en compte le flambement de type poteau, n'est pas appropriée pour les contraintes de « patch loading » (forces transversales dans l'âme) agissant dans la direction transversale. En outre, la valeur du rapport $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ pour laquelle un comportement de poteau est considéré, devrait être 2,7 et non 2,0 comme indiqué par l'équation (4.13).

Il faudrait simplement soit une nouvelle fonction d'interpolation soit une nouvelle courbe de réduction qui soit utilisable avec la fonction d'interpolation actuelle. Une nouvelle fonction d'interpolation a été proposée par Seitz [40] et cette méthode est prise en compte dans le rapport final du projet ComBri [7]. Cependant, comme pour les nouvelles normes allemandes DIN-Fachbericht 103 [12], il a été décidé d'utiliser la courbe de réduction de l'Annexe B de l'EN 1993-1-5 pour les contraintes transversales car cette approche est compatible avec les règles actuelles et pourrait très facilement être implémentée dans une révision de la norme. Ainsi, pour une poutre reconstituée par soudage, le Tabeau B1 de l'Annexe B de l'EN 1993-1-5 donne :

$\lambda_{p0} = 0{,}80$ $\alpha_p = 0{,}34$ $\phi_p = 0{,}5\,[1 + \alpha_p\,(\lambda_p - \lambda_{p0}) + \lambda_p]$

Ces paramètres sont utilisés dans la relation suivante :

$$\rho = \frac{1}{\phi_p + \sqrt{\phi_p^{\,2} - \lambda_p}}$$

Cette courbe de réduction est utilisée à la place de l'équation (4.13) dans la section 4.5.4 dans l'EN 1993-1-5.

Détermination de $\alpha_{ult,k}$

$$\sigma_{eq.11} := \sqrt{\sigma_{x.Ed.bot.w}^{2} + \sigma_{z.Ed}^{2} - \sigma_{x.Ed.bot.w} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^{2}} \qquad \sigma_{eq.11} = 153.4\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{ult.k.11} := \frac{f_{yw}}{\sqrt{\sigma_{x.Ed.bot.w}^{2} + \sigma_{z.Ed}^{2} - \sigma_{x.Ed.bot.w} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^{2}}} \qquad \alpha_{ult.k.11} = 2.249$$

Détermination de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_p$

$$\lambda_{p.11} := \sqrt{\frac{\alpha_{ult.k.11}}{\alpha_{cr.11}}} \qquad \lambda_{p.11} = 0.923$$

Détermination des coefficients de réduction

La détermination des coefficients réducteurs peut être effectuée par l'une des méthodes suivantes :

- **utilisation □e □iff□rentes cour□es □e fla□ □e□ ent**

  Contrainte longitudinale selon l'Eq. (4.2), Section 4.4, EN 1993-1-5

$$\rho_{x.11} := \frac{\lambda_{p.11} - 0.055 \cdot (3 + \psi_{11})}{\lambda_{p.11}^{2}} \qquad \rho_{x.11} = 0.844$$

  Vérification du comportement de type poteau dans le sens longitudinal

  Le flambement de type poteau dans le sens longitudinal pour les plaques soumises à une flexion pure ne concerne que les panneaux dont le coefficient d'aspect est inférieur à 1. Par conséquent, le comportement de type poteau n'est pas traité ici.

  Contrainte transversale selon l'Annexe B1 de l'EN 1993-1-5

$$\rho_{z.} := \frac{1}{\phi_{p..} + \sqrt{\phi_{p..}^{2} - \lambda_{p.11}}} \quad \text{with} \quad \phi_{p..} = 0.983 \qquad \rho_{z.} = 0.842$$

  Vérification du comportement de type poteau dans le sens transversal

  En raison de la distribution non-linéaire des contraintes transversales dans l'âme, la détermination de la contrainte de flambement de poteau critique a été effectuée ici le plus précisément possible sur la base de la méthode d'énergie qui prend en compte la distribution de contraintes non linéaire.

$$\sigma_{cr.c.11} = 333.2\,\text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{cr.z.11}}{\sigma_{cr.c.11}} = 1.08 \qquad \xi_{11} := \frac{\sigma_{cr.z.11}}{\sigma_{cr.c.11}} - 1 \qquad \xi_{11} = 0.08$$

□tilisation □e la fonction □inter□olation □ o□ifi□e

Pour comparaison, la nouvelle fonction d'interplation propose par Seitz [40] est appliqué. Les calculs donnent les résultats suivants :

$\eta_{Seitz} = 0,598$

Ici, ξ est proche de 0,0, dénotant un comportement de type poteau pur.

$$\lambda_{c.11} := \sqrt{\frac{f_{yw}}{\sigma_{cr.c1.11}}} \qquad \lambda_{c.11} = 1.051$$

$$\Phi_{11} := 0.5 \cdot \left[1 + 0.21 \cdot \left(\lambda_{c.11} - 0.2\right) + \lambda_{c.11}^{2}\right] \qquad \Phi_{11} = 1.142$$

$$\chi_{c.11} := \frac{1}{\Phi_{11} + \sqrt{\Phi_{11}^{2} - \lambda_{c.11}^{2}}} \qquad \chi_{c.11} = 0.630$$

$$\rho_{c.z.11} := \left(\rho_{z.11.} - \chi_{c.11}\right) \cdot \xi_{11} \cdot \left(2 - \xi_{11}\right) + \chi_{c.11} \qquad \rho_{c.z.11} = 0.663$$

Contrainte de cisaillement selon le Tableau 5.1, section 5.3, EN 1993-1-5

$$\chi_{w.11} := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \lambda_{p.11} < 0.83 \\ \dfrac{0.83}{\lambda_{p.11}} & \text{if } \lambda_{p.11} \geq 0.83 \end{cases} \qquad \chi_{w.11} = 0.899$$

- **utilisation d'une seule courbe de flambement**

  Selon le Tableau B.1, Annexe B.1, EN 1993-1-5 :

$$\lambda_{p0} := 0.80 \qquad \alpha_{p} := 0.34$$

$$\phi_{p.11.} := 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{p} \cdot \left(\lambda_{p.11} - \lambda_{p0}\right) + \lambda_{p.11}\right] \qquad \phi_{p.11.} = 0.983$$

$$\rho_{11} := \frac{1}{\phi_{p.11.} + \sqrt{\phi_{p.11.}^{2} - \lambda_{p.11}}} \qquad \rho_{11} = 0.842$$

$$\rho_{c.11.} := \chi_{c.11} + \left(\rho_{11} - \chi_{c.11}\right) \cdot \xi_{11} \qquad \rho_{c.11.} = 0.651$$

<u>Détermination de la résistance aux charges transversales</u>

- **utilisation de différentes courbes de flambement**

$$\eta_{diff.11} := \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot.w}}{\rho_{x.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^{2} + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_{c.z.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^{2} - \left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot.w}}{\rho_{x.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_{c.z.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_{w.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^{2}}$$

$$\eta_{diff.11} = 0.595$$

- **utilisation d'une seule courbe de flambement**

$$\alpha_{Rd.11} = \frac{\rho_{c.11} \times \alpha_{ult,k.11}}{\gamma_{M1}} \qquad \alpha_{Rd.11} = 1.332 \qquad \eta_{single.11} = \frac{1}{\alpha_{Rd.11}} = 0.751$$

4.2.3.1.2 Vérification du sous-panneau 12

Le coefficient d'aspect du sous-panneau est α_{12} = 1,18.

Dans cette section, seuls les résultats du calcul apparaissent. Pour de plus amples informations, le lecteur est invité à se référer à la section précédente 4.2.3.1.1.

Détermination de α_{cr}

La détermination de l'amplificateur de charge minimum α_{cr} , utilisé pour que les charges de calcul atteignent la charge critique élastique de la plaque sous l'effet du champ de contraintes total, peut être effectuée par l'une des méthodes suivantes :

- **□our c□a□ue com□osante du c□am□ de contraintes □□ar e□em□le □ar un calcul manuel□**

  Contrainte longitudinale critique élastique selon le Tableau 4.1, Section 4.4, EN 1993-1-5

$$k_{\sigma.x.12} = 59.907 \qquad \sigma_{cr.x.12} = 724.9\,\text{MPa} \qquad \alpha_{cr.x.12} = 8.546$$

  Contrainte transversale critique élastique avec k = 3,8 selon le Tableau 8.12 [38]

$$\sigma_{cr.z.12} := k_{12} \times \sigma_{E.12} \times a \times \frac{1}{s_{top.st}} \qquad \sigma_{cr.z.12} = 58.05\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.z.12} := \frac{\sigma_{cr.z.12}}{\sigma_{z.Ed.top.st}} \qquad \alpha_{cr.z.12} = 0.60$$

  Contrainte de cisaillement critique élastique selon l'Eq. (A.5), Annexe A.3, EN 1993-1-5

$$k_{\tau.12} = 8.199 \qquad \tau_{cr.12} = 99.2\,\text{MPa} \qquad \alpha_{cr.\tau.12} = 180.137$$

  Facteur d'amplification de charge minimum selon l'Eq. (10.6), Section 10, EN 1993-1-5

$$\alpha_{cr.12} = 0.616$$

- **□our le c□am□ de contraintes total □□ar e□em□le en utilisant un lo□iciel a□□ro□rié□**

  En utilisant un logiciel, par exemple ici le logiciel EBPlate, l'amplificateur de charge minimum peut être déterminé en une seule étape : α_{cr} = 0,889.

Dans les calculs ci-dessous, on utilise la valeur α_{cr} = 0,616.

Détermination de $\alpha_{ult,k}$

$$\sigma_{eq.12} = 91.3\,\text{MPa} \qquad \alpha_{ult.k.12} = 3.735$$

□ontrainte criti□ue de flambement de □oteau $\sigma_{cr□c}$

Le calcul de $\sigma_{cr,c}$ dans la direction transversale doit prendre en compte la répartition non linéaire des contraintes dans l'âme. Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul « manuelle » le permettant. En alternative, il est communément admis de considérer une variation linéairement variable des contraintes dans une barre articulée, avec une contrainte nulle à l'une des extrémités, ce qui permet alors le calcul suivant d'après la DIN 4114 : $\sigma_{cr,c} = 1.88 \cdot \sigma_E$.

Il est important de noter que cette simplification peut conduire à des résultats insécuritaires, car $\sigma_{cr,c}$ est sous-estimé et en conséquence le rapport $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ est surestimé, de telle sorte que le comportement de type poteau n'est pas détecté de manière adéquate. Plus la longueur de chargement est petite, plus l'erreur est importante.

□ourbe de réduction □our les contraintes trans□ersales□com□ortement de t□□e □oteau et fonction d□inter□olation

Le projet COMBRI a montré que la fonction d'interpolation donnée par l'équation (4.13) en 4.5.4 de l'EN 1993-1-5, prenant en compte le flambement de type poteau, n'est pas appropriée pour les contraintes de « patch loading » (forces transversales dans l'âme) agissant dans la direction transversale. En outre, la valeur du rapport $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ pour laquelle un comportement de poteau est considéré, devrait être 2,7 et non 2,0 comme indiqué par l'équation (4.13).

