



Maître d'Ouvrage

DRE Auvergne / Service Maîtrise d'ouvrage

DRE Auvergne / SMO
7 rue Léo Lagrange
63033 Clermont Ferrand

Approuvé par
le maître d'ouvrage

RN 88

Contournement du PUY EN VELAY

Opération n° 03 Q 43 A

VIADUC DE TAULHAC

Dossier de consultation des opérateurs économiques

2-2.5 - Note de calcul du tablier

Maître d'Ouvre

DIR Massif Central / Service Ingénierie Routière du Puy

DIR MC / SIR
18 rue Jean Solvain
43000 Le Puy en Velay

Etabli et présenté par
le maître d'oeuvre

Date :

Direction Régionale de l'Équipement Auvergne
7 Rue Léo Lagrange
63033 CLERMONT-FERRAND

Direction Interdépartementale des Routes
Service d'Ingénierie Routière
18 rue J Solvain
43012 LE PUY EN VELAY CEDEX

RN 88 — Contournement du Puy en Velay

Solution Mixte 2.2.5 — Note de calculs du tablier

Mai 2009

Centre d'études Techniques de l'équipement de Lyon

Département Infrastructures et Transports
46, rue Saint Théobald BP 128 – 38081 l'Isle d'Abeau Cédex
tél : 04 74 27 53 00 / fax : 04 74 27 68 75
EQ-CT69-DIT--09-10--FR

Chef de projet : Arnold BALLIERE

Responsable de domaine : Renaud LECONTE

Auteurs de l'étude : Arnold BALLIERE - Christophe HERBERT

Sommaire

Sommaire.....	3
Introduction.....	4
1 Objet de la note.....	4
2 Caractéristiques de l'ouvrage.....	4
Tablier.....	6
1 Données Générales.....	6
1.1 Règlements de calculs.....	6
1.2 Charpente.....	6
1.3 Phasages de réalisation	7
1.4 Ferrailage longitudinal de la dalle	7
1.5 Matériaux.....	10
1.5.1 Béton.....	10
1.5.2 Acier.....	10
2 Actions.....	11
2.1 Actions permanentes.....	11
2.2 Retraits.....	13
2.3 Fluage – Coefficients d'équivalence.....	15
2.4 Actions variables.....	16
2.4.1 Surcharges retenues sur l'ouvrage.....	16
2.4.2 Répartition transversale des surcharges.....	17
2.4.3 Charges de fatigue.....	18
2.4.4 Actions thermiques.....	18
3 Combinaisons d'actions	19
3.1 Combinaisons ELU (autre que fatigue).....	19
3.2 Combinaisons ELS.....	19
4 Analyse globale	20
4.1 Principe de calcul.....	20
4.2 Analyse Non fissurée (ANF).....	20
4.3 Analyse fissurée (AF) – principaux résultats.....	21
4.3.1 État à vide en fin de bétonnage.....	21
4.3.2 État à vide après pose des superstructures.....	21
4.3.3 État à vide.....	22
4.3.4 Charges de trafic.....	23
4.3.5 Combinaison caractéristique ELS.....	23
4.3.6 Combinaison fondamentale ELU.....	25
4.3.7 Contraintes normales en face supérieure de la dalle.....	27
4.3.8 Contraintes normales en nappe supérieure d'armatures.....	28
5 Justifications des sections aux ELU.....	29
5.1 Sections en travée.....	29
5.2 Sections sur appui.....	32
6 Justifications des sections aux ELS.....	37
6.1 Vérification de la dalle.....	37
6.2 Vérification de la poutre.....	37
6.3 Maîtrise de la fissuration.....	38
6.4 Connexion.....	39
7 Autres justifications.....	43
7.1 Rigidité des montants verticaux.....	43
7.2 Déversement de la membrure inférieure.....	44
7.3 Lançage.....	46

Introduction

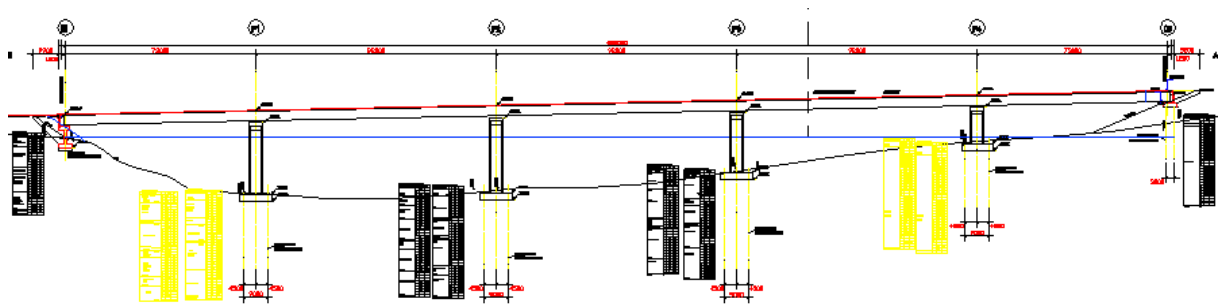
1 Objet de la note

Cette note a pour objet la justification au stade Projet d'Ouvrage d'Art, du Viaduc de Taulhac dans le cadre du Contournement du Puy en Velay (RN88). L'ouvrage permet le franchissement d'un vallon de 400 m de largeur, orienté Nord-Sud.

Cette note traite uniquement du tablier. Les hypothèses retenues sont présentées et les résultats principaux issus des logiciels de calculs ou de tableurs sont insérés. Le mode de construction de l'ouvrage et les justifications correspondantes figurent également.

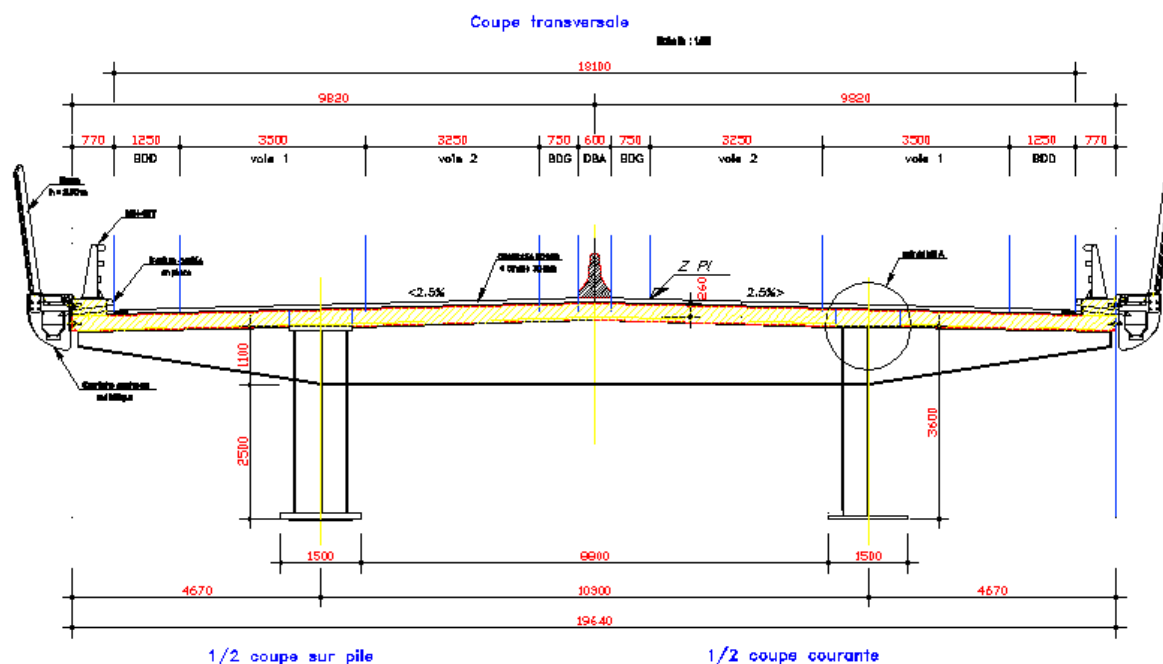
2 Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage principal est de type bipoutre à pièces de pont et consoles, d'une longueur totale de 422 m. Il comporte 5 travées de portées : 73 – 92 – 92 – 92 – 73 m.



L'ouvrage est droit. Les lignes d'appui sur piles et culées sont perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

L'ouvrage est constitué d'un tablier unique portant les deux chaussées.



Le profil en travers du tablier est constitué comme suit :

- une longrine support de BN4-16 de 0,77 m,
- une bande dérasée de droite de 1,25 m,
- une chaussée à deux voies de circulation de 6,75 m (3,50 m + 3,25 m),
- une bande dérasée de gauche de 0,75 m,
- une DBA de 0,60 m,
- une bande dérasée de gauche de 0,75 m,
- une chaussée à deux voies de circulation de 6,75 m,
- une bande dérasée de droite de 1,25 m,
- une longrine support de BN4 de 0,77 m.

Ceci conduit à une largeur de dalle de couverture de 19,64 m.

L'écartement des poutres de l'ouvrage est de 10,30 m. La largeur des encorbellements est de 4,67 m. Les éléments transversaux sont constitués de pièces de pont et de consoles espacées de 4,00 m sur les travées courantes de 92 m. Sur les travées de rive, l'espacement est de 4,06 m sauf pour le dernier élément au droit des culées pour lequel il est de 3,98 m.

L'épaisseur de la dalle est de 0,26 m.

Le tracé en plan de l'ouvrage est rectiligne.

Le profil en long de l'ouvrage est constitué d'une pente de 2,14% de la culée C5 vers la culée C0.

Les appuis de l'ouvrage sont en béton armé fondés sur pieux à l'exception de la culée C0 fondée superficiellement.

Le tablier de l'ouvrage repose sur ces appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot.

Tablier

1 Données Générales

1.1 Règlements de calculs

Le tablier est justifié selon les Eurocodes définis ci-après :

- les normes NF EN 1990 et NF EN 1990/A1 et leurs annexes nationales,
- les normes NF EN 1991-1-1 et NF EN 1991-1-3 à NF EN 1991-1-7 ainsi que leurs annexes nationales,
- la norme NF EN 1991-2 et son annexe nationale,
- les normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2 et leurs annexes nationales,
- les normes NF EN 1993-1-1, NF EN 1993-1-5, NF EN 1993-2 et leurs annexes nationales,
- les normes NF EN 1994-1-1 et NF EN 1994-2 et leurs annexes nationales

1.2 Charpente

La charpente est mise en place par lancement.

Poutres principales

Chaque poutre de 3600 mm de hauteur est constituée d'une membrure supérieure de 1200 mm de largeur et une membrure inférieure de 1500 mm de largeur. Les épaisseurs des éléments sont définies dans le tableau suivant :

		Travée de rive				Travée courante						
Longueur		56 m	6 m	6 m	5 m	5 m	6 m	6 m	58 m	6 m	6 m	5 m
Membrure Supérieure	1200 x	40	50	65	95	95	65	50	40	50	65	95
Âme		30	35	35	40	40	35	35	30	35	35	40
Membrure Inférieure	1500x	50	60	75	100	100	75	60	50	60	75	100
Nuance		S355		S460			S355			S460		

Eléments transversaux

Pièces de pont : PRS

Semelle sup : 300 x 30 mm

Ame : épaisseur 20 mm hauteur 1200 mm minimum

Semelle inf : 400 x 40 mm

Consoles: PRS

Semelle sup : 300 x 30 mm

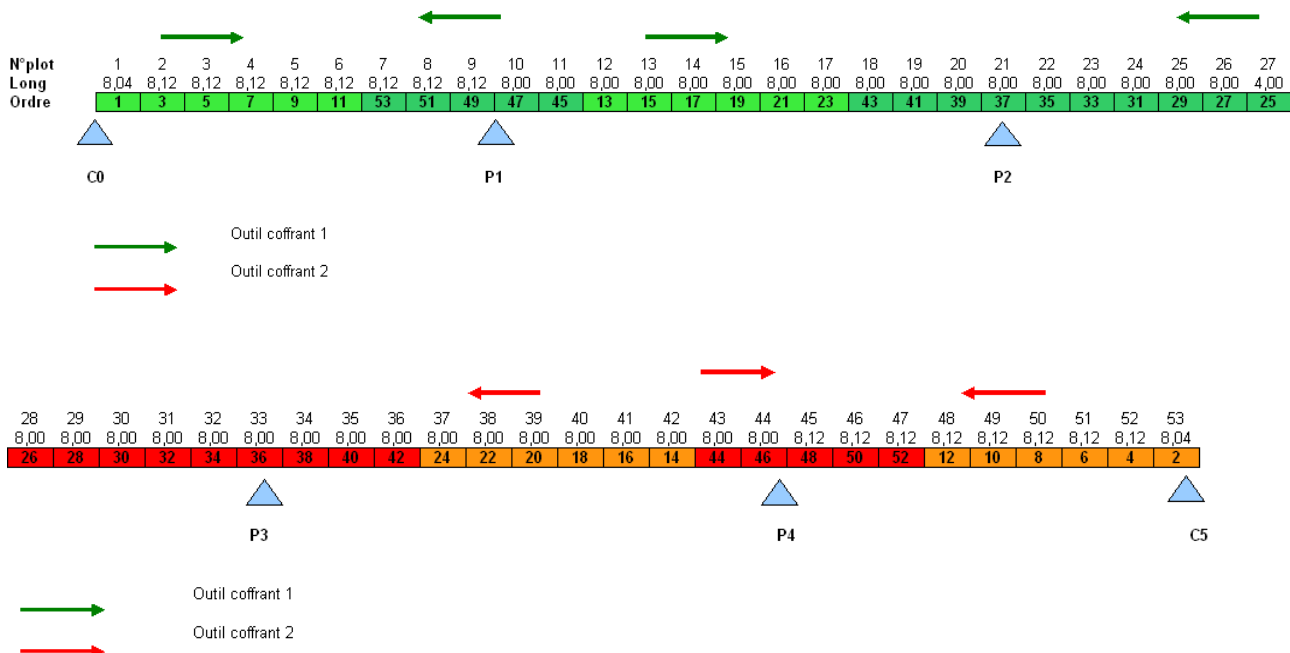
Ame : épaisseur 20 mm hauteur 300 à 1200 mm

Semelle inf : 400 x 40 mm

1.3 Phasages de réalisation

Dalle de couverture

La dalle de couverture est réalisé par pianotage à l'aide de 2 outils coffrants suivant le schéma suivant :



La dalle est découpée en 53 plots :

- *travée de rive* : le plot d'extrémité est de 8,04 m et les plots courants suivants sont de 8,12 m ;
- *travée courante* : les plots sont de 8,00 m à l'exception du plot central (travée 3) qui présente une longueur de 4,00 m.

Ce découpage permet d'obtenir des plots reposant aux extrémités sur les pièces de pont tant sur les travées de rive que sur les travées principales.

On considère une durée de réalisation de 3 plots par semaine soit une durée de 126 jours (18 semaines) pour la réalisation complète de la dalle. L'âge moyen du béton des plots, à la fin de réalisation de la dalle, est prise égale à la moitié de la durée de bétonnage soit $t_0 = 63$ jours.

Superstructures

La durée de réalisation des superstructures est prise égale à 87 jours. On obtient ainsi l'âge moyen du béton à la fin de réalisation des superstructures $t_0 = 150$ jours.

Pour les calculs à la mise en service (court terme) on considère l'âge moyen du béton $t = 150$ jours.

1.4 Ferrailage longitudinal de la dalle

En partie courante des travées : 64 HA 16 ($s=153$ mm) par nappe et par poutre soit un taux de 1,00%.

En zones d'appuis intermédiaire : on considère un taux de 1,15% réparti comme suit :

- 64 HA 16 ($s=153$ mm) par poutre pour la nappe inférieure (soit un taux de 0,50%)
- 64 aciers (HA16 et HA20 alternés) par poutre pour la nappe supérieure (soit un taux de 0,65%).

Ce taux de ferrailage est appliqué sur 20% de la portée de part et d'autre des appuis intermédiaires.

Pour les justifications de flexion longitudinale on considère que les armatures de chaque nappe sont placées à 50 mm du parement béton.

(la feuille ci-après détaille le calcul de l'aire minimale des armatures à mettre en oeuvre en zone courante).