Il faudrait simplement soit une nouvelle fonction d'interpolation soit une nouvelle courbe de réduction qui soit utilisable avec la fonction d'interpolation actuelle. Une nouvelle fonction d'interpolation a été proposée par Seitz [40] et cette méthode est prise en compte dans le rapport final du projet ComBri [7]. Cependant, comme pour les nouvelles normes allemandes DIN-Fachbericht 103 [12], il a été décidé d'utiliser la courbe de réduction de l'Annexe B de l'EN 1993-1-5 pour les contraintes transversales car cette approche est compatible avec les règles actuelles et pourrait très facilement être implémentée dans une révision de la norme. Ainsi, pour une poutre reconstituée par soudage, le Tabeau B1 de l'Annexe B de l'EN 1993-1-5 donne :

$$\lambda_{p0} = 0{,}80 \qquad \alpha_p = 0{,}34 \qquad \phi_p = 0{,}5\,[1 + \alpha_p\,(\lambda_p - \lambda_{p0}) + \lambda_p]$$

Ces paramètres sont utilisés dans la relation suivante :

$$\rho = \frac{1}{\phi_p + \sqrt{\phi_p^{\,2} - \lambda_p}}$$

Cette courbe de réduction est utilisée à la place de l'équation (4.13) dans la section 4.5.4 dans l'EN 1993-1-5.

Détermination de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_p$

$$\lambda_{p.12} = 2.462$$

Détermination des coefficients de réduction

La détermination des coefficients réducteurs peut être effectuée par l'une des méthodes suivantes :

- **utilisation de différentes courbes de flambement**

Contrainte longitudinale selon l'Eq. (4.2), Section 4.4, EN 1993-1-5

$$\rho_{x.12} = 0.399$$

Vérification du comportement de type poteau dans le sens longitudinal

Le flambement de type poteau dans le sens x pour les plaques soumises à une flexion pure ne concerne que les panneaux dont le coefficient d'aspect est inférieur à 1. Par conséquent, le comportement de type poteau n'est pas traité ici.

Contrainte transversale selon l'Annexe B1 de l'EN 1993-1-5

$$\rho_{z.12.} = 0.305$$

Vérification du comportement de type poteau dans le sens transversal

En raison de la distribution non linéaire des contraintes transversales dans l'âme, la détermination de la contrainte de type poteau critique a été effectuée ici le plus précisément possible sur la base de la méthode d'énergie qui prend en compte la distribution des contraintes non linaire.

$$\sigma_{cr.c.12} = 27.86\,\text{MPa} \qquad \frac{\sigma_{cr.z.12}}{\sigma_{cr.c.12}} = 2.08 \qquad \xi_{12} = 1.08$$

Parce que ξ > 1,0, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le comportement de type poteau conformément au calcul du code. Cependant, comme cela a été démontré par Seitz, la fonction d'interpolation n'est pas totalement sécuritaire.

Contrainte de cisaillement selon le Tableau 5.1, section 5.3, EN 1993-1-5

$$\chi_{w.12} = 0.337$$

- **utilisation d'une seule courbe de flambement**

Selon le Tableau B.1, Annexe B.1, EN 1993-1-5

$$\phi_{p.12.} = 2.014 \qquad \rho_{12} = 0.305$$

□tilisation de la fonction d□inter□olation modifiée

Pour comparaison, la nouvelle fonction d'interplation propose par Seitz [40] est appliqué. Les calculs donnent les résultats suivants :

$\eta_{Seitz} = 0{,}915$

□□□ □□□□□ □artie □□□lement □□□□□

□érifications com□lémentairesdes □la□ues soumises □ des contraintes trans□ersales σ□

Pour les plaques raidies longitudinalement soumises à des contraintes transversales sy, les raidisseurs longitudinaux doivent être vérifiés en utilisant une méthode élastique d'analyse au second ordre basée sur les hypotheses suivantes :

- Le raidisseur longitudinal étudié est considéré comme un élément sur appuis simples avec une imperfection initiale w_0 égale à $b_{ik}/250$, où b_{ik} est la plus petite des largeurs des sous panneaux adjacents.
- Les liaisons du raidisseur avec les sous-panneaux sont généralement supposées articulées. Dans le cas contraire, où cette liaison est supposée rigide, la charge dans les sous-panneaux connectés au raidisseur doivent être prises en compte.

Détermination de la résistance aux charges transversales

- **utilisation de différentes courbes de flambement**

$\eta_{diff.12} = 0.772$

- **utilisation d'une seule courbe de flambement**

$\alpha_{Rd.12} = 1.037$ $\qquad$ $\eta_{single.12} = \frac{1}{\alpha_{Rd.12}} = 0.965$

4.2.3.1.3 Vérification du raidisseur longitudinal

En général, la résistance du raidisseur longitudinal peut être calculée soit selon la théorie du second ordre soit au moyen d'un coefficient de flambement et d'une courbe de réduction. Dans ce dernier cas, il est de la plus haute importance de déterminer le coefficient de flambement correctement, ce qu'un logiciel d'analyse perfectionné comme EBPlate [13] peut contribuer à faire. Toutefois, dans cet exemple, un coefficient de flambement ne pouvait être explicitement déterminé pour le raidisseur longitudinal car la flèche du raidisseur était toujours trouvée combinée avec voilement locaux de sous-panneaux d'un ordre supérieur. Par conséquent, une vérification basée sur la théorie du second ordre est suivie ici.

Contrairement à l'EN 1993-1-5, la norme allemande DIN 18800 Partie 3, Element (801) [10] donne des règles pour la vérification des raidisseurs longitudinaux situés dans des panneaux soumis à des charges transversales. Ces règles complémentaires seront utilisées pour déterminer la résistance du raidisseur dans cet exemple.

Détermination de l'imperfection initiale du raidisseur

$$w_0 := \min\left(\frac{b_{11.st}}{250}, \frac{b_{12.st}}{250}\right) \qquad w_0 = 3.63\,mm$$

Effort axial agissant sur le raidisseur

L'effort agissant sur le raidisseur est calculé au moyen de la contrainte directe $\sigma_{x,st}$ et de la section transversale brute du raidisseur A_{st}. La section transversale brute du raidisseur est déterminée conformément à l'EN 1993-1-5, Figure A.1 :

$$b_{11.part} := \frac{3 - \psi_{11}}{5 - \psi_{11}} \cdot b_{11} \qquad b_{11.part} = 351.6\,mm$$

$$b_c := b_{12} - \left|z_{top.w}\right| \qquad b_c = 1475.2\,mm$$

$$b_{c.part} := 0.4 \cdot b_c \qquad b_{c.part} = 590.1\,mm$$

$$A_{st} := A_{sl.1} + t_w \cdot \left(b_{11.part} + b_{st} + b_{c.part}\right) \qquad A_{st} = 575.84\,cm^2$$

$$N_{x.st} := A_{st} \cdot \sigma_{x.Ed.st} \qquad N_{x.st} = 6.03\,MN$$

Charges transversales agissant sur le raidisseur

La contrainte transversale $\sigma_{z,Ed,st}$ agit sur le raidisseur uniquement sur la longueur de chargement s_{st}. Elle peut être recalculée de sorte à obtenir une contrainte transversale équivalente $\sigma_{z,Ed,st,eq}$ agissant sur la totalité du raidisseur, et un coefficient q, de la façon suivante :

$$\sigma_{z.Ed.st.eq} := \sigma_{z.Ed.st} \cdot \left(\frac{s_{st}}{a} + \frac{1}{\pi} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot s_s}{a} \right) \right) \qquad \sigma_{z.Ed.st.eq} = 80.4\,\text{MPa}$$

$$q := \sigma_{z.Ed.st.eq} \cdot t_w \cdot \left(\frac{1}{b_{11.st}} + \frac{1}{b_{12.st}} \right) + \left(\frac{\pi}{a} \right)^2 \cdot N_{x.st} \qquad q = 6.706\,\text{MPa}$$

Vérification du raidisseur selon la théorie du second ordre

Avec la force critique $N_{x,cr}$ du raidisseur et l'influence de la fondation élastique c_f, on peut déterminer la déformation élastique $w_{el,II}$ et le moment fléchissant M_{II} selon la théorie du second ordre; et avec la distance maximale $z_{st,1}$ = 393,3 mm jusqu'à la fibre extérieure et le moment d'inertie $I_{sl.1}$ = 154894 cm^4 du raidisseur longitudinal, la vérification peut être effectuée.

$$N_{x.cr} := \frac{\pi^2 \cdot 210000\text{MPa} \cdot I_{sl.1}}{a^2} \qquad N_{x.cr} = 200.65\,\text{MN}$$

$$c_f := \left(\frac{\pi}{a} \right)^2 \cdot N_{x.cr} \qquad c_f = 123.8\,\text{MPa}$$

$$w_{el.II} := \frac{q \cdot w_0}{c_f - q} \qquad w_{el.II} = 0.21\,\text{mm}$$

$$M_{II} := N_{x.cr} \cdot w_{el.II} \qquad M_{II} = 0.042\,\text{MNm}$$

$$\sigma := \sigma_{x.Ed.st} + \frac{M_{II}}{I_{sl.1}} \cdot z_{st.1} \qquad \sigma = 115.3\,\text{MPa}$$

$$\eta := \frac{\sigma}{\frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}} \qquad \eta = 0.37$$

□□□□□□□ □□le de fond de caisson

4.2.3.2.1 Application des sections 3, 9 et 10 de l'EN 1993-1-5 à la situation de lancement n°1

On détermine la résistance ultime de la plaque inférieure raidie dans le sens longitudinal conformément aux sections 3, 9 et 10 de l'EN 1993-1-5. La résistance est calculée pour la phase de montage, en prenant en compte la composante horizontale du patch loading, cf 4.2.2.1.

Paramètres de section transversale spécifiques de la plaque inférieure étudiée (cf. 2.2.3) :

Epaisseur de la plaque inférieure :	t_f = 75 mm
Nombre de raidisseurs :	n_{st} = 6 (Géométrie cf. Figure 2-9)
Limite d'élasticité de l'acier :	f_{yf} = 325 N/mm²

Détermination des composantes du champ de contraintes selon la théorie de la flexion élastique :

Moment fléchissant exercé dans la section transversale :	M_{Ed} = 217,93 MNm
Module d'inertie au niveau de la plaque inférieure :	W_{bot} = 1150500 cm³
Contrainte axiale résultante dans la plaque inférieure :	$\sigma_{x.Ed}$ = 189,4 N/mm²
Composante horizontale de la force transversale :	$F_{Ed.bot}$ = 5,75 MN
Longueur de chargement :	s_s = 3,0 m
Contrainte transversale résultante :	$\sigma_{y.Ed}$ = 25,6 N/mm²

Remarque: Le « module d'inertie au niveau de la plaque inférieure » W_{bot} utilisé ci-dessus prend en compte de façon sécuritaire l'effet du traînage de cisaillement. Malgré l'incohérence, ceci est ignoré dans cette section afin d'offrir un exemple de calcul complet.

La Figure 4-10 montre la distribution des contraintes dans la plaque inférieure dans l'hypothèse idéalisée de la théorie de la flexion élastique. Les étapes de calcul qui sont ensuite nécessaires sont les suivantes :

1. Correction de la distribution des contraintes axiales en raison de l'effet de traînage de cisaillement, conformément à la section 3 de l'EN 1993-1-5, si nécessaire.
2. Vérification de la résistance du sous-panneau, conformément à la section 10 de l'EN 1993-1-5.
3. Vérification du fait que les raidisseurs longitudinaux satisfont les exigences minimales pour agir comme appuis fixes pour les sous-panneaux, conformément à la section 9 de l'EN 1993-1-5.

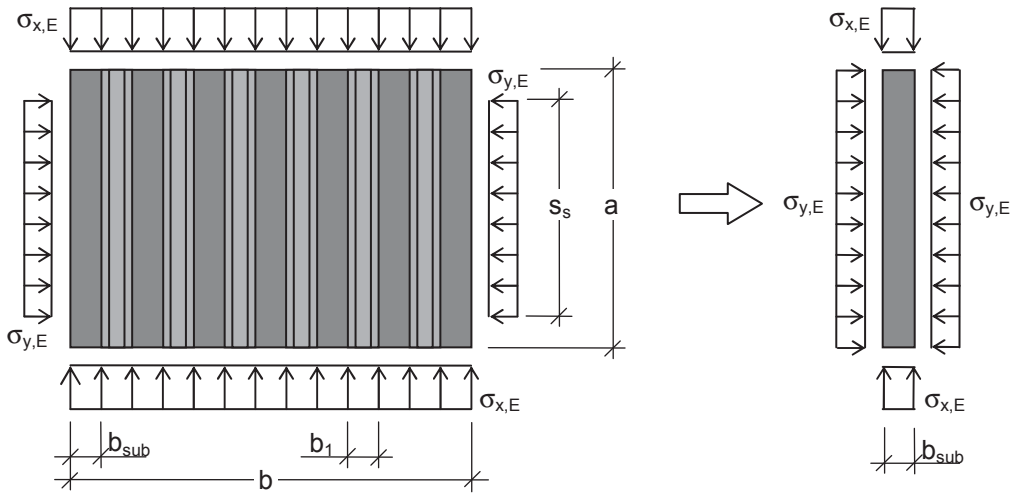


Figure 4-10 : Contraintes dans la tôle de fond d'après la théorie elastique de la flexion (à gauche) et contraintes dans les sous-panneaux résultant d'hypothèses conservatives (à droite)

EN1993-1-5, 3.1 Généralités

(1) Le traînage de cisaillement dans les semelles peut être negligee à considiton que $b_0 < L_e/50$ où la largeur de semelle b_0 est prise égale à la partie en console ou la moitié de la largeur d'une paroi interne, et L_e représente la longueur entre les points de moment fléchissant nuls, voir 3.2.1(2).

EN1993-1-5, 3.2.1 Largeur efficace

(2) A condition que les portées internes adjacentes ne presentent pas un écart de plus de 50% et que les portées en console ne dépassent pas la moitié de la portée adjacente, les longueurs efficaces L_e peuvent être déterminées d'après la Figure 3.1. Dans les autres cas, il convient de considérer L_e comme la distances entre les points adjacents de moment fléchissant nul.

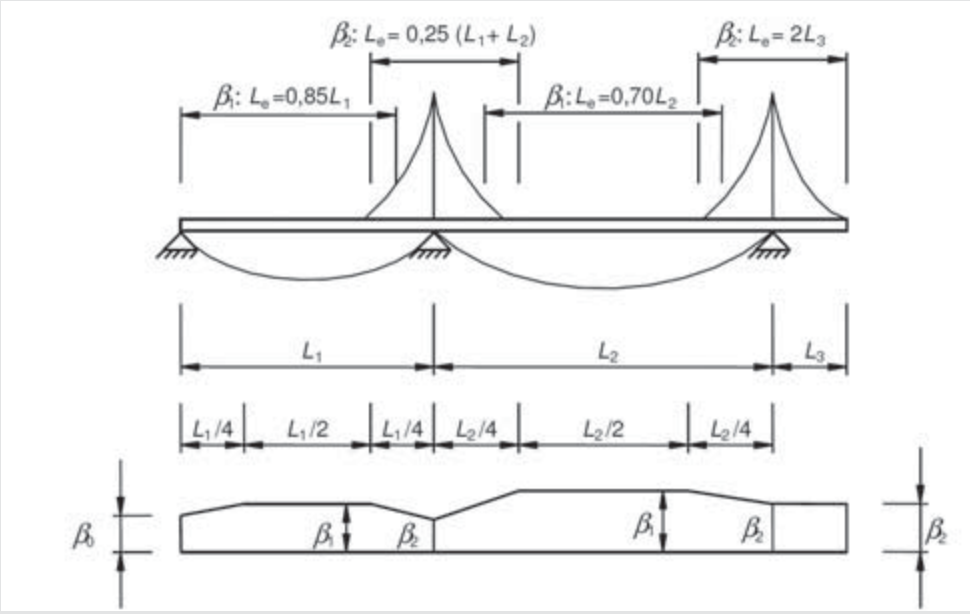


Figure 3.1 : Longueur efficace L_e pour une poutre continue et répartition de largeur efficace[s]

□ableau □□□□ Coefficient de largeur effective[s] β

κ	Emplacement de vérification	Valeur β
$\kappa \leq 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \leq 0{,}70$	zone de moment positif	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{1 + 6{,}4\,\kappa^2}$
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{1 + 6{,}0\left(\kappa - \dfrac{1}{2\,500\,\kappa}\right) + 1{,}6\,\kappa^2}$
$> 0{,}70$	zone de moment positif	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{8{,}6\,\kappa}$
toutes les valeurs de κ	appui d'extrémité	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\,\beta_1$, mais $\beta_0 < \beta_1$
toutes les valeurs de κ	console	$\beta = \beta_2$ au droit de l'appui et à l'extrémité
$\kappa = \alpha_0\, b_0/L_e$ avec $\alpha_0 = \sqrt{1 + \dfrac{A_{sl}}{b_0 t}}$ où A_{sl} est l'aire de tous les raidisseurs longitudinaux dans la largeur b_0 et où les autres symboles sont tels que définis à la Figure 3.1 et à la Figure 3.2.		

Vérification de la nécessité de prendre en compte l'effet du traînage de cisaillement (EN1993-1-5, 3.1):

Longueur efficace : L_e = 120 m (hypothèse sécuritaire)

Largeur prise en compte : $b_0 = b_p/2$ = 3,25 m

→ $b_0 < L_e/50$ exigence non satisfaite ! L'effet du traînage de cisaillement doit être pris en compte.

Correction de la distribution des contraintes axiales en raison de l'effet du traînage de cisaillement :

Aire brute des raidisseurs longitudinaux :

$$A_{sl} := n_{st} \cdot t_{st} \cdot (b_2 + 2 \cdot b_3) = 0.109\,m^2$$

Paramètres du traînage de cisaillement

$$\alpha_0 := \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_p \cdot t_f}} = 1.106$$

$$\kappa := \alpha_0 \cdot \frac{b_0}{L_e} = 0.03$$

$$\beta := \begin{cases} 1 & \text{if } \kappa \le 0.02 \\ \dfrac{1}{1 + 6 \cdot \left(\kappa - \dfrac{1}{2500 \cdot \kappa}\right) + 1.6 \cdot \kappa^2} & \text{if } 0.02 < \kappa \le 0.7 \\ \dfrac{1}{8.6 \cdot \kappa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta = 0.908$$

La contrainte axiale $\sigma_{1.x.Ed}$ dans la plaque inférieure (à l'emplacement de l'âme) est la valeur qui donne une valeur de contrainte moyenne $\sigma_{x.mean}$ dans la plaque inférieure égale à la contrainte axiale de calcul $\sigma_{x.Ed}$ obtenue par la théorie de la flexion élastique. La contrainte moyenne $\sigma_{x.mean}$ dans la plaque inférieure est donnée par l'intégrale suivante :

$$\sigma_{x.mean} = \frac{1}{b_0} \int_0^{b_0} \sigma(y)\, dy$$

ce qui donne

$$\sigma_{x.mean} := \sigma_{1.x.Ed} - \frac{4}{5} \cdot (\sigma_{1.x.Ed} - \sigma_{2.x.Ed})$$

avec la contrainte axiale $\sigma_{2.x.Ed}$ au centre de la plaque inférieure

$$\sigma_{2.x.Ed} := \begin{cases} 1.25 \cdot (\beta - 0.2) \cdot \sigma_{1.x.Ed} & \text{if } \beta > 0.2 \end{cases}$$

La contrainte moyenne $\sigma_{x.mean}$ devient égale à la contrainte axiale $\sigma_{x.Ed}$ pour la valeur suivante de $\sigma_{1.x.Ed}$:

$$\sigma_{1.x.Ed} := \frac{\sigma_{x.Ed}}{\beta} = 208.6 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Vérification :

$$\sigma_{x.mean} := \sigma_{1.x.Ed} - \frac{4}{5} \cdot (\sigma_{1.x.Ed} - \sigma_{2.x.Ed}) = 189.4 \cdot N \cdot mm^{-2} \overset{!}{=} \sigma_{x.Ed} = 189.4 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

EN1993-1-5, 3.2.2 □épartition des contraintes pour le tra□nage de cisaille□ ent

(1) Il convient de considerer la repartition des contraintes longitudinales dans la largeur de la plaque du fait du traînage de cisaillement donnée à la Figure 3.3

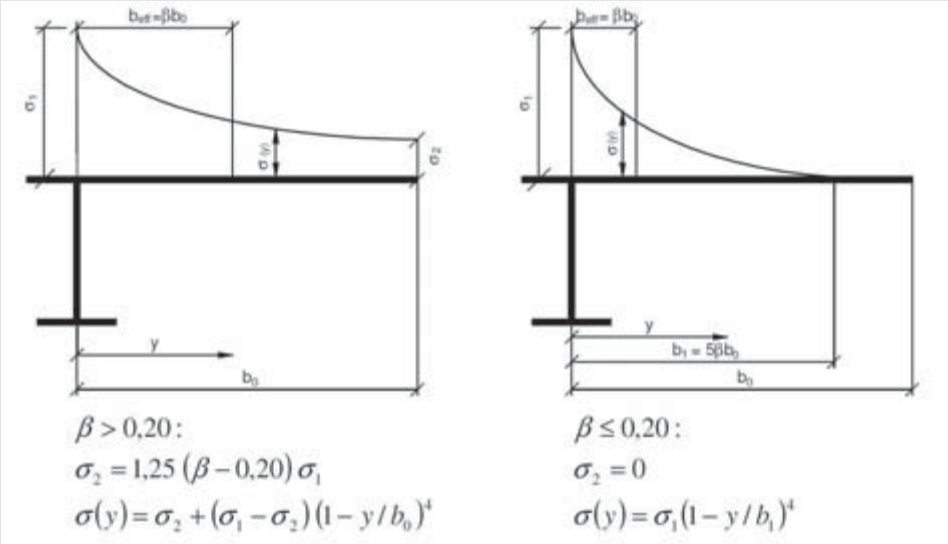


Figure 3.3: □épartition des contraintes dans la largeur de la pla□ue du fait du tra□nage de cisaille□ ent

EN1993-1-5, 1□ □ét□ode des contraintes réduites

(4) Le critère de plasticité peut être utilise lors de la determination de $\alpha_{ult,k}$:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \qquad (10.3)$$

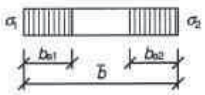
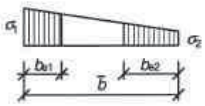
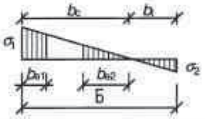
où $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ et τ_{Ed} sont les composantes du champ de contraintes à l'état limite ultime.

NOTE: L'utilisation de l'équation (10.3) pose comme hypothèse que la résistance est atteinte lorsque la plastification se produit, sans consideration de voilement.