Aire minimale des armatures de dalle

Hypothèses

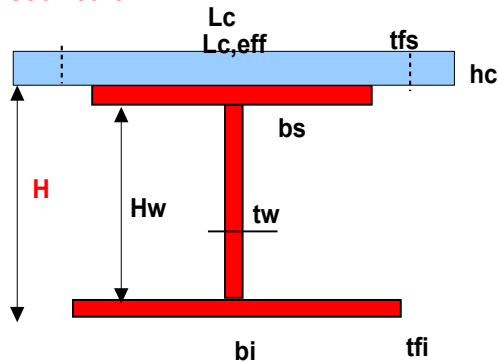
wk= 0,3 mm (ouverture des fissures)

Matériaux

fck= 35 MPa (fct,eff=fctm)
 fctm= 3,2 MPa EN1994-2 (7.4.2)
 fct,0 2,9 MPa EN1994-2 (7.4.2)
 Ecm= 34077 MPa (22000.(fcm/10)^{0.3})
 Es= 210000 MPa
 no= 6,16 Es/Ecm

HA 16 mm (Diamètre de la barre)
 HA 14,45 mm (Diamètre équivalent Φ^*) EN1994-2 (7.4.2)
 SigmaS= 240 MPa – Contrainte de comparaison

Géométrie



L= 92 portée courante
 b0= 0,9 entraxe connecteurs en saillie
 b1= 4,22 m (L géométrique gauche)
 b2= 4,70 m (L géométrique)
 hc = 0,26 m
 Lc,eff= 9,82 m (L efficace travée courante)
 bs= 1200 mm
 tfs= 30 mm
 H= 3600 mm
 hw= 3530 mm
 tw= 25 mm
 bi= 1400 mm
 tfi= 40 mm

Par rapport à l'interface poutre/hourdis :

Centre de gravité du hourdis 0,130 m
 Centre de gravité métal seul 1,994 m

Distance entre CdG du hourdis et CdG de la section mixte (no)

Zo= 2,119 m

d'où Kc= 1,0 Kc calculé = 1,24220130721758 > 1

Aire minimale des armatures de dalle

k= 0,8

$\rho = 0,96$ %
 nappe sup 122,94 cm²
 62 HA 16
 nappe inf 122,94 cm²
 62 HA 16

$$\rho_s \geq \frac{0,9 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}$$

1.5 Matériaux

1.5.1 Béton

Le béton envisagé pour le hourdis est un C35/45. Ses caractéristiques principales sont les suivantes :

- résistance caractéristique à la compression : $f_{ck}=35$ MPa ;
- résistance caractéristique à la traction : $f_{ctm}=3,2$ MPa ;
- module sécant d'élasticité pour les actions à court terme : $E_{cm}=34077$ MPa ;
- coefficient partiel : $\gamma_c=1,5$;
- coefficient de dilatation thermique : $\alpha=1.10^{-5}$ /°C ;

1.5.2 Acier

Acier de charpente

Les aciers de charpente sont des aciers de nuance S355 et S460 (zones d'appui). Il s'agit des aciers non alliés pour des épaisseurs jusqu'à 30 mm (norme EN 10025-2) et des aciers à grains fins livrés à l'état normalisé au delà de 30 mm (norme EN 10025-3).

La limite d'élasticité f_y , dépendant de l'épaisseur de la tôle, est donnée dans la norme EN 10025 :

Acier S355 :

Epaisseur (mm)	Limite d'élasticité f_y (MPa)	Qualité
$t \leq 16$	355	S 355 K2
$16 < t \leq 30$	345	S 355 K2
$30 < t \leq 40$	345	S 355 N
$40 < t \leq 63$	335	S 355 N
$63 < t \leq 80$	325	S 355 N
$80 < t \leq 100$	315	S 355 NL
$t > 100$	295	S 355 NL

Acier S460 :

Epaisseur (mm)	Limite d'élasticité f_y (MPa)	Qualité
$16 < t \leq 40$	440	S 460 M
$40 < t < 50$	430	S 460 M
$50 \leq t \leq 63$	430	S 460 ML
$63 < t \leq 80$	410	S 460 ML
$80 < t \leq 100$	400	S 460 ML

On retient également les autres caractéristiques suivantes :

- module d'élasticité : $E_a=210000$ MPa;
- coefficient partiel pour résistance des sections transversales : $\gamma_{M0}= 1$;
- coefficient partiel pour résistance des barres aux instabilités : $\gamma_{M1}= 1,1$;
- coefficient de dilatation thermique : $\alpha=1.10^{-5}$ /°C ;

Acier de béton armé

Les aciers de béton armé sont de nuance B500B dont les caractéristiques sont les suivantes :

- module d'élasticité : $E_s=200000$ MPa (par simplification et conformément à l'EN 1994-2 on prendra $E_s=E_a=210000$ MPa) ;
- limite d'élasticité : $f_{sk}=500$ MPa ;
- coefficient partiel : $\gamma_s= 1,15$;
- coefficient de dilatation thermique : $\alpha=1.10^{-5}$ /°C ;

Connecteurs

On retient des goujons de 22 mm de diamètre en acier S235J2G3 dont la résistance caractéristique à la rupture vaut $f_u=450$ MPa. La distance b_0 entre connecteurs de rive est prise égale à 90 cm.

Coefficients partiels de sécurité à l'ELS

- béton : $\gamma_c= 1,0$;
- armatures : $\gamma_s= 1,0$;
- acier : $\gamma_{M,ser}= 1,0$;
- goujons : $\gamma_v= 1,25$;

2 Actions

2.1 Actions permanentes

Poids propre

Les effets du poids propre des éléments structuraux (hourdis et charpente) sont déterminés sur la base des plans de coffrage en attribuant :

- au béton une densité de $26,5 \text{ kN/m}^3$ (béton roche massive);
- au métal une densité de 77 kN/m^3 .

Le poids de la dalle de couverture est appliqué aux poutres métalliques de manière égale (symétrie du profil), soit $19,64 \times 0,26 \times 26,5 / 2 = \mathbf{67,7 \text{ kN/ml}}$ par poutre.

Le poids des éléments transversaux (pièces de pont, consoles et raidisseurs transversaux) représente **10 kN/ml** par poutre (poids évalué à partir des dimensions des pièces).

Superstructures

Pour les éléments non structuraux (superstructures), les effets sont déterminés en considérant des valeurs caractéristiques inférieure et supérieure du poids propre.

Le détail des superstructures et des charges apportées à la structure est développé ci-après.

Superstructures

Poids des éléments (x à gauche et x à droite d'un point fixe choisi)

point choisi : [axe de l'OA](#)

Eléments	Epaisseur (m)	x à gauche (m)	x à droite (m)	densité (kN/m ³ ou /ml)	Poids nom (KN/ml)
Etanchéité	0,03	-9,05	9,05	23,5	12,76
Enrobé	0,08	-9,05	9,05	23,5	34,03
Longrine g	0,28	-9,82	-9,05	26,5	5,71
Longrine d	0,28	9,05	9,82	26,5	5,71
					0,00
					0,00
corniche g		-9,82	-9,82	3,0	3,00
corniche d		9,82	9,82	3,0	3,00
BN4 g		-9,45	-9,45	0,69	0,69
BN4 d		9,45	9,45	0,69	0,69
DBA		0,00	0,00	6,52	6,52
Boue g		-9,82	-9,82	1,69	1,69
Boue d		9,82	9,82	1,69	1,69

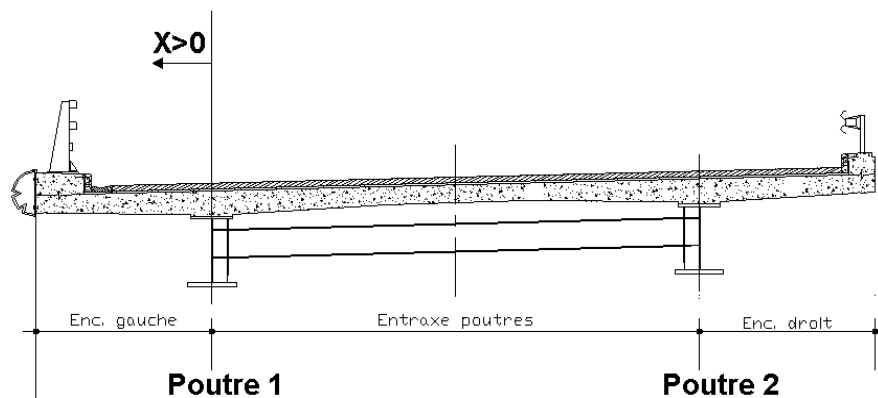
Rho=14,7 kN/m³
S=11,5 dm² (> S nécessaire)

Répartition transversale des charges

Données :

entraxe des poutres : 10,30 m

Les éléments sont définis % distance de la poutre 1 (poutre G)



Les réactions sur les deux poutres sont déterminées selon **Courbon**.

X est la position du CdG de l'élément % poutre 1.

Répartition superstructures

Superstructures	Poids	Dist. % poutre 1	Pond. Max	Pond. Min	Poutre 1 Réactions (kN/ml)			Poutre 2 Réactions (kN/ml)		
	(kN/ml)	(m)			R1nom.	R1max	R1min	R2nom.	R2max	R2min
Etanchéité	12,76	-5,15	1,2	0,8	6,38	7,66	5,10	6,38	7,66	5,10
Enrobé	34,03	-5,15	1,4	0,8	17,01	23,82	13,61	17,01	23,82	13,61
Longrine g	5,71	4,29	1,0	1,0	8,09	8,09	8,09	-2,38	-2,38	-2,38
Longrine d	5,71	-14,59	1,0	1,0	-2,38	-2,38	-2,38	8,09	8,09	8,09
corniche g	3	4,67	1,0	1,0	4,36	4,36	4,36	-1,36	-1,36	-1,36
corniche d	3	-14,97	1,0	1,0	-1,36	-1,36	-1,36	4,36	4,36	4,36
BN4 g	0,69	4,3	1,0	1,0	0,98	0,98	0,98	-0,29	-0,29	-0,29
BN4 d	0,69	-14,6	1,0	1,0	-0,29	-0,29	-0,29	0,98	0,98	0,98
DBA	6,52	-5,15	1,0	1,0	3,26	3,26	3,26	3,26	3,26	3,26
Boue g	1,69	4,67	1,0	0,0	2,46	2,46	0,00	-0,77	-0,77	0,00
Boue d	1,69	-14,97	1,0	0,0	-0,77	-0,77	0,00	2,46	2,46	0,00

Total	75,5	(kN/ml)	Total	37,75	45,83	31,38	37,74	45,83	31,38
--------------	-------------	---------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Poutre la plus chargée : 1

Qnom :	37,75	kN/ml
Qmax :	45,83	kN/ml
Qmin :	31,38	kN/ml

2.2 Retraits

Les déformations de retrait à la mise en service (court terme) et à long terme sont calculées dans le tableau suivant :

Caractéristiques béton :

Fck= 35 Mpa
 Fcm= 43 MPa
 Ecm= 34077 MPa

Caractéristiques acier :

Es= 210000 MPa

Caractéristiques dalle :

Ldalle= 19,64 M
 Epdalle= 0,26 M
 Entr.poutre= 10,30 M
 Largsemsup= 1,200 M

Ac= 5,190 M² Section de la dalle béton
 U= 17,760 M Périmètre au contact de l'air
 h0= 585 mm Rayon moyen
 RH= 80 % Degré d'humidité

Ciment

Ciment à prise : normale classe N

α_{ds1} = 4
 α_{ds2} = 0,12

Retrait endogène

$\epsilon_{ca,inf}$ = 6,25E-5 Retrait endogène au temps infini
 to à CT (jours) 150
 β_{ast} = 0,91
 $\epsilon_{ca,t}$ = 5,71E-5 (= $\beta_{ast} * \epsilon_{ca,inf}$)

Retrait de dessiccation

β_{RH} = 0,76
 $\epsilon_{cd,0}$ = 2,53E-4 Retrait de dessiccation de référence
 Kh= 0,7 Coefficient dépendant de ho
 to (jours) 150
 ts (jours) 1
 $\beta_{dst}(t_0,ts)$ = 0,209
 $\epsilon_{cd,t}$ = 3,70E-5 (= $\beta_{dst}(t_0,ts) * Kh * \epsilon_{cd,0}$)
 $\epsilon_{cd,inf}$ = 1,77E-4 (= $Kh * \epsilon_{cd,0}$) valeur finale du retrait de dessiccation

BILAN RETRAITS

Retrait thermique α_{th} = 1E-4 Valeur conseillée : 0,0001

Court Terme :	ϵ_{ct} =	1,94E-4
Long Terme :	ϵ_{lt} =	2,40E-4

2.3 Fluage – Coefficients d'équivalence

Les coefficients d'équivalence sont calculés dans le tableau suivant :

Caractéristiques béton :

Fck= 35
Fcm= 43
Ecm= 34077

Mpa
MPa (fck+8)
MPa $(22000 \cdot (fcm/10)^{0.3})$

Caractéristiques acier :

Es= 210000 MPa

Caractéristiques dalle :

Ldalle= 19,64 M
Epdalle= 0,26 M
Entr.poutre= 10,30 M
Largsemsup= 1,200 M

Ac= 5,190 M² Section de la dalle béton
U= 17,760 M Périmètre au contact de l'air
h0= 585 2Ac/u (mm) Rayon moyen
RH= 80 % Degré d'humidité

Court terme

No= 6,162 Es/Ecm

Détail long terme

$\alpha_1 = 0,87$ $(35/fcm)^{0.7}$
 $\alpha_2 = 0,96$ $(35/fcm)^{0.2}$
 $\alpha_3 = 0,9$ $(35/fcm)^{0.5}$
 $\beta(fcm) = 2,56$ $16.8/(fcm^{0.5})$

Coefficients d'équivalence $nL = no \cdot (1 + \psi L \cdot \phi o(t_o))$

	to (jours)	ψL	$\beta(t_o)$	ϕo	nL
Retrait	1	0,55	0,91	2,7	15,31
Bétonnage	63	1,1	0,42	1,24	14,58
Superstructures	150	1,1	0,35	1,05	13,29

2.4 Actions variables

2.4.1 Surcharges retenues sur l'ouvrage

Découpage de la chaussée

Largeur W de chaussée :	18,10	m	(abstraction de la DBA)
Largeur chargeable totale de trottoirs :	0,00	m	
Nombre de voies conventionnelles nl :	6		
Largeur d'une voie wl :	3,00	m	
Largeur de l'aire résiduelle :	0,10	m	

Charges verticales

Classe de l'ouvrage : 2

Modèle de charge 1 (LM1)

		Aire résiduelle	Voie n° 1	Voie n° 2	Voie n° 3	Voie n° 4	Voie n° 5	Voie n° 6
Tandem TS	Qik (kN)	---	300	200	100	---	---	---
	αQ_i	---	0,9	0,8	0,8	---	---	---
	Total (kN)	---	270	160	80	---	---	---
Système UDL	qik (kN/m²)	2,5	9	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	αq_i	1	0,7	1	1	1	1	1
	Total (kN/m²)	2,5	6,3	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5

Total TS (par ligne d'essieu) : 510 kN
 Total UDL (/ml long. d'ouvrage) : 56,65 kN/ml

Modèle de charge 2 (LM2)

Essieu unique Q_{ak} : 400 kN
Coefficient β_Q : 0,80
Total essieu : 320 kN

Modèle de charge 3 (LM3) (véhicules spéciaux)

Convois exceptionnels : convois de type C
Convois militaires : Mc120
Me120
Autres : Caterpillar 769C

Modèle de charge 4 (LM4) (chargement de foule)

Charge uniformément répartie de 5 kN/m² :
modèle non retenu

Modèles de charges complémentaires RAS

Charges de trottoirs

Valeur caractéristique q_{fk} : 5,0 kN/m² q_{trot1} = 0,0 kN/ml long. d'ouvrage
Valeur si associée à gr1a : 3,0 kN/m² q_{trot2} = 0,0 kN/ml long. d'ouvrage

Forces horizontales

Forces de freinage et d'accélération (longitudinale)

Longueur du tablier L : 422,00 m
Véh. militaires sur tablier : oui $Q_{lk} \leq$ 900 kN
Valeur caractéristique Q_{lk} : 900 kN

Forces centrifuges

Rayon de courbure de l'axe chaussée, r : 10000 m (si axe en plan rectiligne saisir « 10000 »)
Poids total des tandems : Q_v = 1020 kN
Force centrifuge : Q_{tk} = 0 kN
Force de freinage transversale : Q_{trk} = 225 kN

2.4.2 Répartition transversale des surcharges

Chargement	Largeur (m)	q (kN/m ²)	Poids	Dist. % poutre 1 (m)	Poutre 1	Poutre 2	
UDL voie 1	3,00	6,3	18,90	2,40	23,30	-4,40	
UDL voie 2	3,00	2,5	7,50	-0,6	7,06	0,44	
UDL voie 3	3,00	2,5	7,50	-3,600	4,88	2,62	
UDL voie 4	3,00	2,5	7,50	-6,600	2,69	4,81	
UDL voie 5	2,20	2,5	5,50	-9,200	0,59	4,91	
UDL voie 6	0,00	2,5	0,00		0,00	0,00	
Aire résiduelle	0,00	2,5	0,00		0,00	0,00	
TOTAL UDL			46,9		38,53	8,37	kN/ml
TS voie 1			270	2,4	332,91	-62,91	
TS voie 2			160	-0,6	150,68	9,32	
TS voie 3			80	-3,6	52,04	27,96	
TOTAL TS			510		535,63	-25,63	kN
LM2			320	2,6	400,78	-80,78	kN
Mc120 – chenille 1			0,5	2,9	0,641	-0,141	
Mc120 – chenille 2			0,5	-0,4	0,481	0,019	
TOTAL Mc120			1		1,121	-0,121	pond : 1,121
Me120 – essieu 1			1	1,4	1,136	-0,136	
Convoi C2			1	1,8	1,175	-0,175	pond : 1,175
769C aller			1	0,025	1,002	-0,002	
769C retour			1	-9,325	0,095	0,905	
Total 769C					1,097	0,903	

2.4.3 Charges de fatigue

Le modèle de charge de fatigue FLM3 est retenu pour les justifications. Il est considéré centré sur la voie lente.