EN1993-1-5, □.□ □la□ue sans raidisseurs longitudinau□

(2) … k_σ est le coefficient de voilement correspondent au rapport des contraintes ψ et aux conditions limites. Pour les plaques longues, k_σ est donné dans le Tableau 4.1 ou le Tableau 4.2, selon de cas ;

□a□leau □.1 : □arois co□ pri□ ées internes

Répartition des contraintes (compression positive)	Largeur efficace[P] b_{eff}
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\,b_{eff}$ $\quad b_{e2} = 0{,}5\,b_{eff}$
	$1 > \psi \ge 0$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $\quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,\bar{b}\,/(1-\psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\,b_{eff}$ $\quad b_{e2} = 0{,}6\,b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
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	$5{,}98\,(1-\psi)^2$

Distribution des contraintes axiales dans la semelle inférieure (demi-plaque inférieure):

$$\sigma_x(y) := \begin{cases} \sigma_{2.x.Ed} + \left(\sigma_{1.x.Ed} - \sigma_{2.x.Ed}\right) \cdot \left(1 - \frac{y}{b_0}\right)^4 & \text{if } \beta > 0.2 \\ \sigma_{1.x.Ed} \cdot \left(1 - \frac{y}{5 \cdot \beta \cdot b_0}\right)^4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

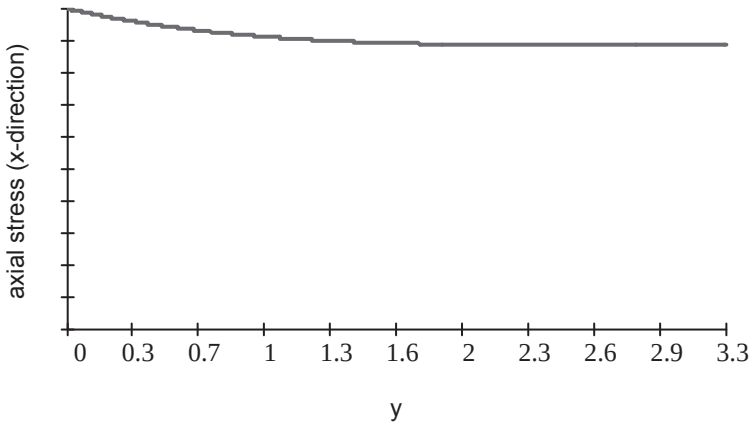


Figure 4-11 : Répartition de la contrainte normale dans la semelle inférieure

Vérification du voilement des sous-panneaux :

- Facteur d'amplification de charges minimum $\alpha_{ult,k}$ du sous-panneau :

$$\alpha_{ult.k} := \frac{f_{yf}}{\sqrt{\sigma_{1.x.Ed}^2 + \sigma_{y.Ed}^2 - \left(\sigma_{1.x.Ed} \cdot \sigma_{y.Ed}\right)}} = 1.649$$

Distribution des contraintes dans le sous-panneau :

$$\sigma_{1.sub} := \sigma_{1.x.Ed} = 208.6 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$\sigma_{2.sub} := \sigma_x\left(b_{sub}\right) = 196.7 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

$$\psi := \frac{\sigma_{2.sub}}{\sigma_{1.sub}} = 0.943$$

Coefficient de flambement pour les éléments comprimés internes :

$$k_\sigma := \frac{8.2}{1.05 + \psi} = 4.115$$

Contrainte critique de voilement local dans le sens x :

$$\sigma_{cr.p.sub.x} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_f^2}{12 \cdot \left(1 - \nu^2\right) \cdot b_{sub}^2} \cdot k_\sigma = 16701.1 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

□e□ ar□ue :

La valeur exacte de la contrainte critique de voilement élastique $\sigma_{cr,x}$ pour une plaque avec un coefficient d'aspect $\alpha \leq 1$ provient de :

$$\sigma_{cr,x} = \frac{\pi^2 \times E \times t^2}{12 \times \left(1-\mu^2\right) \times b^2} \times \left[\alpha + \frac{1}{\alpha}\right]^2$$

où *a* longueur du panneau dans la direction de la charge
b largeur du panneau (perpendiculaire à la direction du chargement)
α = *a/b*

EN1993-1-5, 1□ □ ét□ode des contraintes réduites

(6) Lorsque les valeurs α_{cr} relatives au champs de contraintes complet ne sont pas disponibles et lorsque seules ldes valeurs $\alpha_{cr,i}$ relatives aux divers composants du champs de contraintes $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ et τ_{Ed} peuvent être utilisées, la vaelur α_{cr} peut être déterminée comme suit :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}}\right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{2\alpha_{cr,\tau}^2}\right] \qquad (10.6)$$

où :

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}}$$

et $\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$, τ_{cr}, ψ_x, et ψ_z sont déterminés à partir des sections 4 à 6.

EN1993-1-5, 1□ □ ét□ode des contraintes réduites

(3) Il convient que l'élancement $\overline{\lambda}_p$ soit déterminé comme suit :

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \qquad (10.2)$$

où α_{cr} est le facteur d'amplification minimal de charge pour que les charges de calcul atteignent la charge critique élatique de la plaque sous l'action du champ complet de contraintes, voir (6).

NOTE 1 : Pour le calcul de α_{cr} en considérant le champ complet de contraintes, la plaque raidie peut petre modélisée en utilisant les règles définies dans les sections 4 et 5, sans toutefois opérer la réduction de l'inertie des raidisseurs longitudinaux spécifiée en 5.4 (4).

NOTE 2 : Lorsqu'on ne peut pas déterminer α_{cr} pour l'ensemble du panneau et des sous-panneaux, on peut justifier séparément le panneau et les sous-panneaux.

Facteur d'amplification de charges minimum $\alpha_{cr,sub,x}$:

$$\alpha_{cr.sub.x} := \frac{\sigma_{cr.p.sub.x}}{\sigma_{1.sub}} = 80.063$$

Contrainte critique de voilement local dans le sens y :

$$\sigma_{cr.p.sub.y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_f^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2} \cdot \left(\frac{b_{sub}}{a} + \frac{a}{b_{sub}} \right)^2 = 4193.6 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Facteur d'amplification de charges minimum $\alpha_{cr,sub,y}$:

$$\alpha_{cr.sub.y} := \frac{\sigma_{cr.p.sub.y}}{\sigma_{y.Ed}} = 164.041$$

Facteur d'amplification de charge minimum résultant α_{cr} pour le voilement local du sous-panneau (avec $\psi \approx 1$) :

$$\alpha_{cr.sub} := \frac{1}{\frac{1}{\alpha_{cr.sub.x}} + \frac{1}{\alpha_{cr.sub.y}}} = 53.803$$

- Interaction entre les comportements de type plaque et de type poteau :

Le voilement dans le sens x du sous-panneau est un mode pur de comportement de type plaque, en raison de la valeur du coefficient d'aspect.

Le voilement dans le sens y du sous-panneau doit être vérifié.

Contrainte critique de voilement pour un comportement de type poteau dans le sens y :

$$\sigma_{cr.c.sub.y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_f^2}{12 \cdot b_{sub}^2} = 3693.8 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Coefficient de pondération ξ :

$$\xi := \frac{\sigma_{cr.p.sub.y}}{\sigma_{cr.c.sub.y}} - 1$$

$$\xi = 0.135$$

- Réduction en raison du voilement local des sous-panneaux :

Elancement réduit du sous-panneau :

$$\lambda := \sqrt{\frac{\alpha_{ult.k}}{\alpha_{cr.sub}}} = 0.175$$

Coefficient de réduction pour les parois internes comprimées :

$$\rho_{sub}(\lambda, \psi) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda < 0.673 \\ \frac{\lambda - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

EN1993-1-5, 10 Méthode des contraintes réduites

(5) Le coefficient réducteur ρ peut être déterminé à partir de l'une des méthodes suivantes :

a) la valeur minimale des coefficients suivants :

ρ_x pour les contraintes longitudinales, donné en 4.5.4(1) en tenant compte du comportement de type poteau s'il y a lieu ;

ρ_z pour les contraintes transversales, donné en 4.5.4(1) en tenant compte du comportement de type poteau s'il y a lieu ;

χ_w pour les contraintes de cisaillement, donné en 5.2(1) ;

Chacune de ces valeurs étant calculée pour l'élancement $\bar{\lambda}_p$ donné par (10.2).

[..]

b) une valeur d'interpolation entre les valeurs ρ_x, ρ_z et χ_w telles que déterminées en a), en utilisant la formule donnat $\alpha_{ult,k}$ comme fonction d'interpolation.

NOTE : Cette méthode conduit à la formule de vérification suivante :

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)^2-\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)+3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y/\gamma_{M1}}\right)^2\leq 1 \quad (10.5)$$

NOTE 1 : Les formules de vérification (10.3), (10.4) et (10.5) comprennent une interaction de type plaque entre le cisaillement, le moment fléchissant, l'effort normal et la force transversale, de sorte qu'il convient de ne pas appliquer la section 7.

NOTE 2 : L'Annexe Nationale peut donner des informations sur l'utilisation des formules (10.4) et (10.5). Dans le cas de

panneaux avec traction et compression, il est recommandé d'appliquer (10.4) et (10.5) aux parties comprimées uniquement.

EN1993-1-5, 9.2.1 E□igences □ini□ ales relatives au□raidisseurs transversau□

(1) Afin de fournir un maintien rigide à une plaque avec ou sans raidisseurs longitudinaux, il convient que les raidisseurs transversaux intermédiaires satisfassent aux exigences de rigidité et de résistance minimales données ci-dessous.

(2) Il convient de considérer le raidisseur transversal comme une barre simplement appuyée soumise à un chargement latéral avec une imperfection sinusoïdale initiale w_0 égale à $s/300$, où s est la plus petite valeur de a_1, a_2 ou b, voir Figure 9.2, a_1 et a_2 étant les longueurs des panneaux adjacents au raidisseur transversal considéré et b étant la distance entre centres de gravité des semelles. Il convient de tenir compte des excentrements.

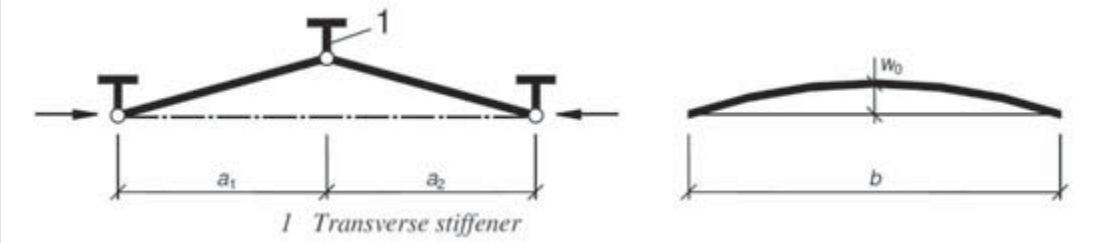


Figure 9.2: Raidisseur transversal

(3) Il convient que le raidisseur transversal supporte les forces de poussée au vide exercées par les panneaux comprimés adjacents en supposant les deux raidisseurs transversaux adjacents rigides et droits, et en tenant compte de toute charge extérieure ou effort normal selon la NOTE de 9.3.3(3). Les panneaux comprimés et les raidisseurs longitudinaux sont considérés comme simplement appuyés au droit des raidisseurs transversaux.

(4) Il convient de vérifier, sur la base d'une analyse élastique au second ordre, que les deux critères suivants sont satisfaits à l'état limite ultime :

– la contrainte maximale exercée sur le raidisseur ne dépasse pas f_y/γ_{M1};
– la flèche supplémentaire ne dépasse pas b/300.

Coefficient de reduction pour le flambement d'un poteau :

$$\chi_{sub}(\phi) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda < 0.2 \\ \dfrac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi := 0.5 \cdot \left[1 + 0.34 \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right] = 0.511$$

$$\chi_{sub} := \chi_{sub}(\phi) = 1$$

Coefficients de réduction résultant :

$$\rho_{sub.x} := \rho_{sub}(\lambda, \psi) = 1$$

$$\rho_{sub.y} := \rho_{sub}(\lambda, 1.0) = 1$$

$$\rho_{c.sub.y} := \left(\rho_{sub.y} - \chi_{sub}\right) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_{sub} = 1$$

Vérification du sous-panneau :

$$\eta := \left(\frac{\sigma_{1.sub}}{\rho_{sub.x} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{y.Ed}}{\rho_{c.sub.y} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{1.sub}}{\rho_{sub.x} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{y.Ed}}{\rho_{c.sub.y} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right) = 0.445$$

<u>Vérification du flambement global du raidisseur longitudinal :</u>

- Généralités :

C'est le voilement du sous-panneau local qui gouverne si les raidisseurs longitudinaux satisfont les critères d'appui rigide. Par conséquent, les exigences minimales données pour les raidisseurs transversaux dans la section 9.2 de l'EN1993-1-5 sont appliquées aux raidisseurs longitudinaux. Etant donné que la plaque inférieure est dimensionnée pour l'Etat Limite Ultime, on peut supposer que les raidisseurs satisfont la vérification sécuritaire simplifiée donnée dans la section 9 pour les charges de lancement. Dans le cas où cette vérification par calcul manuel échoue, une vérification du flambement exacte doit être effectuée au moyen d'un programme informatique approprié (par exemple EBPlate).

- Exigences minimales pour le raidisseur longitudinal :

Contrainte maximale exercée dans le raidisseur :

$$\sigma_{max} \le \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}$$

Flèche additionnelle maximum :

$$w := \frac{a}{300}$$

- Analyse élastique au second ordre simplifiée du raidisseur longitudinal :

Description des paramètres utilisés :

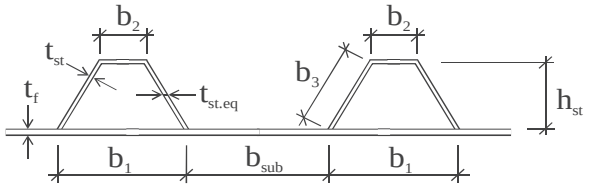


Figure 4-12 : Détail de la section transversale de la semelle inférieure avec ses augets

EN1993-1-5, 9.2.1 E□igences □ini□ ales relatives au□ raidisseurs transversau□

(6) Si le raidisseur est comprimé, il convient d'augmenter l'effort de compression de $\Delta N_{st} = \sigma_m \cdot b^2/\pi^2$ afin de tenir compte des efforts de déviation. Les critères définis en (4) s'appliquent, mais il n'est pas nécessaire de prendre en considération ΔN_{st} pour le calcul des contraintes uniformes dues à l'effort normal dans le raidisseur.

de (5) [..] où $$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \frac{N_{Ed}}{b} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$$

N_{Ed} est l'effort de compression maximal des panneaux adjacents, pris au moins égal à la contrainte de compression maximale multipliée par la moitié de l'aire de compression efficacep du panneau, y compris ses raidisseurs ;

$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ sont donnés en 4.5.3 et à l'Annexe A.

□o□ □entaires et e□e□ □les d□a□□lication du cha□itre 9.2.1 de l□EN 1993-1-5 : E□igences □ini□ ales relatives au□ raidisseurs tranversau□

[..] Pour les raidisseurs transversaux situé d'un seul côté de l'âme, le modèle mécanique est représenté sur la Figure 9.2. L'équation d'équilibre (9.10) reste valide, seules les conditions aux limites sont modifiées par l'apparition de moments aux extrémités $M_{EN} = N_{st,Ed}\ e_o$, où e_o est l'excentrement du centre de gravité de raidisseur transversal par rapport au plan moyen de l'âme. Avec ces nouvelles conditions aux limites, la solution de (9.10) deviennent plus compliquées que celle donnée en (9.17) et ne sont plus d'une application aisée. Pour surmonter cette difficulté, une approche simplifée peut être adoptée, basée sur l'expression pour les déplacements maximum et les contraintes à mi-hauteur des raidisseurs situés des deux côtés de l'âme, (9.19) et (9.20).

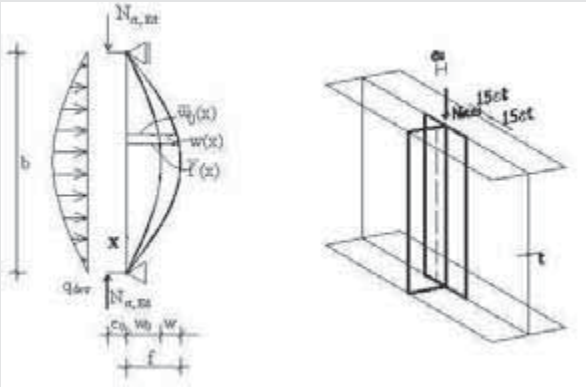


Figure 9.2: Mod□le □écani□ue □our un raidisseur transversal d□un seul c□té de l□□□ e

Il est considéré que $N_{st,Ed}$ est relatif à l'excentricité maximale $e_o + w_o$ et $\Delta N_{st,Ed}$ seulement à w_o. Dans ce cas, l'équation 9.20 se réécrit ainsi :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{e_{\max}}{I_{st}} \left(\Sigma N_{st,Ed}\ w_0 \times \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} + N_{st,Ed}\ e_0 \times \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \right) \qquad (9.21)$$

et après calculs :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st,Ed}\ w_0 \cdot e_{\max}}{I_{st}} \times \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \times (1 + q_m) \le \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (9.22)$$

où :

$$q_m = \frac{N_{st,Ed}\ e_0}{\Sigma N_{st,Ed}\ w_0}$$

Section transversale brute du raidisseur :

$$b_{st.1} := \begin{pmatrix} 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f \\ b_{sub} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.913 \\ 0.513 \end{pmatrix} m$$

$$b_{st.2} := \begin{pmatrix} 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f \\ b_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.913 \\ 0.485 \end{pmatrix} m$$

$$b_{st} := \min(b_{st.1}) + \min(b_{st.2}) = 0.998\,m$$

$$A_{st} := t_{st} \cdot (b_2 + 2 \cdot b_3) + t_f \cdot b_{st} = 93059.4 \cdot mm^2$$

$$z_{st} := \frac{h_{st}(t_{st.eq} \cdot h_{st} + t_{st} \cdot b_2)}{A_{st}} = 55.6 \cdot mm$$

$$I_{st} := \left[2 \cdot \left[\frac{h_{st}^3 \cdot t_{st.eq}}{12} + h_{st} \cdot t_{st.eq} \cdot \left(\frac{h_{st}}{2} - z_{st}\right)^2\right] + b_2 \cdot t_{st} \cdot (h_{st} - z_{st})^2\right] + \frac{b_{st} \cdot t_f^3}{12} + b_{st} \cdot t_f \cdot z_{st}^2$$

Excentricité du raidisseur non symétrique par rapport au plan de l'âme :

$$e_0 := z_{st} = 0.056\,m$$

Excentricité maximum du raidisseur :

$$e_{max} := z_{st} + \frac{t_f}{2} = 0.093\,m$$

Amplitude des imperfections initiales :

$$w_0 := \min\left[\frac{a}{300}, \frac{\left(b_{sub} + \frac{b_1}{2}\right)}{300}\right] = 2.52 \cdot mm$$

Force axiale dans le raidisseur :

$$N_{st.Ed} := A_{st} \cdot \sigma_{x.Ed} = 17.63 \cdot MN$$

Réduction due au comportement de type plaque des panneaux adjacents :

$$\frac{\sigma_{cr.c.sub.y}}{\sigma_{cr.p.sub.y}} \geq 0.5$$

Force déviante due aux charges transversales (patch loading) :

$$N_{Ed} := F_{Ed.bot} = 5.75 \cdot MN$$

Contraintes maximales dues aux charges transversales :

$$\sigma_m := \frac{\sigma_{cr.c.sub.y}}{\sigma_{cr.p.sub.y}} \cdot \frac{N_{Ed}}{a} \cdot \left(\frac{2}{b_{sub} + \frac{b_1}{2}}\right) = 3.35 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Si le meme coefficient d'amplification (1+q_m) est appliqué aux déplacements, l'équation (9.19) devient :

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\Sigma N_{st,Ed}} - 1}\left(1 + q_m\right) \leq \frac{b}{300} \tag{9.23}$$

Les expressions (9.21) et (9.23) ont été testées par rapport à la solution de l'équation d'équilibre (9.10). Sur la base d'une étude paramétrique (Beg and Dujc [1]), il a été montré que les résultats obtenus ont une bonne précision et placent du côté de la sécurité, quand q_m est multiplié par un facteur 1,11 dans (9.22) et par un facteur 1,25 dans (9.23). Ce qui signifie qu'il devient possible de vérifier les exigences (9.1) pour un raidisseur transversal situé d'un seul côté de l'âme avec les expressions suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st,Ed}\ e_{\max}\ w_0}{I_{st}} \times \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \times \left(1 + 1{,}11\ q_m\right) \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{9.24}$$

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\Sigma N_{st,Ed}} - 1}\left(1 + 1{,}25 q_m\right) \leq \frac{b}{300} \tag{9.25}$$

Pour les raidisseurs situés d'un seul côté de l'âme, e_{max} doit s'interpéter comme la distance de la face externe de l'âme opposée au centre de gravité du raidisseur, quand cette distance est inférieure à e_{max}. Cela provient du fait que la situation la plus défavorable survient quand l'imperfection initale en arc w_0 est située du même côté de l'âme que le raidisseur. Dans ce cas, les contraintes de compression dues à l'effort axial et à la flexion se cumulent du côté du raidisseur.

Voir aussi [1]

Force axiale additionnelle dans le raidisseur

$$\Delta N_{st.Ed} := \frac{\sigma_m \cdot a^2}{\pi^2} = 5.44 \cdot MN$$

Force axiale résultante dans le raidisseur :

$$\Sigma N_{st.Ed} := N_{st.Ed} + \Delta N_{st.Ed} = 23.06 \cdot MN$$

Charge critique d'Euleur du raidisseur :

$$N_{cr.st} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st}}{a^2} = 216.29 \cdot MN$$

Facteur d'amplification des charges déviantes :

$$q_m := \frac{N_{st.Ed} \cdot e_0}{\Sigma N_{st.Ed} \cdot w_0} = 16.864$$

Contrainte normale maximale dans le raidisseur :

$$\sigma_{max} := \frac{N_{st.Ed}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st.Ed} \cdot e_{max} \cdot w_0}{I_{st}} \cdot \frac{\left(1 + 1.11 \cdot q_m\right)}{1 - \frac{\Sigma N_{st.Ed}}{N_{cr.st}}}$$

$$\sigma_{max} = 260.9 \cdot N \cdot mm^{-2} \quad \leq \quad \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} = 295.5 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

⇨ Exigence minimale pour la « contrainte maximum admissible » satisfaite !

Flèche additionnelle maximale :

$$w := w_0 \cdot \frac{\left(1 + 1.25 \cdot q_m\right)}{\frac{N_{cr.st}}{\Sigma N_{st.Ed}} - 1}$$

$$w = 6.6 \cdot mm \quad \leq \quad \frac{a}{300} = 13.3 \cdot mm$$

⇨ Exigence minimale pour la « Flèche additionnelle maximale admissible » satisfaite!