Pour les justifications de la charpente on retient le concept de durée de vie sûre soit les coefficients partiels de sécurité suivants :

$\gamma_{MF} = 1,35$ (pour les éléments non redondants)

$\gamma_{MF} = 1,15$ (pour les éléments redondants)

$\gamma_{MF,s} = 1,25$ (pour les goujons)

$\gamma_{s,fat} = 1,15$ (pour les armatures)

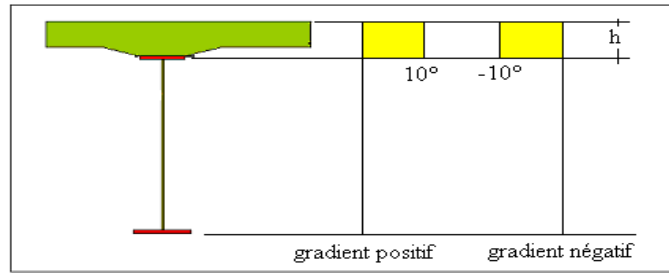
2.4.4 Actions thermiques

Variations uniformes de température

Conformément à la NF EN 1991-1-5, on retient : +34°C et -30°C (département de la Haute-Loire).

Gradient thermique

Conformément au choix de l'annexe nationale de l'EN 1991-1-5 on retient le gradient non linéaire simplifié, soit une différence de température de +10° ou -10° dans la dalle par rapport à la charpente.



3 Combinaisons d'actions

On retient les notations suivantes :

- $G_{k,sup}$ (resp. $G_{k,inf}$) : effet défavorable (resp. favorable) du poids propre et des superstructures, considérés avec leur valeur caractéristique supérieure (resp. inférieure)

- T_k : effet de la température (val. Caractéristique)

- S : effet du retrait

3.1 Combinaisons ELU (autre que fatigue)

Combinaisons fondamentales (principales) :

$$1,35.G_{k,sup} + G_{k,inf} + (1,00 \text{ ou } 0,00) S + \begin{cases} 1,35.(UDL + TS) + 1,5 \times 0,6 \times T_k \\ 1,35.g_{ri} \text{ (} i=1b,2,3,5 \text{)} \\ 1,5.T_k + 1,35 \times (0,75TS + 0,4UDL) \end{cases}$$

3.2 Combinaisons ELS

Combinaisons caractéristiques (principales) :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + (1,00 \text{ ou } 0,00) S + \begin{cases} UDL + TS + 0,6 \times T_k \\ gr1b \\ T_k + 0,75TS + 0,4UDL \end{cases}$$

Combinaison fréquente :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + (1,00 \text{ ou } 0,00) S + \begin{cases} 0,4UDL + 0,75TS + 0,5 \times T_k \\ 0,75 gr1b \\ 0,6 T_k \end{cases}$$

Combinaison quasi-permanente :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + (1,00 \text{ ou } 0,00) S + 0,5.T_k$$

4 Analyse globale

4.1 Principe de calcul

Les sollicitations et contraintes sont déterminées à l'aide du logiciel à barres ST1 du SETRA. Une seule poutre métallique en I, associée à un demi-hourdis béton est modélisée. Il s'agit d'une modélisation 2D (option « plane » du logiciel).

Des procédures spécifiques permettent de déterminer les sollicitations en tenant compte de la redistribution éventuelle des efforts due à la fissuration de la dalle (Analyse Fissurée selon les Eurocodes).

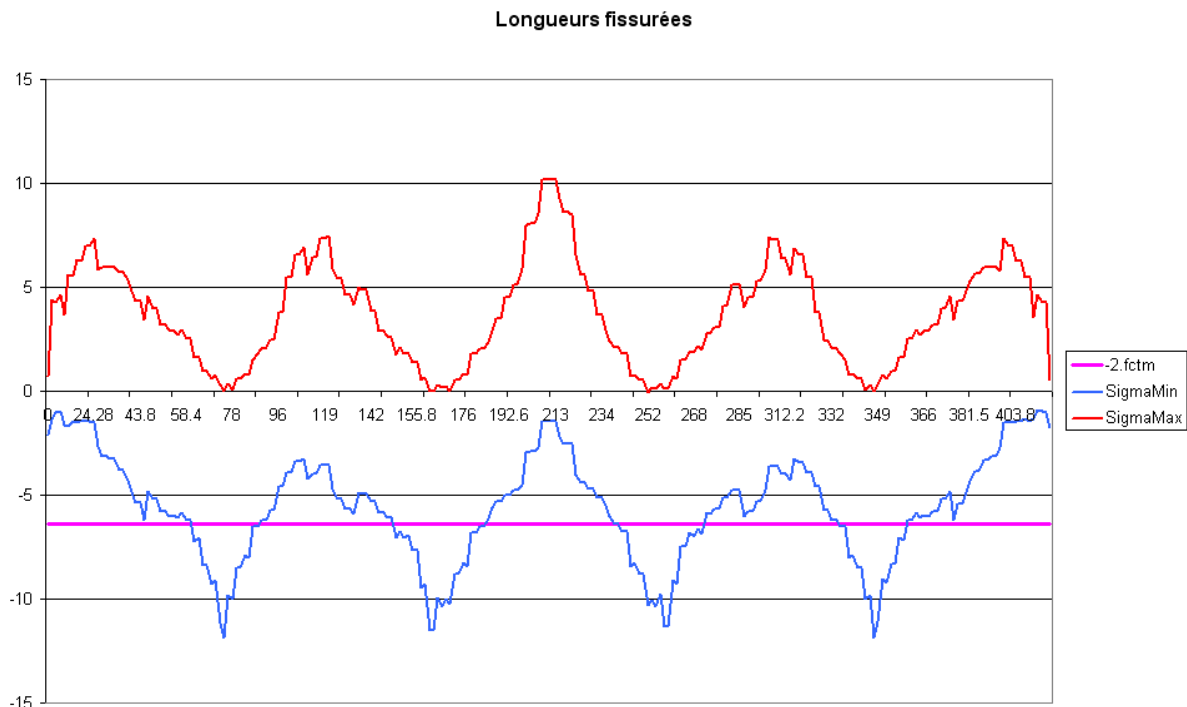
Le calcul se fait en 2 étapes :

1- Détermination des efforts avec une Analyse Non Fissurée (ANF). Le calcul des contraintes sur la fibre extrême du hourdis (à l'ELS caractéristique) permet de connaître les longueurs des zones fissurées ($\sigma_b < -2f_{ctm}$)

2- Détermination des efforts avec une analyse fissurée (AF) : les calculs sont menés en négligeant le béton dans les zones fissurées.

4.2 Analyse Non fissurée (ANF)

Le graphique suivant montre les contraintes extrêmes sur la fibre supérieure du hourdis à l'ELS caractéristique à l'issue de l'Analyse Non Fissurée. On voit également le seuil de fissuration qui est égal à $-2f_{ctm}$ soit 6,40 MPa pour un béton C35/45.



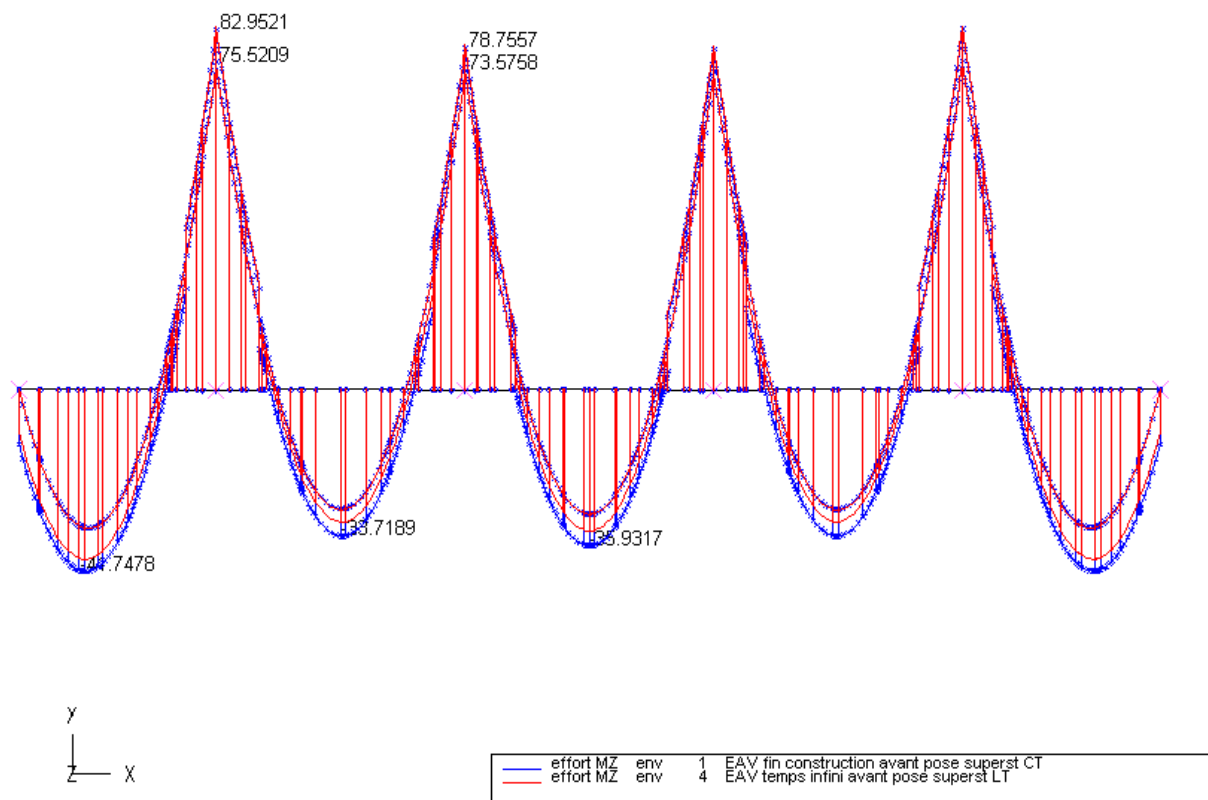
Les longueurs des zones fissurées sont les suivantes :

- 27 m (11 + 16) pour les piles P1 et P4;
- 30 m (12 + 18) pour les piles P2 et P3

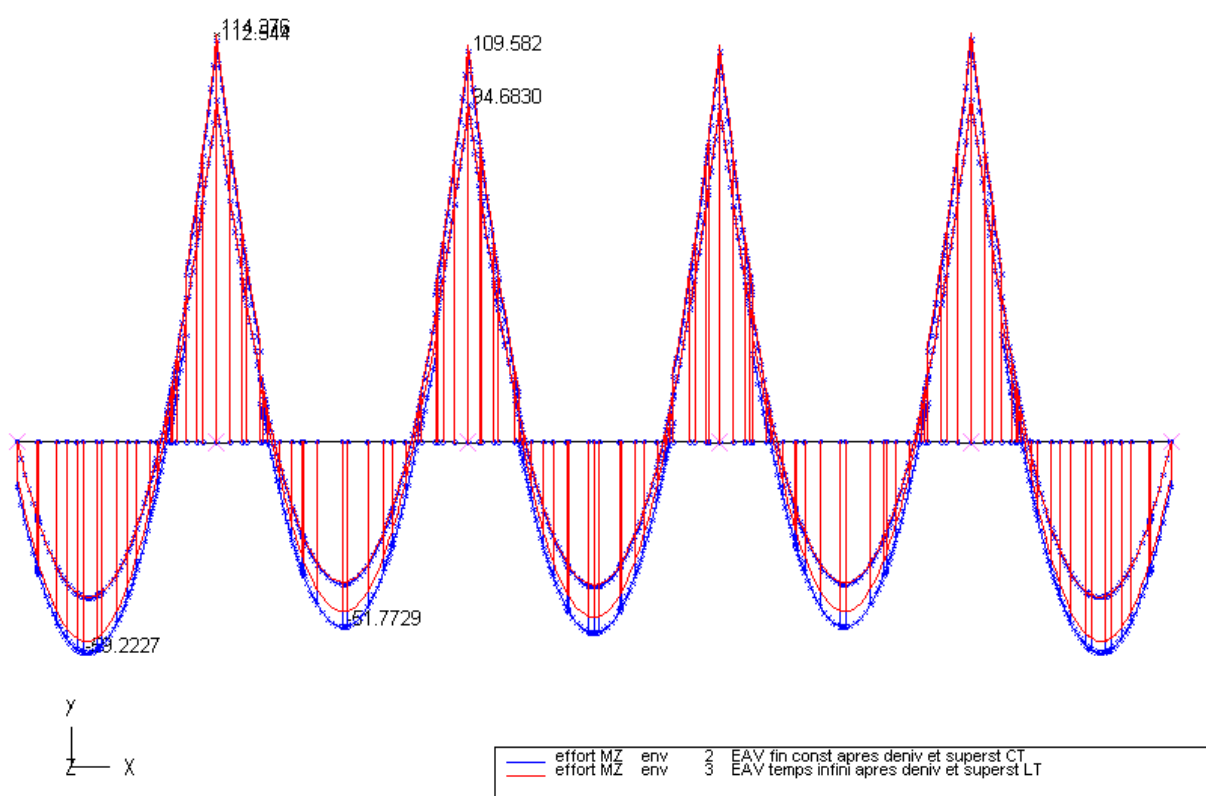
4.3 Analyse fissurée (AF) – principaux résultats

Les principaux résultats émanant de l'analyse globale fissurée sont détaillés ci-après.