<u>Conclusion finale :</u>

La plaque inférieure satisfait la vérification effectuée conformément aux sections 9 et 10 pour la situation de lancement n°1.

Remarques :

1 : La vérification effectuée par calcul manuel conformément à la section 9 constitue une approche sécuritaire mais conservative. Dans le cas où les raidisseurs longitudinaux ne satisfont pas ces exigences, une analyse du flambement global exacte doit être effectuée au moyen d'un logiciel approprié.

2 : La vérification de la résistance au voilement local des raidisseurs trapézoïdaux peut être effectuée séparément, alors que l'amplificateur de charge minimum gouverne le dimensionnement de la totalité de la section transversale. Ce calcul n'est pas couvert par l'exemple de calcul donné ci-dessus.

Etude paramétrique :

No□ □re de raidisseurs n_{st}	□-□	**2**	**3**	□	**5**	□
Largeur de sous-panneau b_{sub}	[m]	1.84	1.26	0.91	0.68	0.51
Contrainte axiale maximum agissant dans la plaque inférieure en raison de l'effet du traînage de cisaillement $\sigma_{1.x.Ed}$	[N/mm²]	205.4	206.2	207.0	207.8	208.6
Effort normal exercé dans la plaque inférieure en raison de l'effet du traînage de cisaillement à l'emplacement du premier raidisseur $\sigma_{2.x.Ed}$	[N/mm²]	185.5	185.2	185.0	184.8	184.6
Amplificateur de charge minimum $\alpha_{ult,k}$	[-]	1.676	1.669	1.663	1.656	1.649
Amplificateur de charge minimum $\alpha_{cr.sub}$	[-]	4.732	9.520	17.611	31.111	53.803
Coefficient de pondération ξ	[-]	0.615	0.328	0.216	0.163	0.135
Elancement réduit du sous-panneau $\bar{\lambda}$	[-]	0.595	0.419	0.307	0.231	0.175
Niveau d'utilisation du sous-panneau η	[-]	0.430	0.432	0.437	0.441	0.445
Niveau d'utilisation de l'effort normal admissible maximum dans le raidisseur $\eta_{\sigma.max}$	[-]	0.828	0.834	0.848	0.865	0.883
Niveau d'utilisation de la flèche additionnelle admissible maximum dans le raidisseur η_w	[-]	0.549	0.511	0.496	0.496	0.496

Tableau 4-4 : Synthèse de l'étude paramétrique pour la sitation de lancement n°1
Variation du paramètre n_{st}

4.2.3.2.2 Application des sections 3, 9 et 10 de l'EN 1993-1-5 à la situation de lancement n°2

Paramètres de section transversale spécifiques de la plaque inférieure concernée (cf. 2.2.3):

Epaisseur de la plaque inférieure : t_f = 35 mm
Géométrie des raidisseurs : cf. Figure 2-9
Limite élastique de l'acier : f_{yf} = 345 N/mm²

Détermination des composantes du champ de contraintes selon la théorie de la flexion élastique :

Moment fléchissant dans la section transversale: M_{Ed} = 99,35 MNm
Module d'inertie au niveau de la plaque inférieure : W_{bot} = 630829 cm³
Contrainte axiale résultante dans la plaque inférieure : $\sigma_{x.Ed}$ = 157,5 N/mm²
Composante horizontale de la charge partiellement répartie : $F_{Ed.bot}$ = 3,912 MN
Longueur de chargement : s_s = 3,0 m
Contrainte transversale résultante : $\sigma_{y.Ed}$ = 37,3 N/mm²

Vérification de la nécessité de prendre en compte l'effet du traînage de cisaillement :

Longueur efficace : L_e = 120 m (hypothèse sécuritaire)

Largeur prise en compte : $b_0 = b_p/2$ = 3,25 m

→ Exigence $b_0 < L_e/50$ non satisfaite ! L'effet du traînage de cisaillement doit être pris en compte.

Nombre de raidisseurs n_{st}	**[-]**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Largeur de sous-panneau b_{sub}	[m]	1.84	1.26	0.91	0.68	0.51
Contrainte axiale maximum agissant dans la plaque inférieure en raison de l'effet du traînage de cisaillement $\sigma_{1.x.Ed}$	[N/mm²]	172.3	173.7	175.0	176.3	177.5
Effort normal exercé dans la plaque inférieure en raison de l'effet du traînage de cisaillement à l'emplacement du premier raidisseur $\sigma_{2.x.Ed}$	[N/mm²]	153.8	153.5	153.1	152.9	152.6
Amplificateur de charge minimum $\alpha_{ult,k}$	[-]	2.197	2.178	2.161	2.144	2.128
Amplificateur de charge minimum $\alpha_{cr.sub}$	[-]	1.033	2.026	3.704	6.501	11.2
Coefficient de pondération ξ	[-]	0.615	0.328	0.216	0.163	0.135
Elancement réduit du sous-panneau $\bar{\lambda}$	[-]	1.458	1.037	0.764	0.574	0.436
Niveau d'utilisation du sous-panneau η	[-]	0.726	0.428	0.287	0.259	0.264
Niveau d'utilisation de l'effort normal admissible maximum dans le raidisseur $\eta_{\sigma.max}$	[-]	0.713	0.710	0.708	0.731	0.760
Niveau d'utilisation de la flèche additionnelle admissible maximum dans le raidisseur η_w	[-]	0.444	0.436	0.436	0.444	0.457

Tableau 4-5 : Synthèse de l'étude paramétrique pour la situation de lancement n°2
Variation du paramètre n_{st}

4.2.3.2.3 Application des sections 3, 9 et 10 de l'EN 1993-1-5 à la situation de lancement n°3

Paramètres de section transversale spécifiques de la plaque inférieure concernée (cf. chapitre 2.2.3):

Epaisseur de la plaque inférieure : t_f = 25 mm

Géométrie des raidisseurs : cf. Figure 2-9

Limite élastique de l'acier : f_{yf} = 345 N/mm²

Détermination des composantes du champ de contraintes selon la théorie de la flexion élastique :

Moment fléchissant dans la section transversale : M_{Ed} = 50,62 MNm

Module d'inertie au niveau de la plaque inférieure : W_{bot} = 499908 cm³

Contrainte axiale dans la plaque inférieure : $\sigma_{x.Ed}$ = 101,3 N/mm²

Composante horizontale de la charge partiellement répartie : $F_{Ed.bot}$ = 3,38 MN

Longueur de chargement : s_s = 3,0 m

Contrainte transversale résultante : $\sigma_{y.Ed}$ = 45,1 N/mm²

Vérification de la nécessité de prendre en compte l'effet du traînage de cisaillement :

Longueur efficace : L_e = 60 m

Largeur prise en compte : $b_0 = b_p/2$ = 3,25 m

→ Exigence $b_0 < L_e/50$ non satisfaite ! L'effet du traînage de cisaillement doit être pris en compte.

Nombre de raidisseurs n_{st}	**[-]**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Largeur de sous-panneau b_{sub}	[m]	1.84	1.26	0.91	0.68	0.51
Contrainte axiale maximum agissant dans la plaque inférieure en raison de l'effet du traînage de cisaillement $\sigma_{1.x.Ed}$	[N/mm²]	134.2	136.1	137.9	139.6	141.2
Effort normal exercé dans la plaque inférieure en raison de l'effet du traînage de cisaillement à l'emplacement du premier raidisseur $\sigma_{2.x.Ed}$	[N/mm²]	93.0	92.6	92.2	91.7	91.3
Amplificateur de charge minimum $\alpha_{ult,k}$	[-]	2.917	2.873	2.833	2.796	2.762
Amplificateur de charge minimum $\alpha_{cr.sub}$	[-]	0.588	1.117	2.005	3.477	5.939
Coefficient de pondération ξ	[-]	0.615	0.328	0.216	0.163	0.135
Elancement réduit du sous-panneau $\bar{\lambda}$	[-]	2.228	1.604	1.189	0.897	0.682
Niveau d'utilisation du sous-panneau η	[-]	0.844	0.482	0.304	0.206	0.150
Niveau d'utilisation de l'effort normal admissible maximum dans le raidisseur $\eta_{\sigma.max}$	[-]	0.513	0.512	0.511	0.511	0.526
Niveau d'utilisation de la flèche additionnelle admissible maximum dans le raidisseur η_w	[-]	0.308	0.308	0.308	0.308	0.316

Tableau 4-6 : Synthèse de l'étude paramétrique pour la situation de lancement n°3
Variation du paramètre n_{st}

4.2.4 Résultats

La Figure 4-13 donne la synthèse de la répartition aux forces transversales sur la totalité de la longueur du pont. On constate qu'avec le modèle de résistance de la Section 6 de l'EN 1993-1-5, la résistance à la force transversale ne peut être vérifiée pour aucun des cas. On constate cependant que les améliorations apportées par le projet COMBRI [7] font apparaître une augmentation des résistances calculées, de sorte que la situation de lancement "1" peut être vérifiée telle quelle. Pour les situations de lancement n°2 et n°3 une légère augmentation de l'épaisseur d'âme de $t_{w(2)}$ = 20 mm à 22 mm et $t_{w(3)}$ = 18 mm à 20 mm permet une vérification de la résistance aux forces transversales (patch loading).

Le calcul effectué conformément à la Section 10 de l'EN 1993-1-5 a montré, au moins pour la situation de lancement n°1, que la résistance aux forces transversales pouvait être vérifiée, voir Section 4.2.3.1.

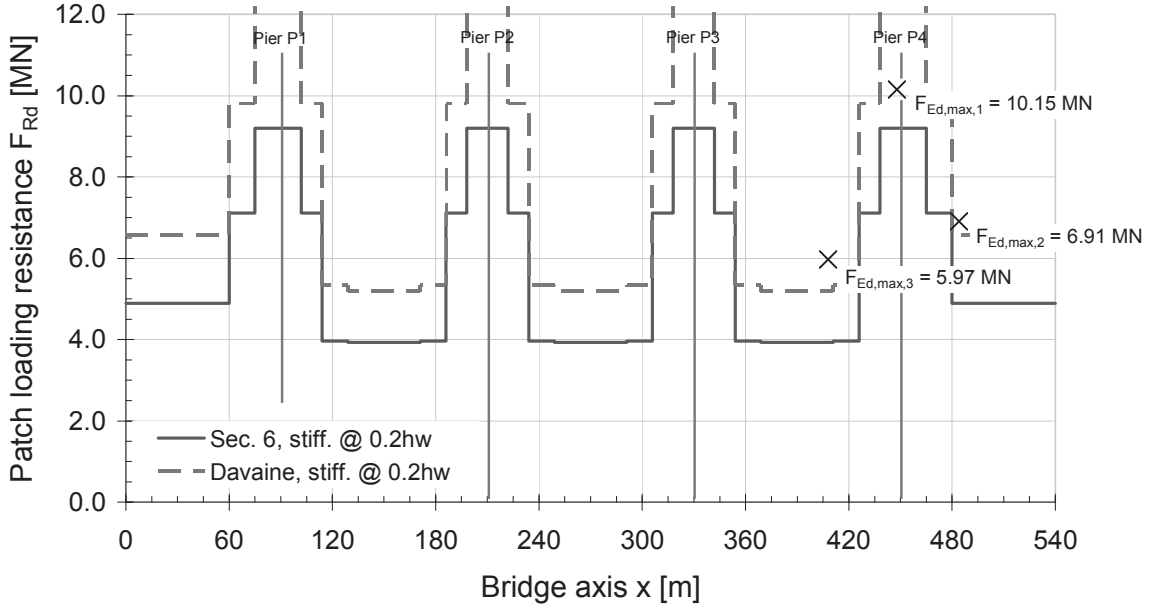


Figure 4-13 : Répartition de la résistance aux charges transversales le long du pont conformément à l'EN 1993-1-5

Les Figures 4-14 et 4-15 donnent une synthèse des résultats de toutes les variations des paramètres décrits en 4.2.3.2 concernant la plaque inférieure. On constate que, malgré le conservatisme de l'approche du calcul manuel et l'utilisation du « module d'inertie au niveau de la plaque inférieure », le niveau d'utilisation des résistances du sous-panneau et du raidisseur est toujours inférieur à 100%, même si l'on utilise deux raidisseurs. Ceci signifie en fait que, pour la plaque inférieure, la phase de montage ne gouverne pas le dimensionnement.