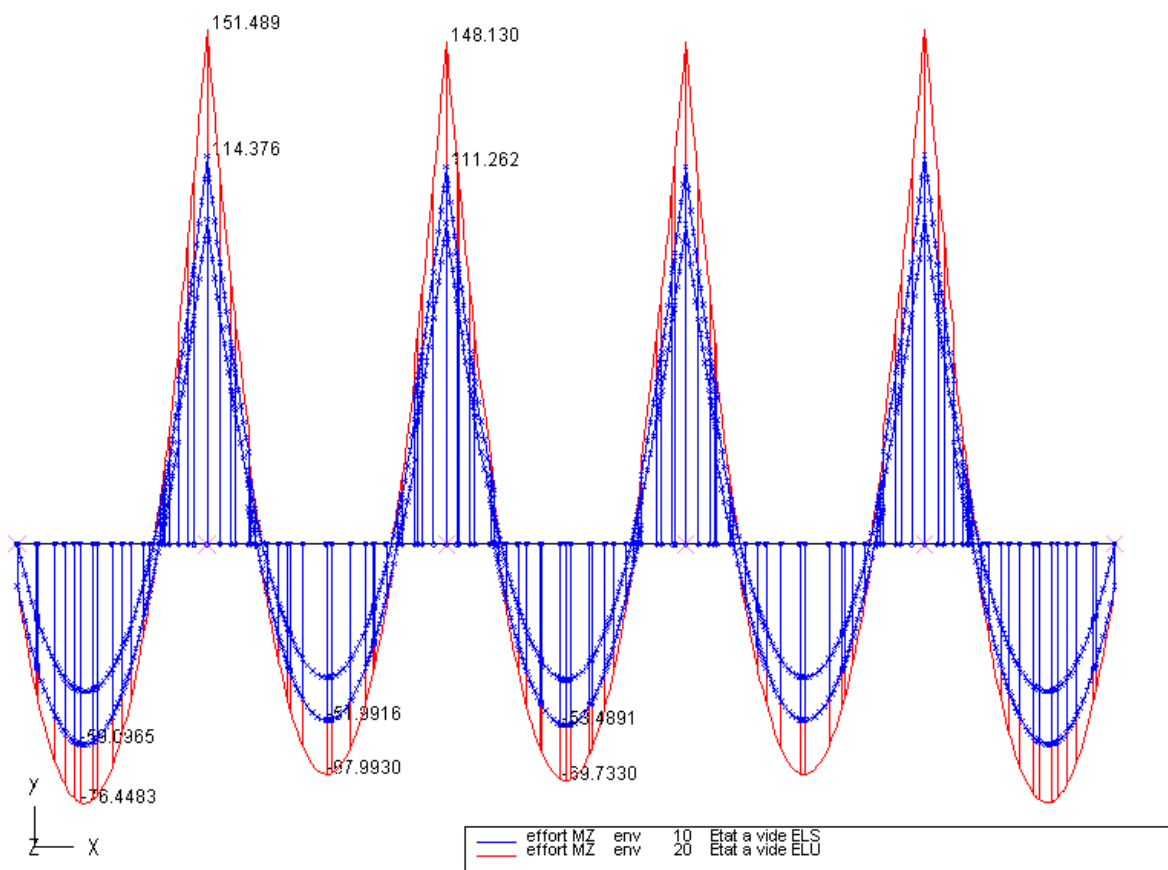
4.3.1 État à vide en fin de bétonnage



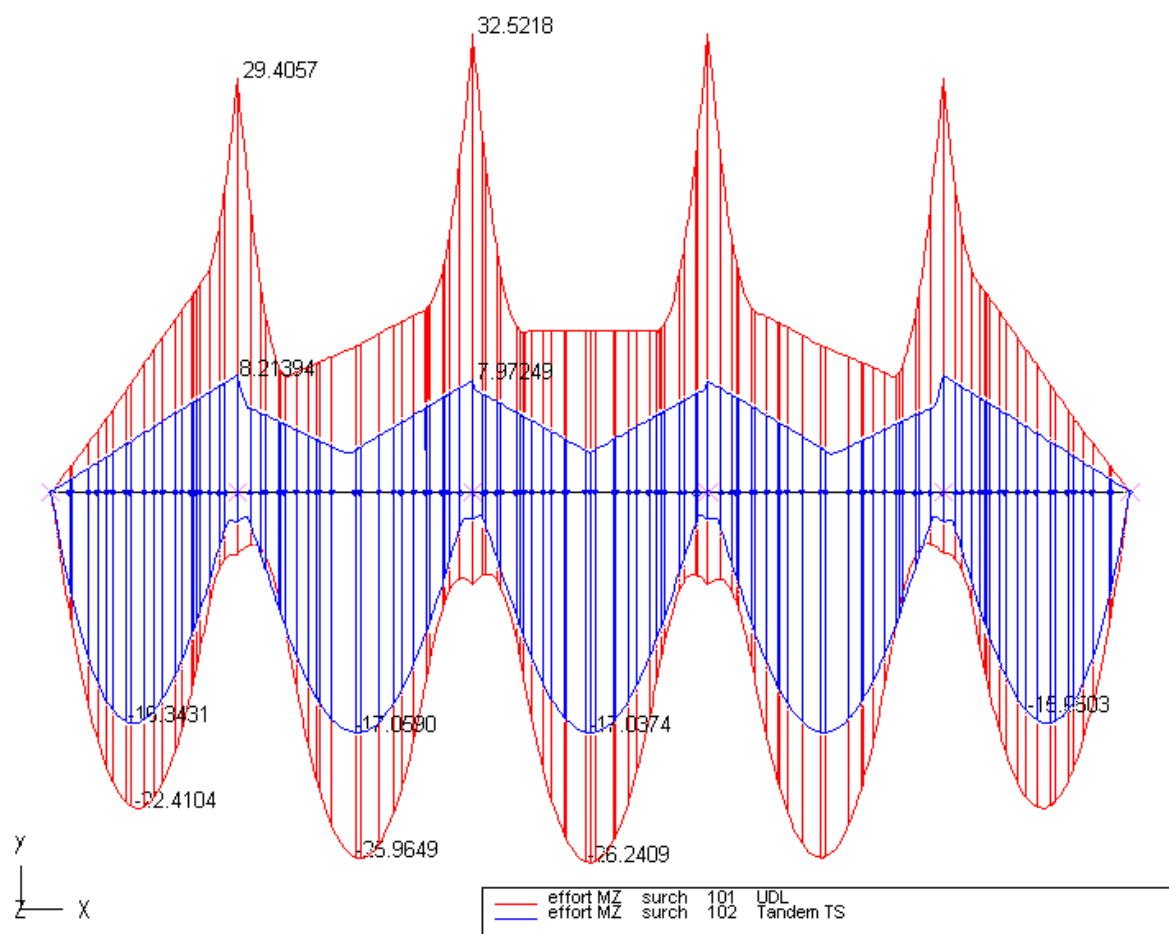
4.3.2 État à vide après pose des superstructures



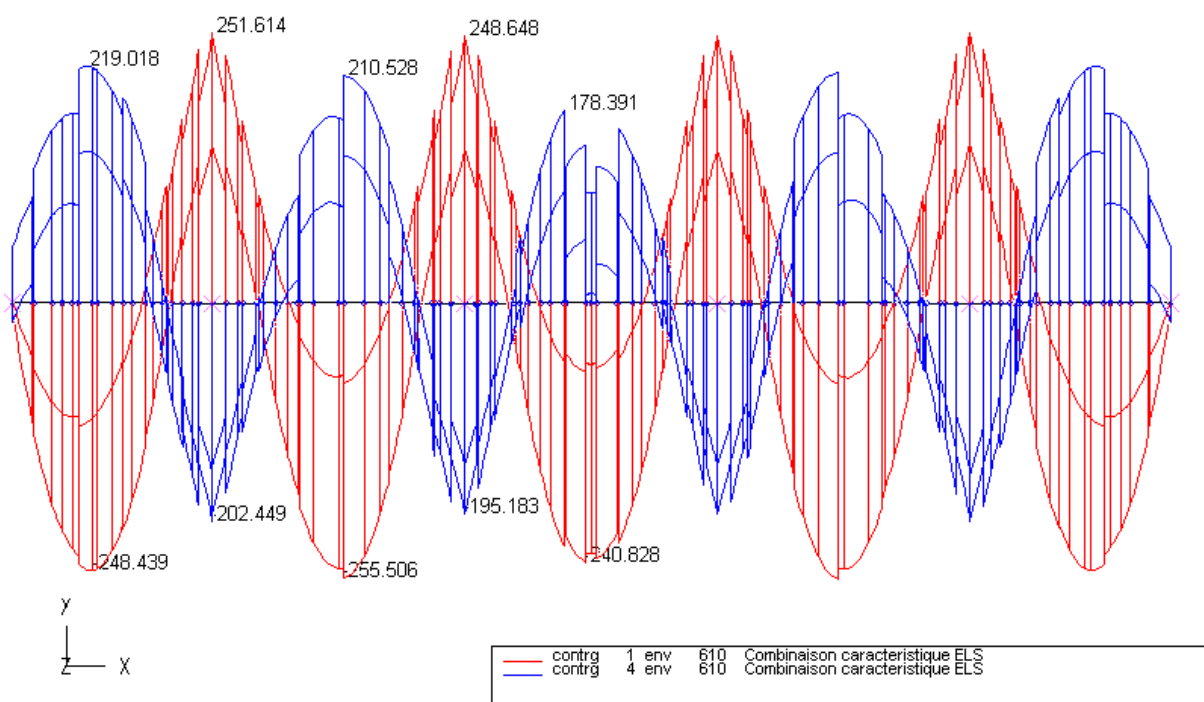
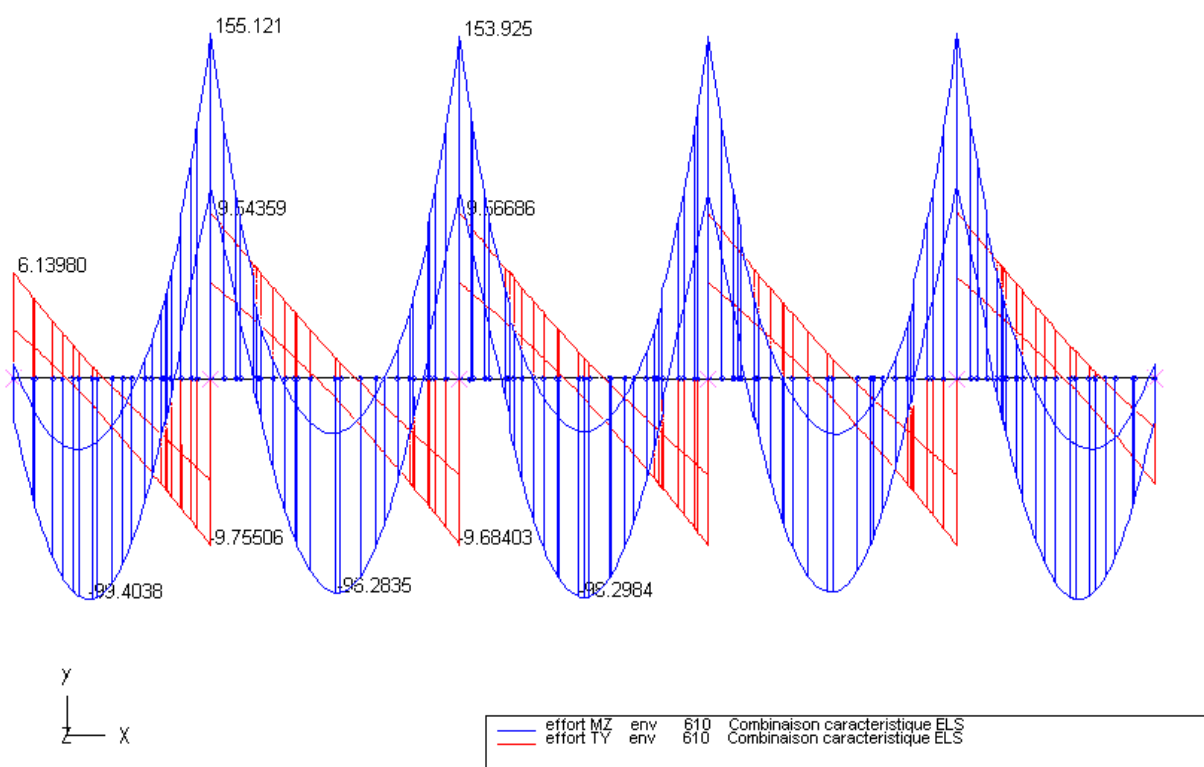
4.3.3 État à vide

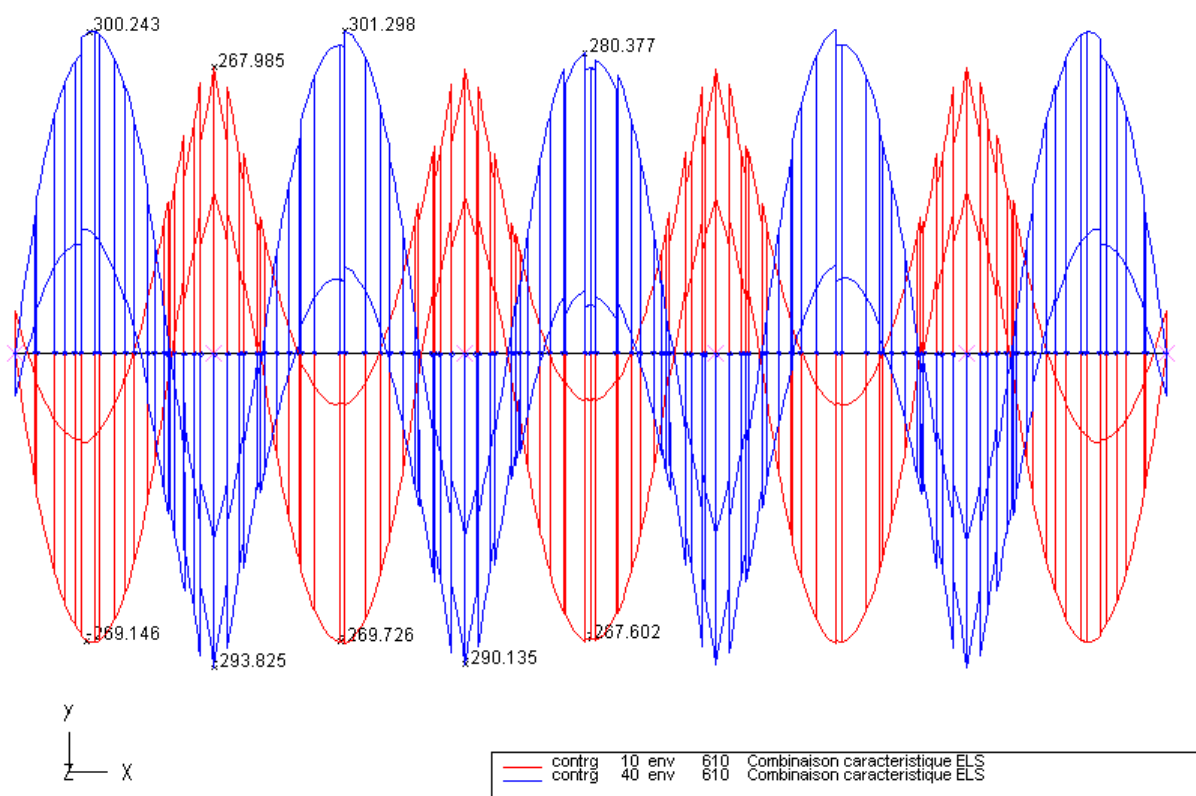


4.3.4 Charges de trafic

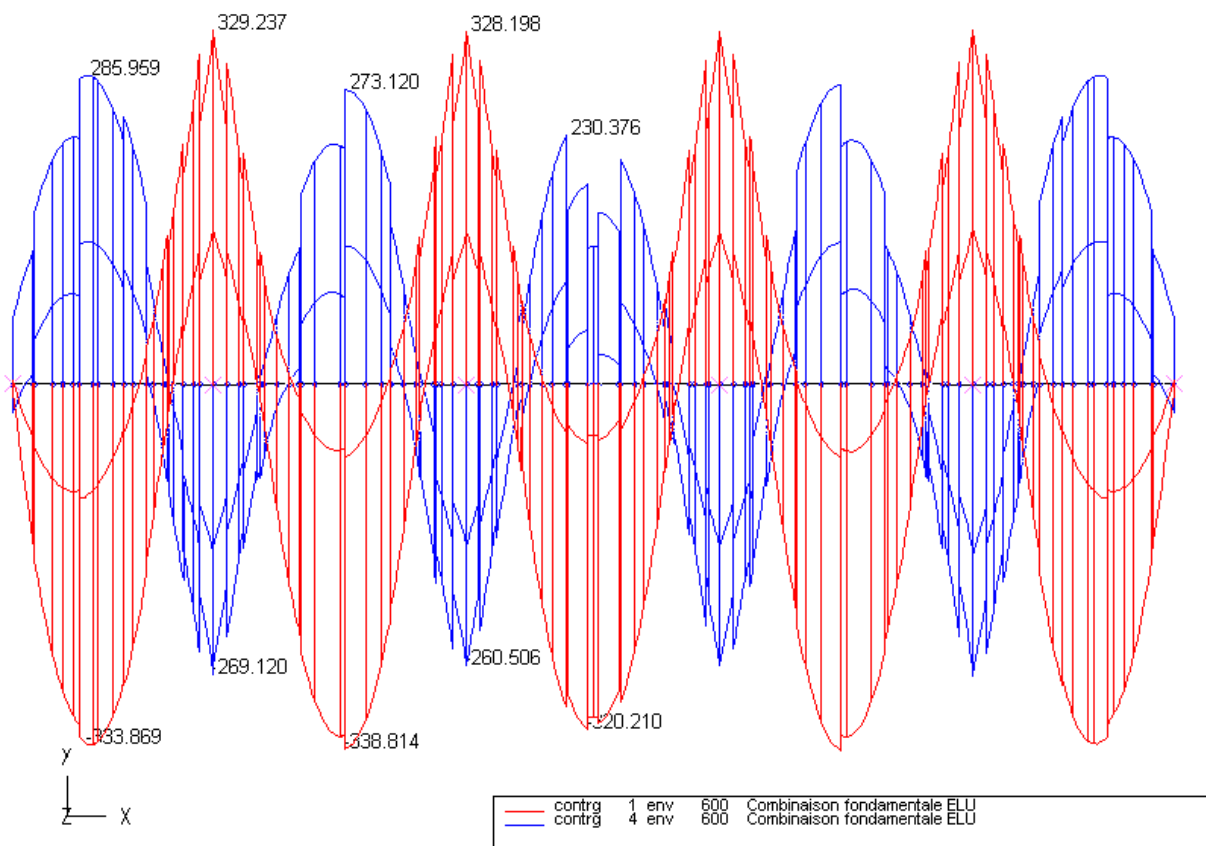
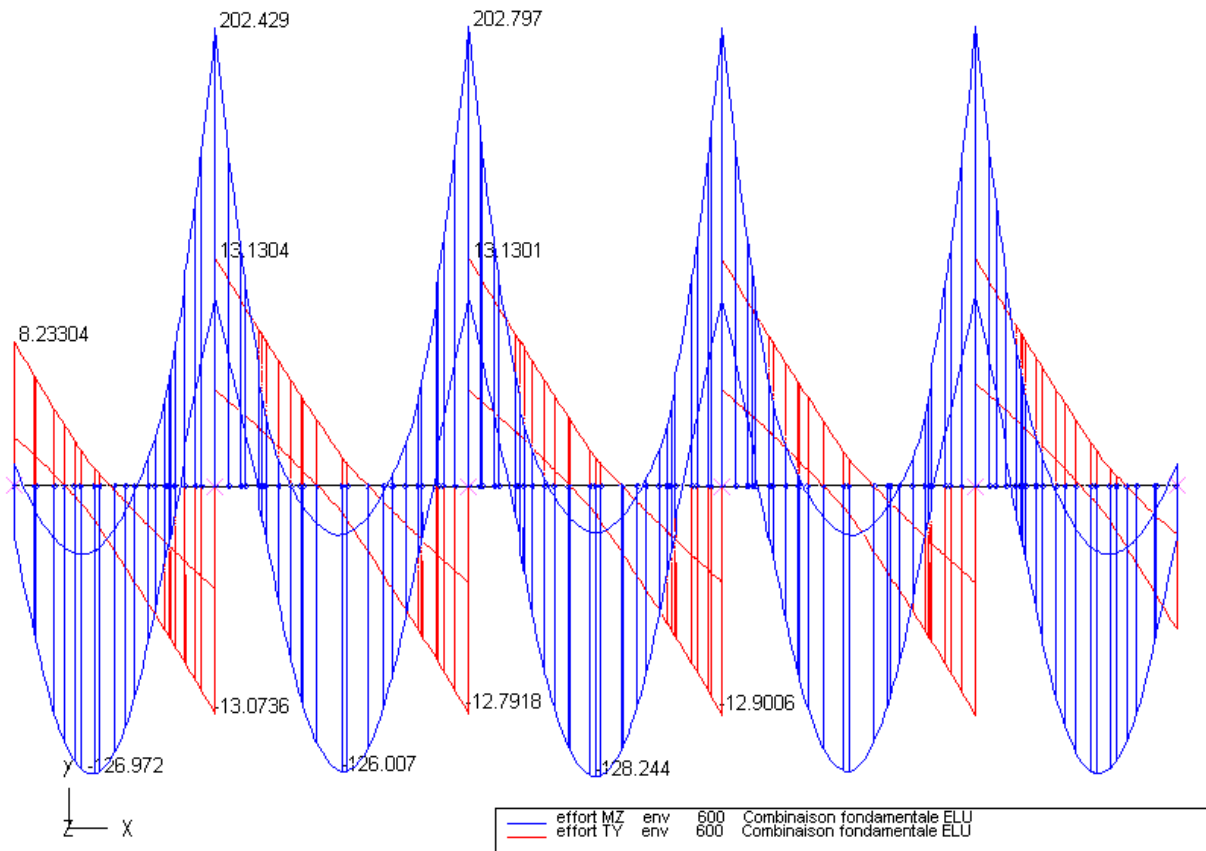


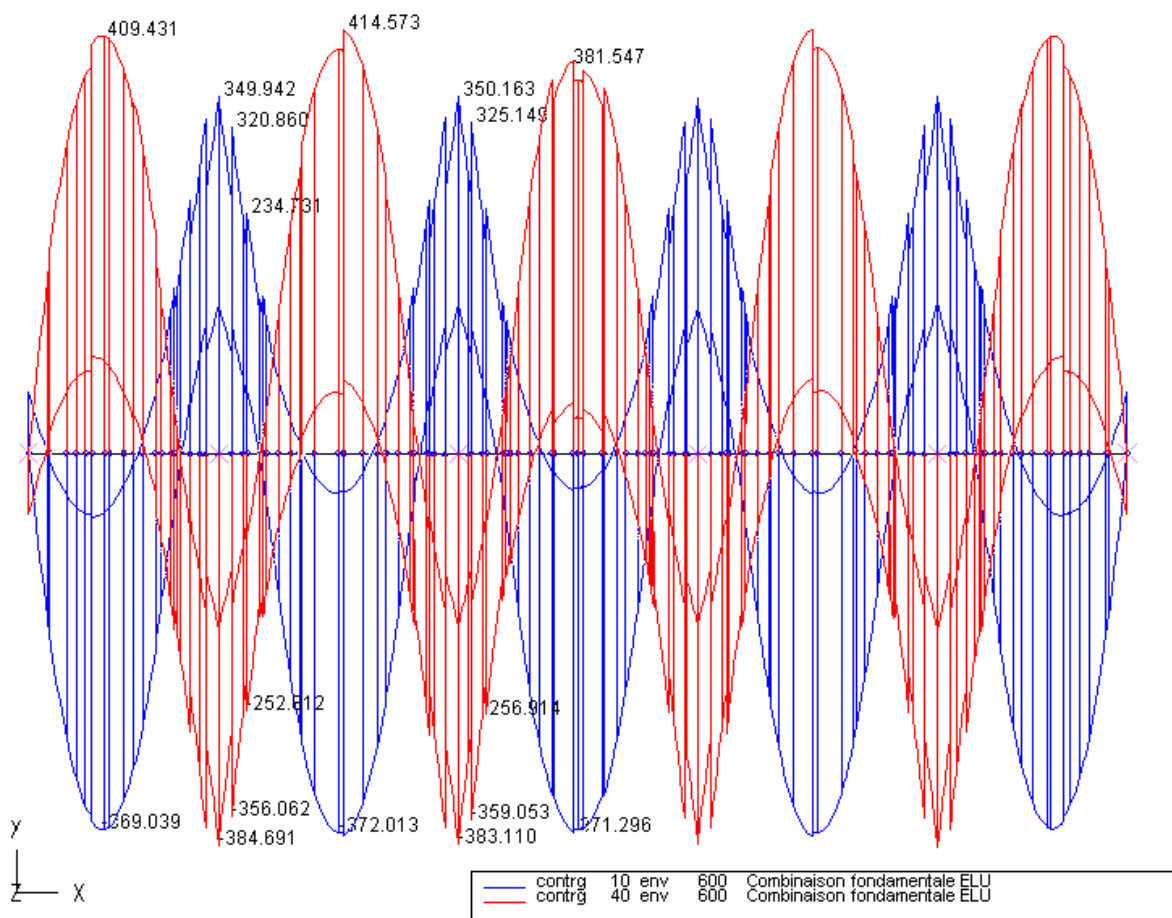
4.3.5 Combinaison caractéristique ELS



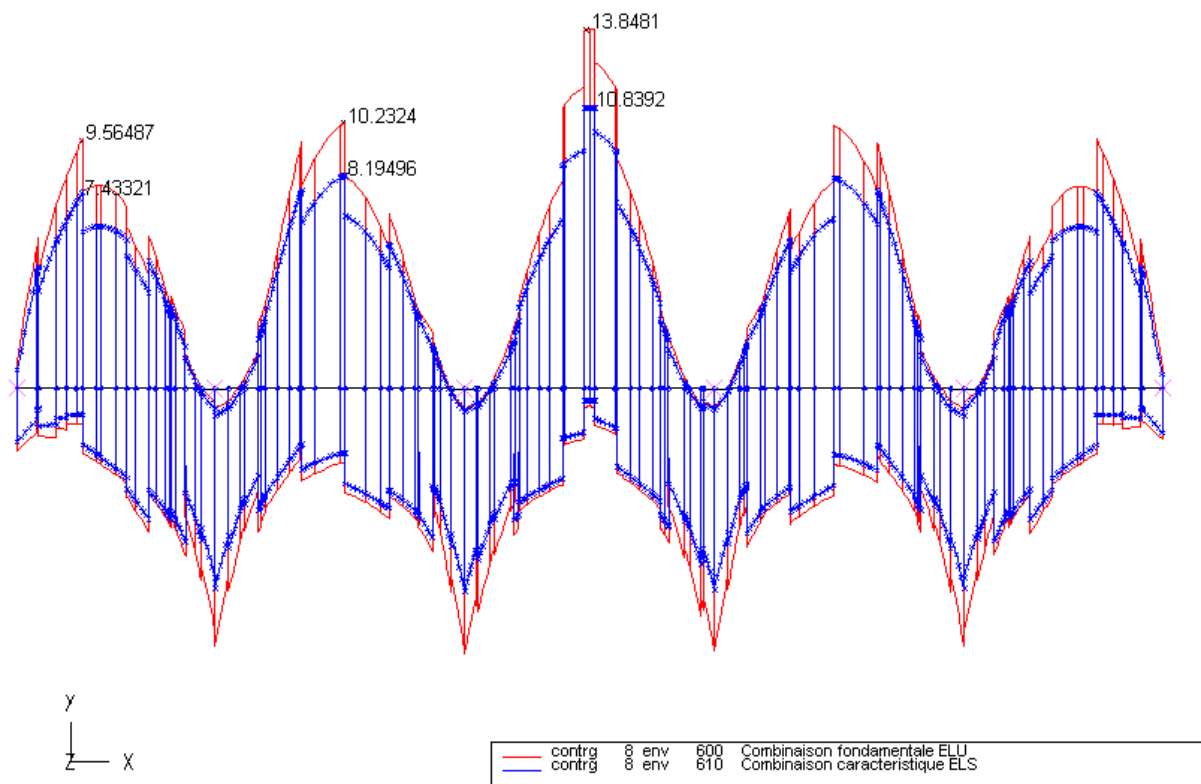


4.3.6 Combinaison fondamentale ELU

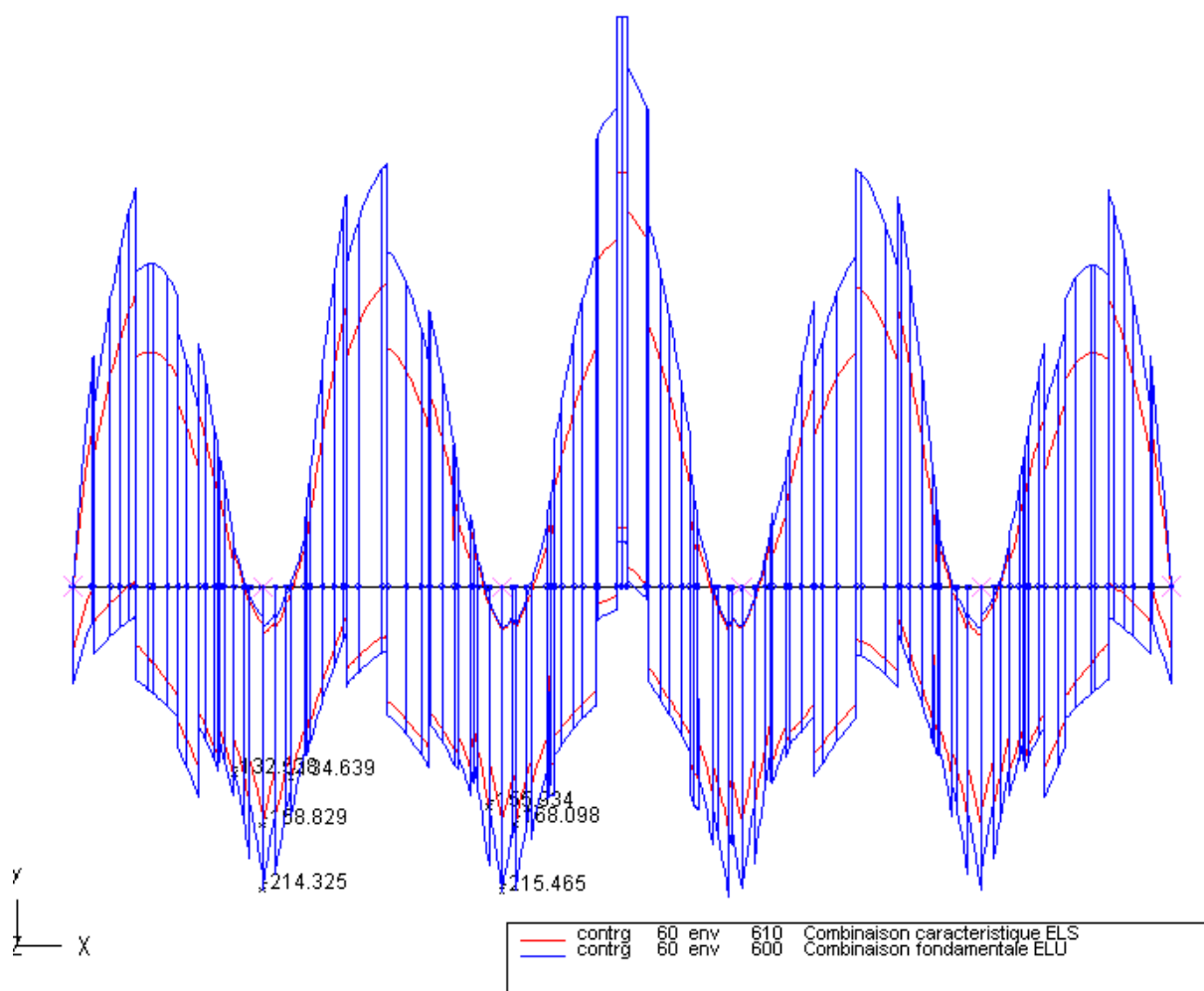




4.3.7 Contraintes normales en face supérieure de la dalle



4.3.8 Contraintes normales en nappe supérieure d'armatures



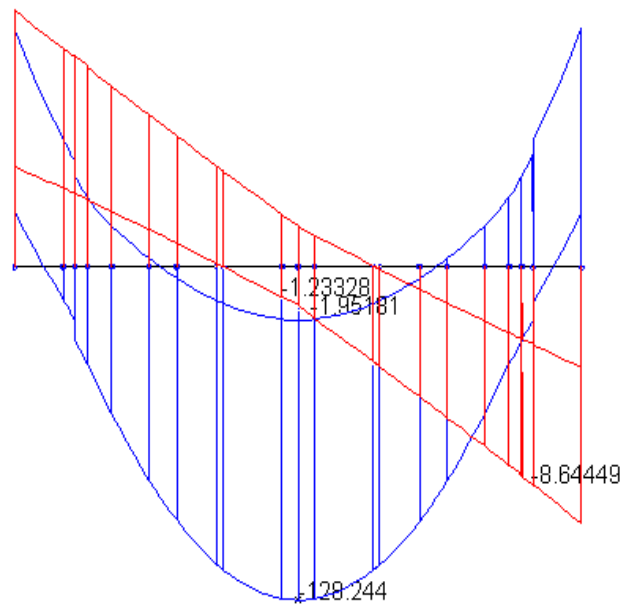
5 Justifications des sections aux ELU

5.1 Sections en travée

La justification est réalisée dans la travée 3. Les sollicitations les plus importantes sont les suivantes :

- Med= 128,2 MN.m (x=211 m : milieu de l'ouvrage)
- Ved= 1,95 MN (x= 213 m : extrémité du panneau)

A noter que VedMax pour ce tronçon de poutre (pas de modification des épaisseurs de tôle) est de 8,64 MN.m (x=240 m).



— effort TY	env	600	Combinaison fondamentale ELU
— effort MZ	env	600	Combinaison fondamentale ELU

Justification en flexion

La section en travée est de classe 1 et est justifiée par une analyse plastique.