En outre, on constate que :

1) pour les plaques inférieures minces (situation de lancement n°2, situation de lancement n°3) le nombre de raidisseurs joue un rôle significatif pour la résistance.
2) la contrainte axiale maximum augmente avec l'augmentation du nombre de raidisseurs. Ceci est dû au fait que, lorsque la largeur de la plaque diminue, l'instabilité du sous-panneau s'apparente davantage à un comportement de type poteau. Le rapport $\sigma_{cr.c}/\sigma_{cr.p}$ utilisé dans l'approche par calcul manuel prend en compte l'influence du comportement de type poteau dans le sens transversal des sous-panneaux, qui augmente les forces de déviation et donc la contrainte axiale équivalente dans le raidisseur.

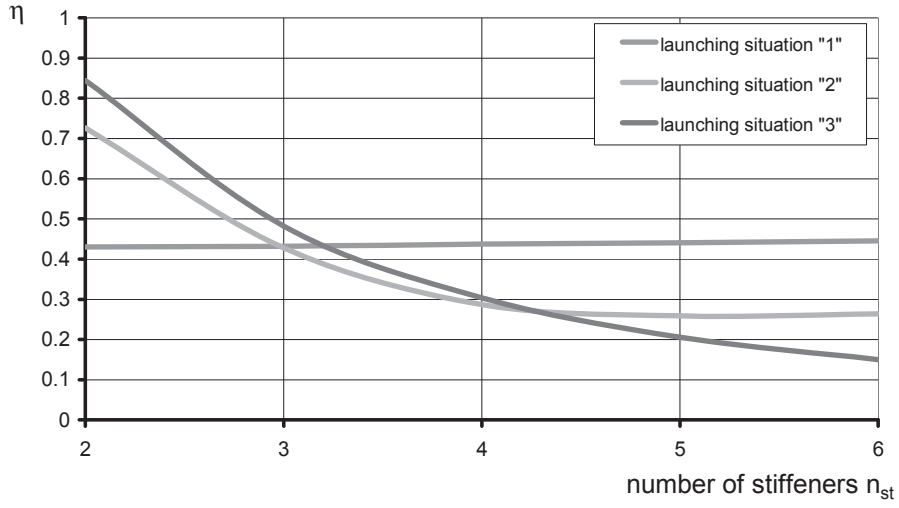


Figure 4-14 : Taux d'utilisation des sous-panneaux (η) en fonction du nombre de raidisseurs

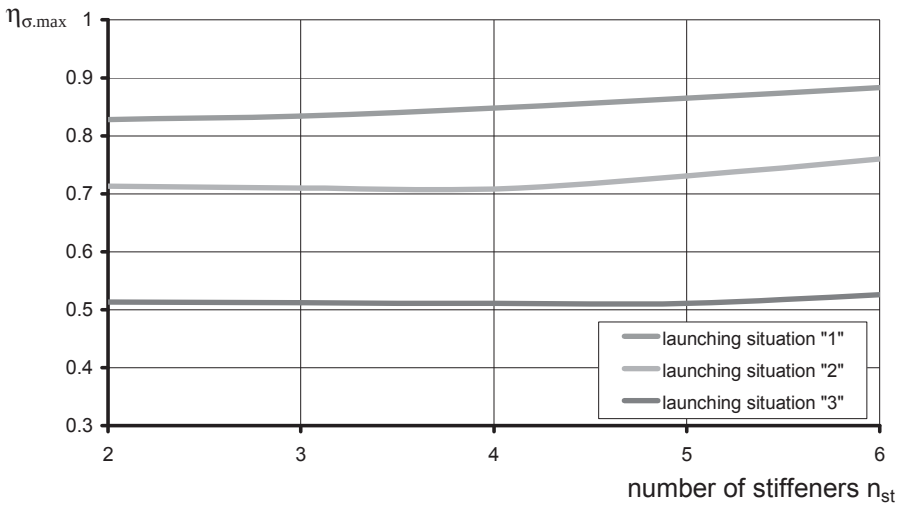


Figure 4-15 : Taux d'utilisation des raidisseurs ($\eta_{s,max}$) en fonction du nombre de raidisseurs

5 □□□□□□

Cette ouvrage constitue la première partie d'un Guide de Conception base sur les résultats du projet de recherché « Competitive Steel and Composite Bridges by Imporved Steel Plated Structures – COMBRI » et du projet de valorisation qui en a découlé « Valorisation » ces deux projets ayant été partiellement financés par le Fonds de Recherche du Charbon et de l'Acier. La seconde partie fait l'objet d'une publication séparée [8], qui traite de la pratique actuelle et des conceptions nouvelles pour les ponts métalliques ou mixtes et elle se base sur les règles des Eurocodes EN 1993-1-5, EN 1993-2 et EN 1994-2. Cette première partie traite en détail l'application des Eurocodes aux cas d'un pont bipoutre et d'un pont caisson, en abordant essentiellement les points relatifs au voilement de plaque, un traitement complet du calcul des ponts ne pouvant pas être détaillée ici.

Le Chapitre 2 décrit le pont bipoutre et le pont caisson. L'analyse globale de ces deux ouvrages est abordée succinctement. A cet effet, la géométrie, la répartition de matière et le phasage de construction sont tout d'abord donnés. Ensuite, des données générales concernant les propriétés des matériaux, les chargements et les combinaisons sont exposées. L'analyse globale des deux ponts et les sollicitations en résultant sont synthétisées et ont servi de base pour les vérifications conduites dans les Chapitres 3 et 4, traitant respectivement l'état final et la phase de construction.

Dans la seconde partie du Guide de Conception [8], la conception classique considérée dans cette première partie est revue en considérant les possibilités offertes par les règles Eurocodes et les résultats issus du projet de recherche COMBRI [7]. La seconde Partie est structurée autour de thèmes généraux, tels le choix de la nuance d'acier, la conception des semelles, celle des âmes, le contreventement par entretoisement ou par diaphragme et les problèmes spécifiques liés au lancement des ponts pendant la construction. En plus des recommandations générales, certaines parties traitées ici sont calculées à nouveau avec de nouvelles règles. Les sujets suivants liés à cette première partie sont ainsi plus particuièrement abordés dans la seconde partie :

- Les poutres hybrides, avec une limite d'élasticité plus élevées dans les semelles que dans l'âme peuvent s'avérer économiques dans de nombreux cas. Ainsi, le pont caisson a été redéfini en partant de la section actuelle avec la nuance S355 pour une section hybride en S460 et S690, permettant une réduction théorique des coûts de 10 % en travée et de 25 % sur appuis.
- La double action mixte, dans laquelle les deux semelles supérieure et inférieure sont mixtes, utilisée pour des ouvrages importants en Allemagne et en France. La semelle supérieure sert comme d'habitude de tablier tandis que la semelle inférieure comporte une dalle en béton au niveau des appuis intermédiaires de l'ouvrage, c'est-à-dire dans les zones où elle est en compression. La conception de pont à double action mixte est plus complexe que celle d'un ouvrage classique. Le retour d'expérience a été synthétisé et des recommandations de conception sont proposées.
- Dans les ponts traités ici et de manière plus générale, il est courant que les raidisseurs transversaux soient positionnés au niveau des contreventements desquels ils font en général partie. Le rôle d'un raidisseur transversal est couramment d'accroitre la résistance au voilement par cisaillement de l'âme. Cependant, à moins d'opter pour un entraxe entre raidisseurs transversaux très petit, le gain obtenu est faible et ne justifie pas le coût des raidisseurs. Aussi, la possibilité de supprimer ces raidisseurs transversaux est discutée. En outre, le raidissage longitudinal de l'âme permet d'augmenter la résistance à la flexion et la résistance à l'effort tranchant : les gains économiques permis par un raidissage longitudinal et le détail de sa conception sont étudiés.
- Les entretoisements et les diaphragmes servent à prévenir le risque de déversement et à répartir les charges latérales entre les poutres et le tablier. La conception courante d'un contreventement est basé sur un système treillis ou un système à cadre, les deux incluant un raidissage transversal de l'âme. D'un point de vue économique, il est important de réduire les temps d'intervention humaine pour la fabrication. La possibilité de supprimer certains éléments est donc envisagée et discutée.
- La technique de lancement des ponts est devenue très courante. Comme cela a été montré dans le Chapitre 4, la résistance aux forces transversales (patch loads) revêt un caractère très important dans la mesure où des réactions aux appuis élevées se combinent avec des moments de flexion importants. Cet aspect a été traité dans le projet de recherche COMBRI et des formulations améliorées ont été proposées, qui permettent de prendre en compte des

longueurs chargées plus importantes et d'obtenir ainsi des résistances plus élevées. Il devient alors possible de lancer un pont avec une partie de sa dalle et ses armatures déjà en place. Pour le pont bipoutre de la première partie, ces deux possibilités sont étudiées et les résultats sont comparés.

□□□□□□N□□□

[1] Beg, D.; Dujc, J.: Eccentric loading on single sided transverse stiffeners. Background document DB-C008 to EN 1993-1-5, 2005.

[2] Beg, D.; Kuhlmann, U.; Davaine, L.: Design of Plated Structures. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5 - Design of Plated Structures. ECCS (in preparation).

[3] Calgaro, J.-A.: The design of bridges with the EN Eurocodes. Workshop "Eurocodes: Building the future in the Euro-Mediterranean Area", November 27th-29th, 2006, Varese, Italy.

[4] Calgaro, J.-A.; Tschumi, M.; Shetty, N.; Gulvanessian, H.: Designers' Guide to EN 1992-2, 1991-1.3 and 1991-1.5 to 1.7 Eurocode 1: Actions on Structures - Traffic Loads and other actions on bridges. Thomas Telford, London, 2007.

[5] Clarin, M.: Plate Buckling Resistance - Patch Loading of Longitudinally Stiffened Webs and Local Buckling. Doctoral Thesis 2007:31, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology, 2007.

[6] Cook, N.: Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures, general actions part 1-4. Wind actions. Thomas Telford, London, 2007.

[7] COMBRI: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures. Final Report, RFCS research project RFS-CR-03018, 2007.

[8] COMBRI+: COMBRI Guide de Conception - Partie II : Pratique actuelle et conceptions nouvelles des ponts métalliques et mixtes. RFCS project RFS2-CT-2007-00031, 2008.

[9] Davaine, L.: Formulation de la résistance au lancement d'une âme métallique de pont raidie longitudinalement. Doctoral Thèse D05-05, INSA de Rennes, France, 2005.

[10] DIN 18800 Teil 3: Stahlbauten - Stabilitätsfälle, Plattenbeulen, November 1990.

[11] DIN EN 1993 NA: National Annex - Nationally determined parameters: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5 NA: Plated structural elements (in preparation).