Dalle

Beff dalle (m)	9,820
Ep. dalle (m)	0,260
Largeur renformis (m)	1,200
Ep. renformis (m)	0,035
Aire dalle (m²)	2,553
Aire renformis (m²)	0,042
Fck (MPa)	35
0.85.fcd	19,83

Métal

Hpoutre (m)	3,600	
Bs (m)	1,200	
Tfs (m)	0,040	<i>Nuance :</i>
Fy-sem sup (MPa)	345	355
Hw (m)	3,510	
Tw (m)	0,030	
Fy-ame (MPa)	345	355
Bi (m)	1,500	
Tfi (m)	0,050	
Fy-sem inf (MPa)	335	355
Aire (m²)	0,2283	

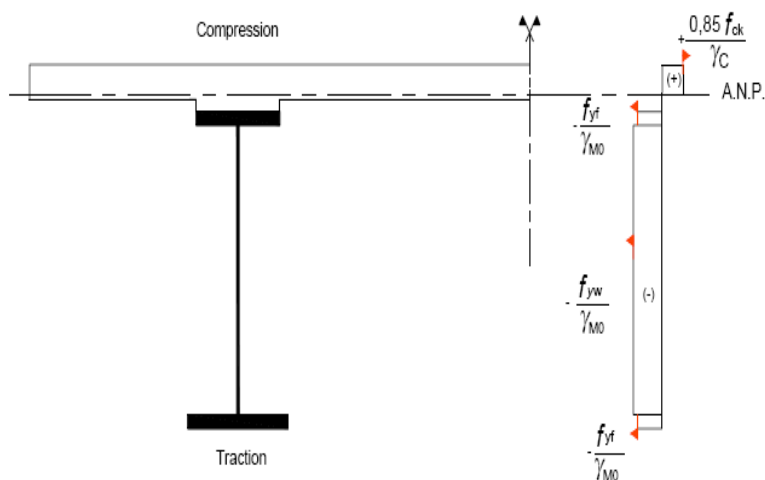


Figure 8. 2 : Calcul du moment résistant plastique positif $M_{pl,Rd}^+$

Vérification flexion (ELU) sous M>0

Fa (MN)	78,01	Mpl,rdr	163,31	MN.m	présence d'acier S420 ou S460	non
Fb (MN)	51,47	Facteur de réduction $\beta =$		pas de réduc	xpl=	pas de réduc
(Fa-Fb)/2 (MN)	13,27	balancr trav. Adj. $< 0,6 ?$		non	xpl/h=	pas de reduc
Ame entièrement tendue ?	oui	Classe 3 ou 4 sur appui ?		oui		
Alpha	0,00					
ANP%interface (m)	0,032	Mrd= 163,31 MN.m				
CLASSE	1					

Justification sous effort tranchant

Vérification tranchant (ELU)

a=	4,00	(m)	distance entre raidisseurs transversaux
hw/tw	117	>	61,87 vérif voilement sous cisaillement nécessaire
k _T =	8,420		
V_{bw,rd}=	13,02	MN	résistance au voilement par cisaillement (âme)
σ _E =	13,87	MPa	
τ _{cr} =	116,74	MPa	
λ _w =	1,31	>1,08	V_{rd}= 13,02 MN
χ _w =	0,68		
V_{pl,a,rd}=	25,17	MN	

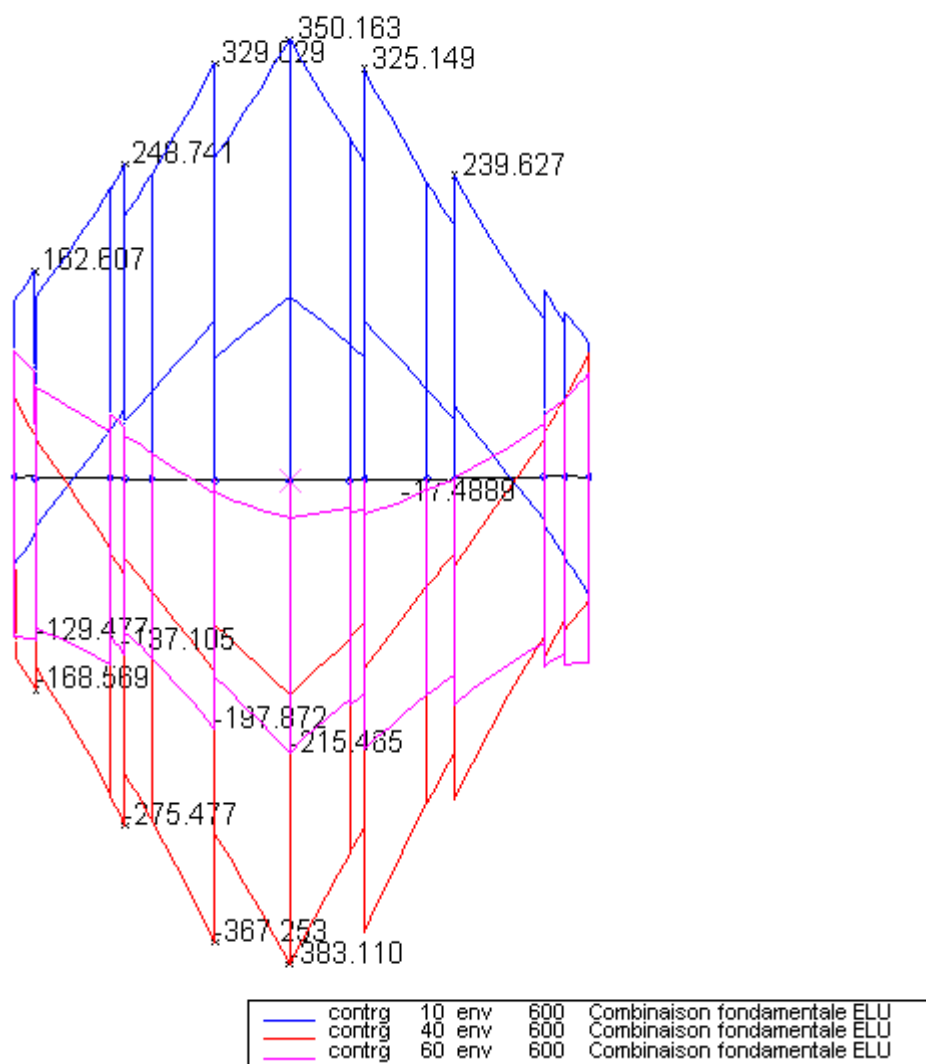
A noter qu'il n'y a pas d'interaction M-V sauf en extrémité de tronçon. Le moment plastique minimal est alors de 152,4 MN.m ($(1-\rho) = 0,83$).

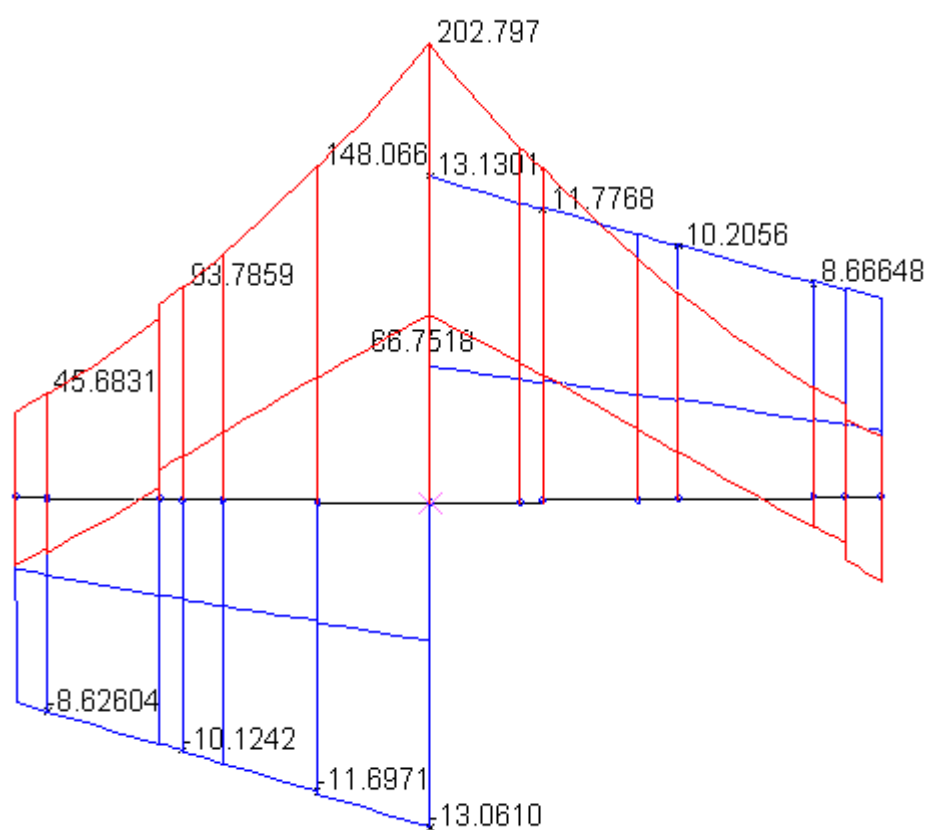
5.2 Sections sur appui

Justifications en flexion et sous effort tranchant

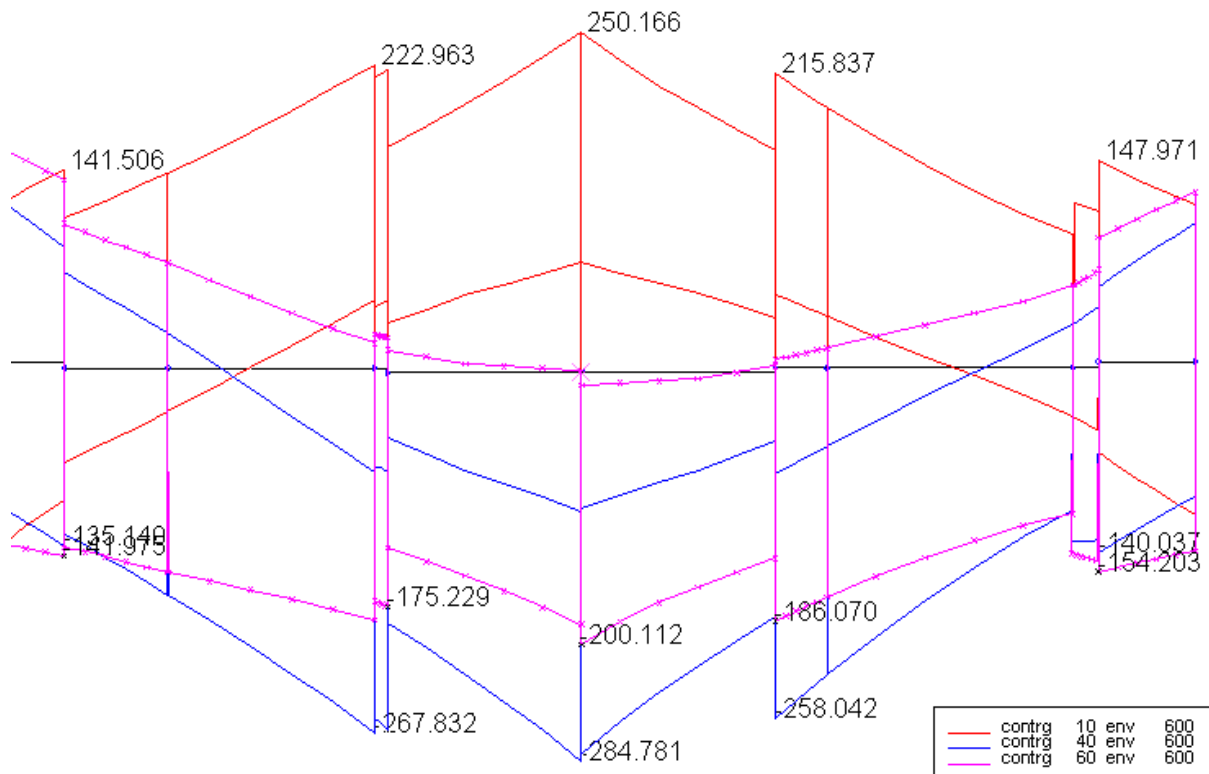
Les sections sur appui sont au minimum de classe 3 et sont justifiées par une analyse élastique.

La zone la plus sollicitée est celle située au droit de la pile P3. Les contraintes sur les fibres extrêmes de la poutre (10 et 40) et au niveau de la nappe supérieure des armatures (60) figurent sur le schéma suivant :





— effort TY	env	600	Combinaison fondamentale ELU
— effort MZ	env	600	Combinaison fondamentale ELU



Vérifications

Sous moment fléchissant le critère à vérifier est : $\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{\frac{f_y}{\gamma_{Mo}}} \leq 1$, calculé à mi-épaisseur de chaque

membrane,
où :

- $\sigma_{x,Ed}$ est la contrainte à mi-épaisseur de membrane (avec caractéristiques efficaces en classe 4) ;
- f_y est la limite d'élasticité de la membrane;
- $\gamma_{Mo} = 1$.

L'effort tranchant V_{Ed} doit être inférieur à l'effort tranchant plastique $V_{pl,Rdd}$ et à la résistance au voilement sous cisaillement $V_{b,Rd}$.

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} = \frac{b_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{Mo} \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{MI} \cdot \sqrt{3}} \quad \text{critère } \eta_3 = V_{Ed} / V_{b,Rd} < 1,00$$

Si $\eta_3 = V_{Ed} / V_{b,Rd}$ est supérieur à 0,5 il est nécessaire de prendre en compte l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant en vérifiant le critère suivant :

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,00$$

Sollicitations ST1 :

X=148	X=154	X=160	X=165
-------	-------	-------	-------

Résultats ST1 :

$M_{ELU \text{ total (ST1 env 601)}}$	-45,70	-93,80	-148,07	-202,80
cont.armatures sup (60) : σ (ST1)	-129,50	-137,10	-197,90	-215,50
contrainte FS (40): σ_s (ST1)	-168,60	-275,50	-367,30	-383,10
contrainte FI (10) : σ_i (ST1)	162,60	248,70	329,10	350,20
$M_{ELU \text{ métal}}$	-13,28	-45,53	-68,10	-92,08
$M_{ELU \text{ mixte}}$	-38,08	-48,23	-80,29	-111,05
$M_{ELU \text{ total}}$	-51,35	-93,76	-148,39	-203,13
$V_{ELU \text{ ST1}}$	8,63	10,12	11,70	13,06

Caractéristiques de section

Poutre acier

hauteur poutre	3,600	3,600	3,600	3,600
esp. raid. transv.	4,000	4,000	4,000	4,000
bs	1,200	1,200	1,200	1,200
hs	0,040	0,050	0,065	0,095
fy-sem sup	345	335	410	400
tw	0,030	0,035	0,035	0,040
hw	3,510	3,490	3,460	3,405
fy-ame	345	345	440	440
bi	1,500	1,500	1,500	1,500
hi	0,050	0,060	0,075	0,100
fy-sem inf	335	335	410	400
Aire	0,2283	0,2722	0,3116	0,4002
Inertie I1	0,4868	0,5850	0,7026	0,9316
Vs1	2,007	1,992	1,992	1,956
Vi1	1,593	1,608	1,608	1,644

Armatures

Aire dalle (avec beff)	2,60	2,60	2,60	2,60
Aire nappe sup	0,0130	0,0169	0,0169	0,0169
Aire nappe inf (0,5%)	0,0130	0,0130	0,0130	0,0130
nappe sup/FS poutre	0,245	0,245	0,245	0,245
nappe inf/FS poutre	0,085	0,085	0,085	0,085

Poutre + armatures

Aire	0,2543	0,3020	0,3414	0,4300
Inertie I2	0,5968	0,7115	0,8307	1,0579
Vs2	1,785	1,778	1,803	1,808
Vi2	1,815	1,822	1,797	1,792
Vaciens sup	2,030	2,023	2,048	2,053

Classe de section

Classe de l'âme				
F poutre	78,01	92,39	131,39	165,53
F armat.	5,642	5,642	12,976	5,642
F sem. Inf	25,13	30,15	46,13	60
F wc	16,703	18,867	26,058	25,585
bc	1,614	1,562	1,692	1,454
bt	1,896	1,928	1,768	1,951
α	0,460	0,448	0,489	0,427
ε	0,825	0,825	0,731	0,731
Limite classe 1	64,62	66,37	53,80	61,62
Limite classe 2	74,50	76,50	62,02	71,04
sigma	155	240	315	330
ψ sigma	-165	-268	-355	-364
ψ	-1,066	-1,118	-1,126	-1,101
Limite classe 3	109,18	114,57	102,20	99,93
élancement âme	117,00	99,71	98,86	85,13
classe de l'âme	4	3	3	3
Classe sem inf				
ε	0,838	0,838	0,757	0,766
Classe	4	4	3	2
Classe de section	4	4	3	3

Vérifications

		X=148	X=154	X=160	X=165
contrainte FS : σ_s		-171	-276	-367	-383
contrainte FI : σ_i		182	254	331	351
Critère η_1					
	η_1 FS	0,497	0,825	0,895	0,958
	η_1 FI	0,543	0,758	0,808	0,877
	η_1 max	0,543	0,825	0,895	0,958
Critère η_3					
	$k\tau$	8,420	8,385	8,333	8,239
	λ_w	1,306	1,116	1,253	1,085
	χ_w	0,683	0,755	0,702	0,767
	η_3	0,663	0,606	0,596	0,541
Interaction $\eta_1 - \eta_3$					
	Mpl.Rd (section brute)	116,85	136,52	209,39	245,95
	$\overline{\eta}_1$	0,44	0,69	0,71	0,83
	Mf.Rd (sans armatures)	59,62	72,36	115,13	164,16
	Interaction	0,49	0,71	0,73	0,83

Tous les critères sont vérifiés.

6 Justifications des sections aux ELS

6.1 Vérification de la dalle

La contrainte maximale à l'ELS caractéristique est de 10,82 MPa (milieu de la travée 3). Cette contrainte est nettement inférieure à la limite réglementaire $0,6f_{ck}=21$ MPa.

6.2 Vérification de la poutre

Contraintes normales

Les contraintes des semelles supérieure et inférieure de la poutre sont les suivantes (sous combinaisons caractéristiques) :

Zones en travée :

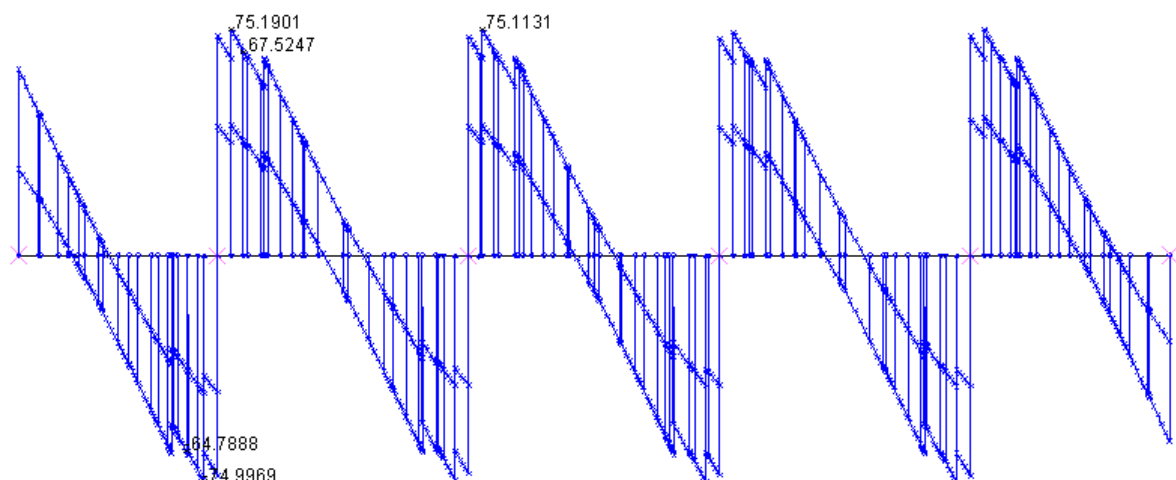
Semelle supérieure : $219 \text{ MPa} < f_y = 345 \text{ MPa}$ (X=26 m)
Semelle inférieure : $-256 \text{ MPa} > -f_y = -335 \text{ MPa}$ (X=121 m)

Zones d'appui :

Semelle supérieure : $-294 \text{ MPa} > -f_y = -400 \text{ MPa}$ (X=73 m)
Semelle inférieure : $268 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ MPa}$ (X=73 m)

Contraintes de cisaillement

Elles figurent sur le diagramme suivant :



— contrg 102 env 610 Combinaison caracteristique ELS

La contrainte maximale est de :

- 75,13 MPa (X=78 m) $\leq f_y / \sqrt{3} = 254 \text{ MPa}$ ($f_y=440 \text{ MPa}$)
- 67,52 MPa (X=84 m) $\leq f_y / \sqrt{3} = 200 \text{ MPa}$

Critère de Von Mises

Le critère à vérifier est le suivant : $\sqrt{(\sigma)^2 + 3(\tau)^2} \leq f_y$

Ce critère est vérifié.

6.3 Maîtrise de la fissuration

L'ouverture des fissures est limitée à 0,3 mm. À l'ELS fréquent.

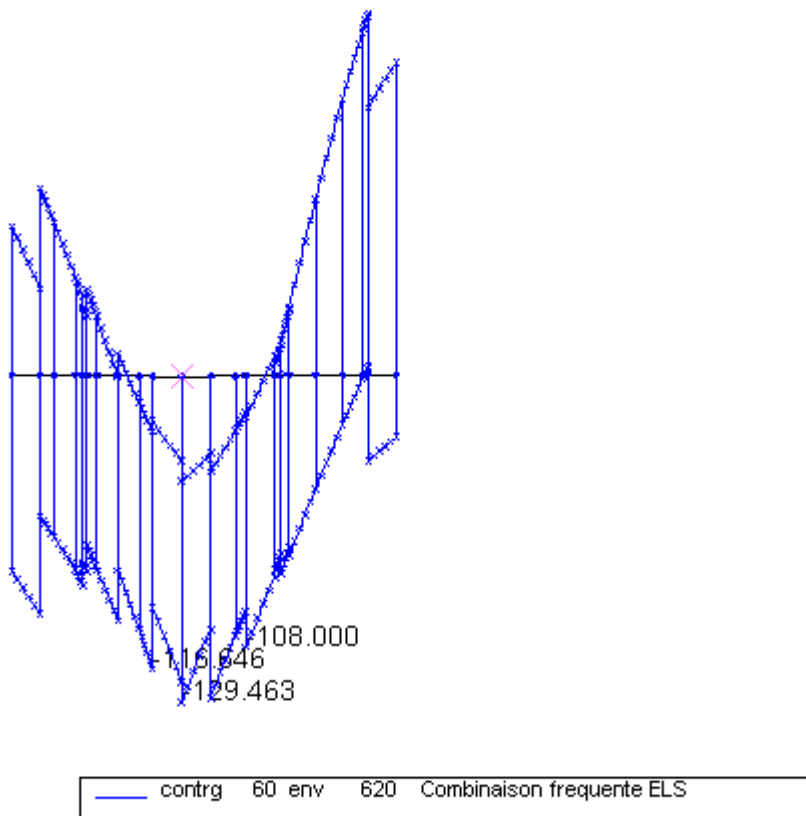
Le ferrailage longitudinal prévu respecte la section minimale réglementaire :

En partie courante des travées on dispose 64 HA 16 (s=153 mm) par nappe et par poutre (1,00%)

En zones d'appuis intermédiaire : on considère un taux de 1,15% soit 64 aciers (HA16 et HA20 alternés) par nappe et par poutre. Ce taux de ferrailage est appliqué sur 20% de la portée de part et d'autre des appuis intermédiaires.

Dans les zones de moment négatif on doit vérifier que les contraintes de traction dans les armatures, à l'ELS fréquent, sont compatibles avec une ouverture des fissures de 0,3 mm.

Le diagramme suivant montre les contraintes de traction dans la nappe supérieure à l'ELS fréquent dans la zone de la pile P1. La traction la plus forte est de 130 MPa (X=73 m).



Cette contrainte doit être majorée de $\Delta\sigma = [0,4.f_{ctm}/(\rho_s.\alpha_{st})]$ pour tenir compte de la surtension due à la rigidité du béton tendu entre fissures.

On trouve $\Delta\sigma = 86 \text{ MPa}$

Avec : $\alpha_{st} = (A.I/A_a.I_a) = 1,30$
 $\rho_s = 1,15\%$

La contrainte totale vaut : $130 + 86 = 216 \text{ MPa}$ qui reste inférieure à la limite donnée par le tableau 7.1 de l'EN 1994-2 qui est d'environ 255 MPa pour des aciers de 16 mm de diamètre.

6.4 Connexion

Caractéristiques des goujons : diamètre 22 mm; hauteur 150 mm; $f_u = 450 \text{ MPa}$

Résistance des goujons :

Ruine par cisaillement de la tige : $P_{Rd}^1 = 0,8 f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v$

Ruine par écrasement du béton : $P_{Rd}^2 = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$

Résistance de calcul : $P_{Rd} = \text{MIN} (P_{Rd}^1; P_{Rd}^2) = 0,109 \text{ MN}$

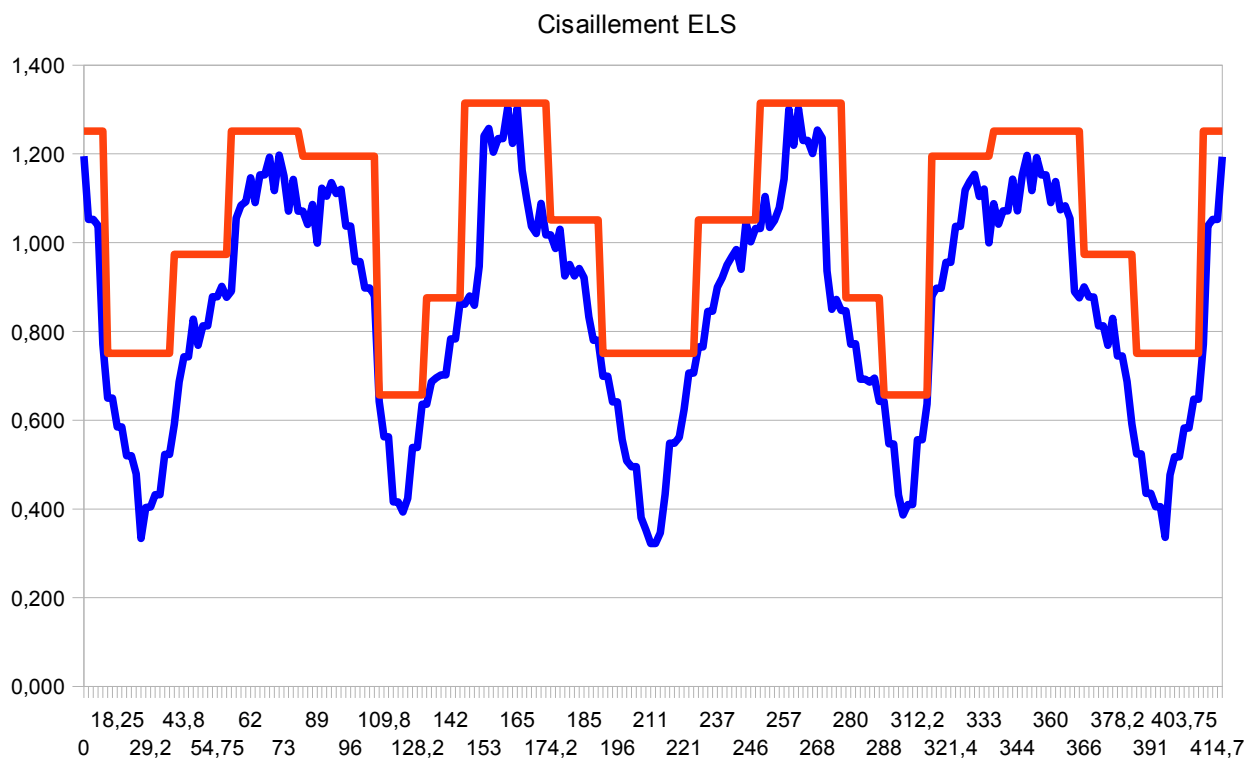
Dimensionnement à l'ELS :

La résistance d'un goujon à l'ELS caractéristique est de $0,6 P_{Rd} = 0,066 \text{ MN}$

Le nombre de goujons par rangée est égal à 4. L'espacement entre rangées est le suivant (en mm) :

Abs	0 – 8	8 – 40	40- 56	56 - 73	73 – 80	80 -105	105 – 135	135 - 145	145–165	165–175	175–190	190–211
e=	210	350	270	210	210	220	400	300	200	200	250	350

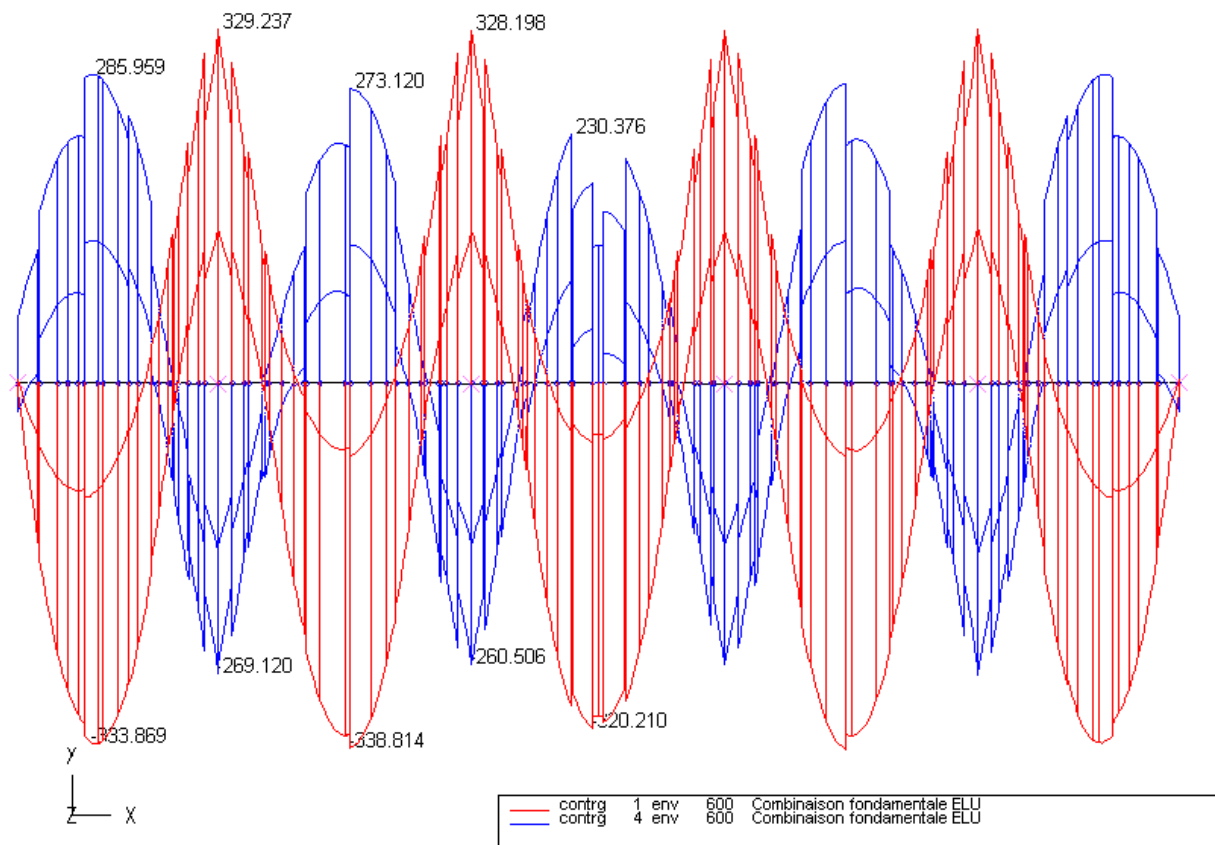
Le diagramme suivant représente le glissement ELS et le glissement repris par les connecteurs en fonction des espacements choisis.