[12] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Revised version (in preparation).

[13] EBPlate : Logiciel développé dans le cadre du projet de recherché ComBri [7]. Il permet le calcul ces contraintes critiques de voilement élastiques des plaques. *EBPlate* est un logiciel gratuit et il peut être téléchargé depuis le site internet du cticm : www.cticm.com

[14] EN 1990/A1 : Eurocode : Bases de calcul des structures – Application pour les ponts, Décembre 2005.

[15] EN 1991-1-1 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-1 : actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. Avril 2002.

[16] EN 1991-1-3 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-3 : actions générales - Charges de neige. Juillet 2003.

[17] EN 1991-1-4 : Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions, Wind actions, April 2005.

[18] EN 1991-1-5 : Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-5 : actions générales - Actions thermiques, Novembre 2003.

[19] EN 1991-1-6 : Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-6 : actions générales - Actions en cours d'exécution, Juin 2005.

[20] EN 1991-1-7 : Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-7 : actions générales - Actions accidentelles, Juillet 2006.

[21] EN 1991-2 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, Septembre 2003.

[22] EN 1993-1-1 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Mai 2005.

[23] EN 1993-1-5 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : Plaques planes, Octobre 2006.

[24] EN 1993-2 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 2 : ponts métalliques, Octobre 2006.

[25] EN 1994-1 : Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, Décembre 2004.

[26] EN 1994-2 : Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 2 : règles générales et règles pour les ponts, Octobre 2005.

[27] EN 1997-1 : Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales, Novembre 2004.

[28] EN 1998-1 : Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

[29] EN 1998-2 : Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 2 : ponts, Novembre 2005

[30] EN 1998-5 : Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, Novembre 2004.

[31] Gozzi, J.: Patch Loading Resistance of Plated Girders - Ultimate and serviceability limit state. Doctoral Thesis 2007:30, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology, 2007.

[32] Hendy, C.R.; Johnson, R.: Designers' Guide to EN 1994-2 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 2, General rules and rules for bridges. Thomas Telford, London, 2006.

[33] Hendy, C.R.; Murphy, C.J.: Designers' Guide to EN 1993-2 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. Thomas Telford, London, 2007.

[34] Johansson, B.; Maquoi, R.; Sedlacek, G.; Müller, C.; Beg, D.: Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". Joint report JRC-ECCS, 2007.

[35] Leitfaden zum DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

[36] Leitfaden zum DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

[37] Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

[38] Protte, W.: Beulwerte für Rechteckplatten unter Belastung beider Längsränder. Stahlbau 62 (1993), No. 7, pp.189-194.

[39] Sedlacek, G.; Feldmann, M.; Naumes, J.; Müller, Ch.; Kuhlmann, U.; Braun, B.; Mensinger, M; Ndogmo, J.: Entwicklung und Aufbereitung wirtschaftlicher Bemessungsregeln für Stahl- und Verbundträger mit schlanken Stegblechen im Hoch- und Brückenbau. AiF-project 14771, Final Report, Oktober 2007.

[40] Seitz, M.: Tragverhalten längsversteifter Blechträger unter quergerichteter Krafteinleitung. Doctoral Thesis, Universität Stuttgart, Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf Nr. 2005-2, 2005.

[41] Sétra : Guide méthodologique – Eurocodes 3 et 4 – Application aux ponts routiers mixtes acier-béton. Sétra, Juillet 2007.

Table des matières

Figure 1-1 : Principaux Eurocodes à utiliser pour le calcul d'un pont mixte 1
Figure 2-1 : Elévation du pont 5
Figure 2-2 : Coupe transversale et voies de circulation 7
Figure 2-3 : Entretoise sur appui 7
Figure 2-4 : Répartition de l'acier dans une poutre principale 9
Figure 2-5 : Ordre de bétonnage des segments de dalle 11
Figure 2-6 : Elévation du pont caisson 15
Figure 2-7 : Coupe transversale du pont caisson et voies de circulation 15
Figure 2-8 : Cadre de contreventement au droit des appuis 17
Figure 2-9 : Détail d'un raidisseur longitudinal du fond de caisson 19
Figure 2-10 : Répartition de l'acier dans le caisson 21
Figure 2-11 : Ordre de bétonnage des segments de dalle du pont caisson 23
Figure 2-12 : Définition des zones en travées et des zones sur appuis pour le calcul des armatures longitudinales du pont bipoutre 25
Figure 2-13 : Définition des zones en travées et des zones sur appuis pour le calcul des armatures longitudinales du pont caisson 25
Figure 2-14 : Modélisation de la dalle béton pour le calcul de la flexion globale du pont bipoutre 27
Figure 2-15 : Modélisation de la dalle béton pour le calcul de la flexion globale du pont caisson 27
Figure 2-16 : Détails des équipements non structuraux 35
Figure 2-17 : Positionnement des voies pour le calcul de la poutre n°1 39
Figure 2-18 : Calcul du caisson dans le cas de charges excentrées 41
Figure 2-19 : Position des voies de circulation pour le calcul du pont caisson 41
Figure 2-20 : Charges du système TS sur le tablier du pont bipoutre 43
Figure 2-21 : Charges du système TS sur le tablier du pont caisson 43
Figure 2-22 : Répartition transversale des charges UDL sur le tablier du pont bipoutre 45
Figure 2-23 : Répartition transversale des charges UDL sur le tablier du pont caisson 45
Figure 2-24 : Largeur efficace de dalle dans une section de poutre principale du pont bipoutre 57
Figure 2-25 : Largeurs efficaces de la dalle dans une section du pont caisson 59
Figure 2-26 : Zones fissurées du pont bipoutre utilisées dans l'analyse globale 63
Figure 2-27 : Zones fissurées du pont caisson utilisées pour l'analyse globale 63
Figure 2-28 : Organigrame de l'analyse globale 67
Figure 2-29 : Moments isostatiques et hyperstatiques dus au retrait du béton à long terme, pour le pont bipoutre 69
Figure 2-30 : Moments fléchissants sous les charges du modèle LM1 pour le pont bipoutre 69
Figure 2-31 : Moment de flexion sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caratériques Pont bipoutre 71
Figure 2-32 : Efforts tranchants sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caractéristiques Pont bipoutre 71
Figure 2-33 : Moments isostatiques et hyperstatiques dus au retrait à long terme dans le béton du pont caisson 73
Figure 2-34 : Moments de flexion sous les charges du modèle LM1 pour le pont caisson 75

Figure 2-35 : Moments de torsion sous les charges du modèle LM1, dans le pont caisson 75

Figure 2-36 : Moments de flexion sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caractéristiques Pont caisson 77

Figure 2-37 : Efforts tranchants sous les combinaisons ELU fondamentales et ELS caractéristiques Pont caisson 77

Figure 3-1 : Positions des raidisseurs verticaux du pont bipoutre..... 79

Figure 3-2 : Sections vérifiées 79

Figure 3-3 : Sous-panneaux au niveau de l'appui P2 79

Figure 3-4 : Section transversale au niveau de la culée C0..... 81

Figure 3-5 : Moment plastique résistant de la section sur culée C0 89

Figure 3-6 : Coupe transversale à mi-portée de la travée P1-P2..... 97

Figure 3-7 : Coupe transversale de la section sur appui intermédiaire P2 109

Figure 3-8 : Moment plastique résistant $M_{f,Rd}$ des semelles seules au niveau de l'appui intermédiaire P2 123

Figure 3-9 : Sections à vérifier dans le pont caisson 141

Figure 3-10 : Coupe transversale du pont caisson à mi-portée de la travée P1-P2 141

Figure 3-11 : Coupe transversale du pont caisson au droit de l'appui intermédiaire P3..... 155

Figure 3-12 : Géométrie des augets raidisseurs 161

Figure 3-13 : Taux d'utilisation (gauche) et aire efficace^p (droite) de la membrure inférieure en fonction de son épaisseur t_p et du nombre de raidisseurs n_{st} 171

Figure 4-1 : Situation de lancement la plus défavorable 199

Figure 4-2 : Dimensions du panneau étudié (en m)..... 201

Figure 4-3 : Champs de contraintes dans la panneau étudié 201

Figure 4-4 : Répartition de la résistance aux forces transversales le long du pont conformément à l'EN 1993-1-5 213

Figure 4-5 : Situation de lancement n°1 (la plus défavorable pour le moment de flexion sur appui intermédiaire)..... 215

Figure 4-6 : Situation de lancement n°2 (la plus défavorable pour la section transversale d'extrémité de travée la plus faible) 217

Figure 4-7 : Situation de lancement n°3 (la plus défavorable pour la section de mi-travée la plus faible) 217

Figure 4-8 : Dimensions du panneau étudié 219

Figure 4-9 : Champs de contraintes dans le panneau étudié 229

Figure 4-10 : Contraintes dans la tôle de fond d'après la théorie elastique de la flexion (à gauche) et contraintes dans les sous-panneaux résultant d'hypothèses conservatives (à droite)..... 247

Figure 4-11 : Répartition de la contrainte normale dans la semelle inférieure..... 251

Figure 4-12 : Détail de la section transversale de la semelle inférieure avec ses augets 255

Figure 4-13 : Répartition de la résistance aux charges transversales le long du pont conformément à l'EN 1993-1-5..... 267

Figure 4-14 : Taux d'utilisation des sous-panneaux (η) en fonction du nombre de raidisseurs 269

Figure 4-15 : Taux d'utilisation des raidisseurs ($\eta_{s,max}$) en fonction du nombre de raidisseurs 269

Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Âge du béton à la fin de chaque phase 13
Tableau 2-2 : Âge du béton à la fin des phases de bétonnage du pont caisson 23
Tableau 2-3 : Taux d'armatures de la dalle 29
Tableau 2-4 : Variation de f_y et f_u en fonction de l'épaisseur de tôle t 29
Tableau 2-5 : Coefficients partiels pour les matériaux (ELU) 31
Tableau 2-6 : Coefficients partiels pour les matériaux (ELS) 31
Tableau 2-7 : Charges des équipements non structuraux (pont bipoutre) 33
Tableau 2-8 : Charges des éléments non structuraux (pont caisson) 33
Tableau 2-9 : Retrait à la mise en service (t_{ini}) 35
Tableau 2-10 : Retrait au temps infini 37
Tableau 2-11 : Coefficients d'équivalence pour les chargements à long terme (pont bipoutre) 37
Tableau 2-12 : Coefficients d'équivalence pour les chargements à long terme (pont caisson) 37
Tableau 2-13 : Coefficients d'ajustement du modèle de charge LM1 39
Tableau 3-1 : Largeurs efficaces^{p} résultantes pour les sous-panneaux et les raidisseurs 163
Tableau 4-1 : Dimensions des panneaux étudiés (en mm) 219
Tableau 4-2 : Sollicitations de calcul 219
Tableau 4-3 : Valeurs dans la panneau étudié (cf. Figure 4-3) (Compression positive) 229
Tableau 4-4 : Synthèse de l'étude paramétrique pour la sitation de lancement n°1 Variation du paramètre n_{st} 261
Tableau 4-5 : Synthèse de l'étude paramétrique pour la situation de lancement n°2 Variation du paramètre n_{st} 263
Tableau 4-6 : Synthèse de l'étude paramétrique pour la situation de lancement n°3 Variation du paramètre n_{st} 265

Première édition - Copyright © 2008 Tous droits réservés par les partenaires du projet

Universität Stuttgart Germany

labein tecnalia

RWTH AACHEN UNIVERSITY

LULEÅ UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

cticm

Sétra