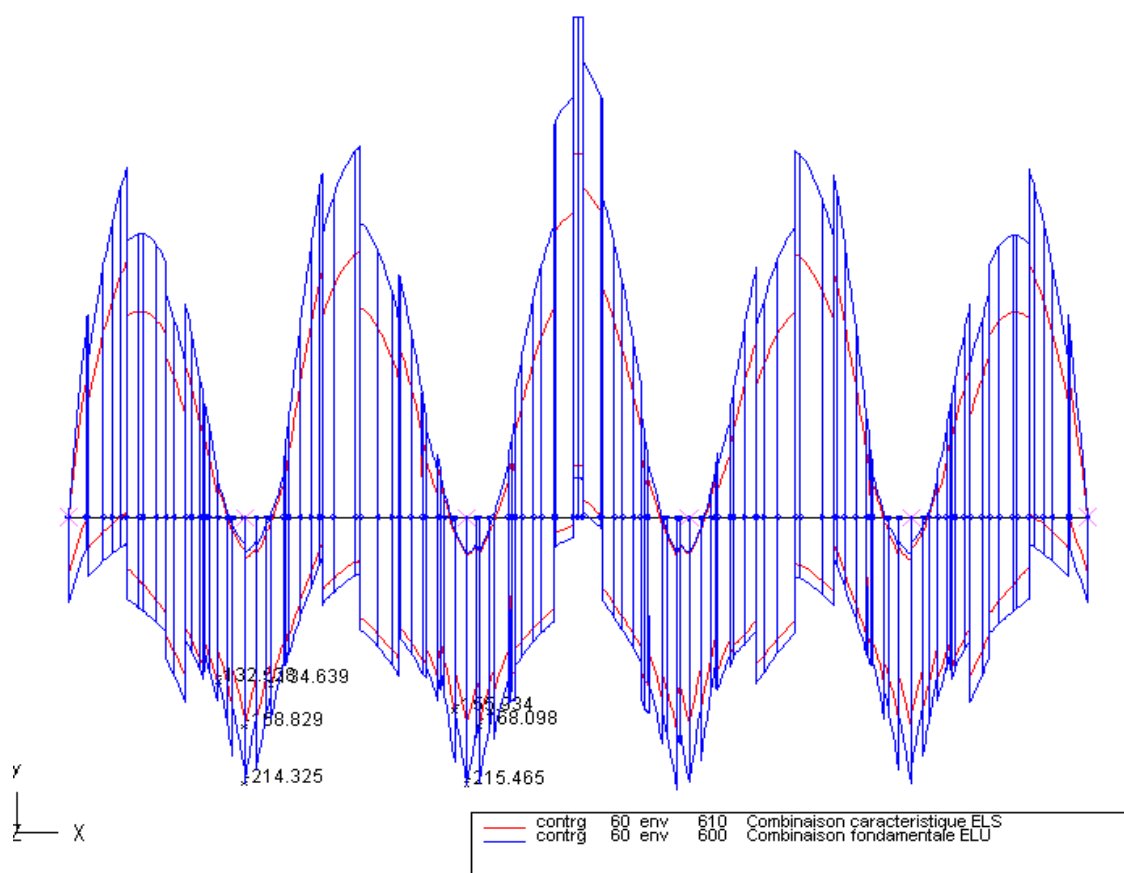
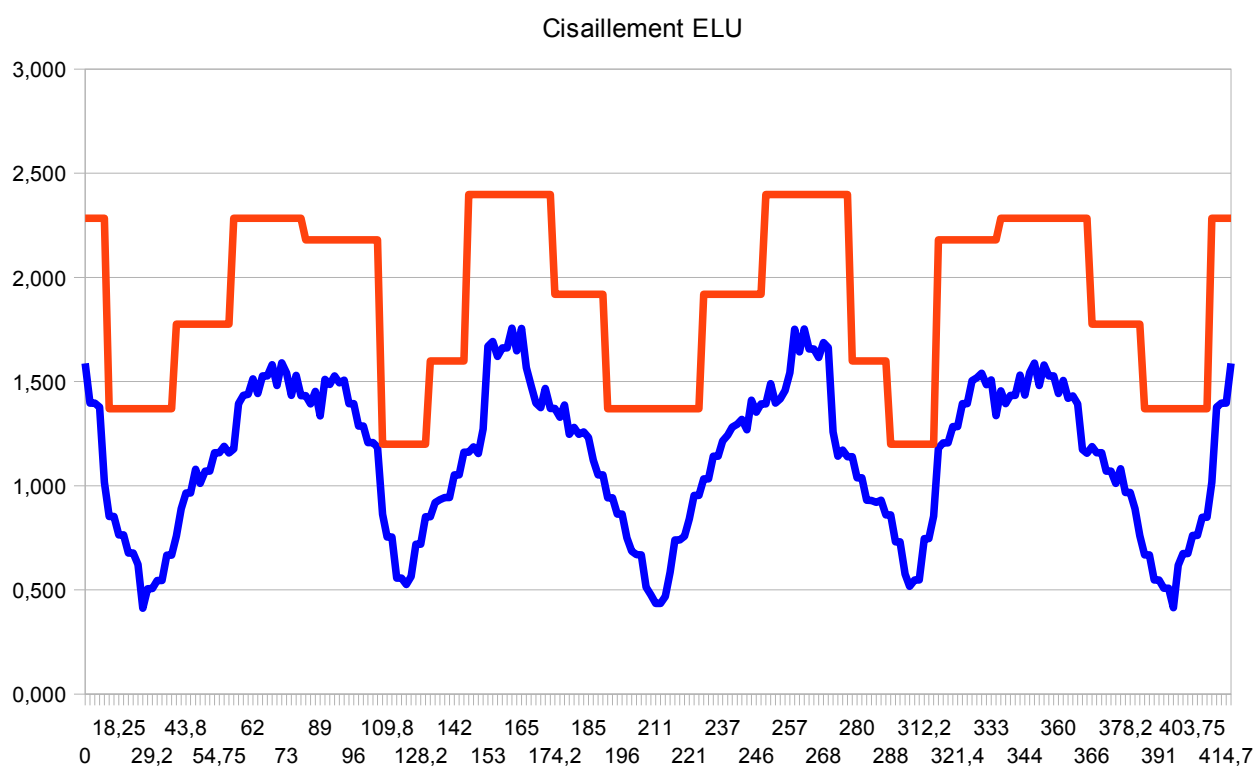
Dimensionnement à l'ELU :

La résistance d'un goujon à l'ELU est égal à P_{Rd} soit 0,109 MN.

Le diagramme suivant montre les contraintes en FS et FI de la poutre à l'ELU dans les zones de $M > 0$. On constate que la poutre n'est jamais plastifiée. La contrainte maximale en fibre moyenne de semelle reste inférieure à $f_y = 335 \text{ MPa}$.



Nous pouvons effectuer un dimensionnement élastique à l'ELU. Les espacements prévus ci-haut conviennent à l'ELU.



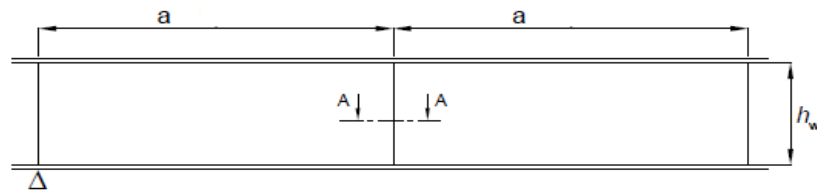
7 Autres justifications

7.1 Rigidité des montants verticaux

Données

Ame PRS

$a = 4,00$ m
 $h_w = 3,51$ m
 $t_w = 0,030$ m
 $f_{yw} = 345$ Mpa
 $\varepsilon = 0,825$



Raidisseur

Ame principale

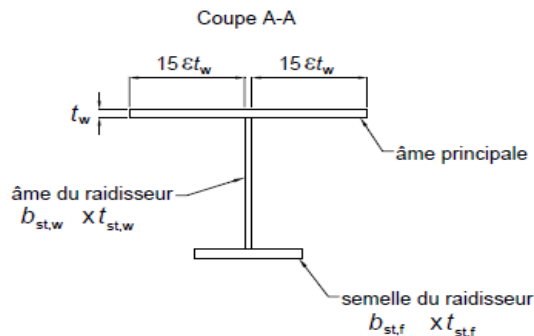
$t_w = 0,030$ m
 $B_{assoc} = 0,763$ m

Ame raidisseur

$t_{st,w} = 0,020$ m
 $b_{st,w} = 0,460$ m

Semelle raidisseur

$t_{st,f} = 0,040$ m
 $b_{st,f} = 0,440$ m



$I_{st} = 2,611E-3$ m ⁴	($X_g = 0,294$)	Inertie du raidisseur avec âme associée
$I_{st} = 5,422E-4$ m ⁴	($X_g = 0,106$)	Inertie du raidisseur seul
$I_T = 1,061E-5$ m ⁴		Inertie de torsion du raidisseur seul
$I_P = 4,991E-3$ m ⁴		Inertie polaire du raidisseur seul
$I_w = 6,542E-5$ m ⁶		Inertie de gauchissement

Vérifications

I. Support rigide des panneaux d'âme

$$I_{st} = 2,611E-3 > 1,5 h_w^3 t_w^3 / a^2 = 1,095E-4 \quad \text{OK}$$

II. Flambement par torsion

1er critère

$$I_T / I_P = 2,127E-3 < 5,3 \cdot f_y / E = 8,71E-3 \quad \text{critère non vérifié}$$

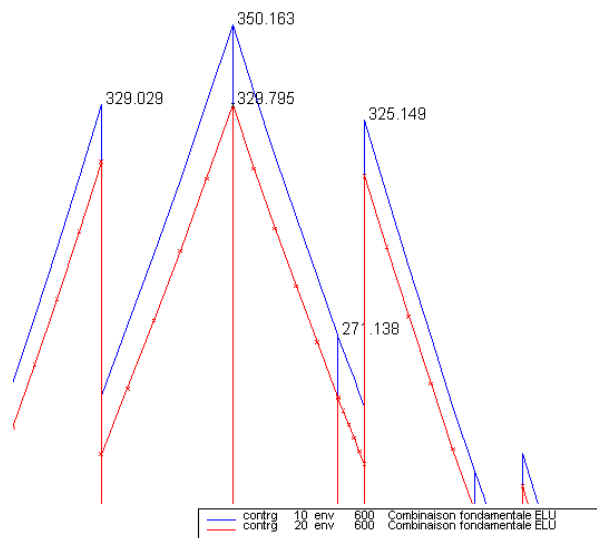
2ème critère

$$\sigma_{cr} = 2377 > 6 \cdot f_y = 2070 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

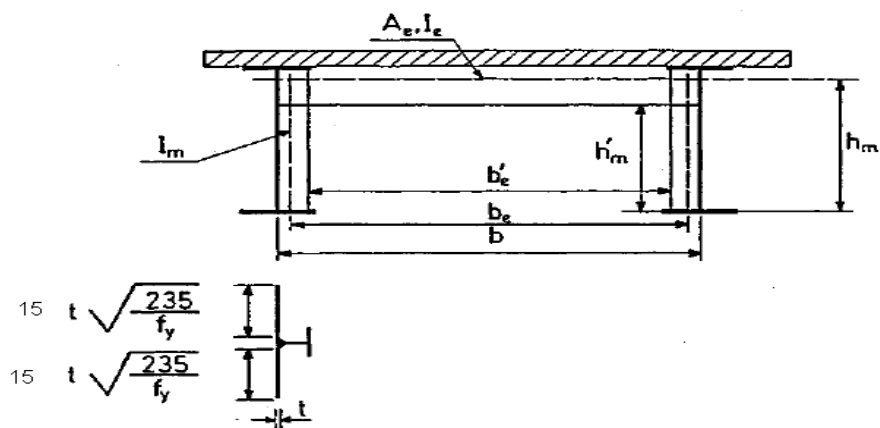
7.2 Déversement de la membrure inférieure

Le calcul est mené suivant la méthode simplifiée de la NF EN 1993-2. Les hypothèses retenues sont les suivantes :

- l'extensibilité de la dalle est négligée,
- la largeur participante de l'âme principale est de 15.8.tw conformément à l'eurocode,
- la contrainte de compression de la membrure inférieure est prise au droit de la pile (P2), tandis que le calcul est réalisé pour le premier cadre d'entretoisement situé au-delà de la pile.



La contrainte au plan moyen de la semelle est de 340 MPa.



Données

PRS

L=	92	portée princ.
a=	4,0	esp. Raid.
b=	10,3	m (entraxe)
H=	3,60	m
bi=	1,50	m
tfi=	0,100	m
tw=	0,040	m
f _{yw} =	440	Mpa
ε=	0,731	

Raidisseur

Ame principale	
tw=	0,040 m
B.assoc=	0,897 m
Ame raidisseur	
tst,w=	0,020 m
bst,w=	0,460 m
Semelle raidisseur	
tst,f=	0,040 m
bst,f=	0,440 m

Pièce de pont

Semelle supérieure	
tfspdp=	0,030 m
bspdp=	0,300 m
Ame pdp	
twpdp=	0,020 m
hwpdp=	2,000 m
Semelle inférieure	
tfipdp=	0,040 m
bipdp=	0,400 m

Résultats

nb raid. par PRS : 1
(X_g= 0,343)

(X_g= 0,929)

h'm=	1,530	m
hm=	2,459	m
b'e=	9,260	m
be=	9,946	m

I_m= 3,179E-3 m4

A_e= 0,0650 m²
I_e= 3,846E-2 m4

Flexibilité d'un montant A= 0,001789

Flexibilité de la pièce de pont B= 0,003468

Extensibilité de la pièce de pont C= 0,000339

Déplacements

Forces de même sens : δ1= 0,00313

Forces de force contraire : δ2= 0,00560

Rigidité du cadre C_d=min(1/δ1 ; 1/δ2)

C_d= 178,72 MN/m

Méthode simplifiée de déversement (EN 1993-2 6.3.4.2)

Effort critique $N_{crit} = m \cdot N_e$

$$\begin{aligned} c &= 44,68 \text{ MN/m}^2 \\ I &= 2,813\text{E-}2 \text{ m}^4 \\ \gamma &= 541945 \\ m &= 149,18 > 1 \\ N_e &= 6,89 \text{ MN} \end{aligned} \quad \boxed{N_{crit} = 1027 \text{ MN}}$$

Elancement réduit

$$\begin{aligned} h_{w,c} &= 3,405 \text{ m (hauteur d'ame comprimée : attention si section de classe 4)} \\ A_{eff} &= 1,954\text{E-}1 \text{ m}^2 \\ f_y &= 400 \text{ MPa (} f_y \text{ de la semelle inf)} \end{aligned}$$

$$\boxed{\lambda_{lt} = 0,276}$$

Courbe de déversement : α_{lt} (EN 1993-1-1 tab. 6.3 et 6.4)

$$\text{facteur d'imperfection } \alpha_{lt} = 0,76$$

$$\begin{aligned} \Phi_{lt} &= 0,567 \\ \chi_{lt} &= 0,942 < 1 \end{aligned}$$

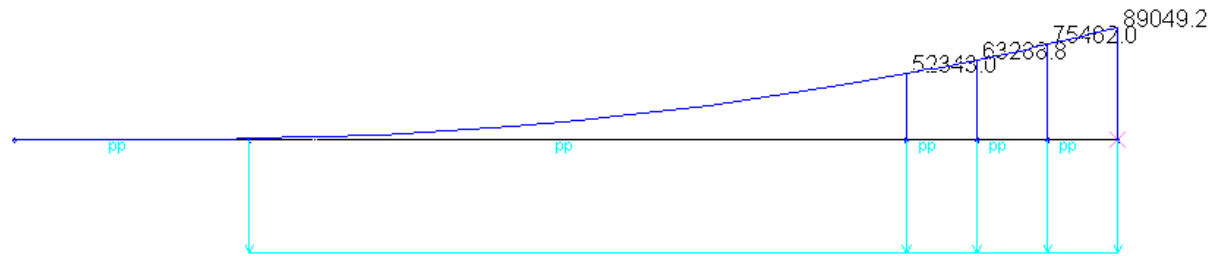
Critère de déversement

$$\boxed{\sigma_{max} = 340 < 342 \text{ MPa} \quad \text{OK}}$$

La hauteur de pièce de pont de 1,20 m en zone courante est insuffisante vis-à-vis du déversement de la membrure inférieure sur pile. On choisit donc de retenir une hauteur de 2,00 m pour les pièces de pont sur pile et pour les deux situées juste de part et d'autre.

7.3 Lançage

La vérification au lançage est effectuée en considérant un avant-bec de 20 m de longueur et d'un poids de 10 kN/ml. Par ailleurs, une erreur de positionnement longitudinal de tablier de 2 mètres est prise en compte. Le diagramme de moments ci-dessous est établi pour la combinaison 1,05.Gk,sup.



— effort MZ charg 1 poids propre
— definition charg 1 poids propre

Vérifications

Section	0 – 56 m	56 – 62 m	62 – 68 m	68 – 74 m
Aire (m²)	0,2283	0,2722	0,3116	0,4002
Inertie (m4)	0,4868	0,5850	0,7026	0,9316
vs (m)	2,007	1,992	1,992	1,956
fys (MPa)	345	335	410	400
vi (m)	1,593	1,608	1,608	1,644
fyi (MPa)	335	335	410	400
Msollicitant (MN.m)	52,34	63,29	75,46	89,05
σ_s max (MPa)	215,8	215,5	213,9	187,0
vérification	OK	OK	OK	OK
σ_i max (MPa)	171,3	174,0	172,7	157,1
vérification	OK	OK	OK	OK