République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليـــم العالـي و البحـــث العلمـــي

Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : ……..……

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

Thème

Etude d'un tablier mixte sur la ligne ferroviaire TISSEMSSILT - BOUGAZOUL

Proposé par :

SAPTA

M. **DJARRIR**

Présenté par :

KIROUANE HICHAM

Sommaire

Chapitre 0: Généralité
0.1. Introduction 4
0.2. Présentation de l'ouvrage 4

Chapitre 1: Caractéristique Des Matériaux
1. Caractéristique des matériaux 6

Chapitre 2: Caractéristique du tablier
2. Caractéristique du tablier 8

Chapitre 3: Charge et surcharge
3. Charge et surcharge 13
3.1. Charge permanentes : 13
3.2. Les charges d'exploitation : 14

Chapitre 4: Calcul des sollicitations
4. Calcul des sollicitations 19
4.1. Charge permanente : 19
4.2. Surcharge 22
4.3. Gradient thermique : 31

Chapitre 5: Répartition transversale
5. Répartition transversale 34

Chapitre 6: Dénivellation d'appui
6. Dénivellation d'appui 42

Chapitre 7: Récapitulation des sollicitations
7. Récapitulation des sollicitations 45
7.1. Charge permanente : 45
7.2. Surcharge : 47
Combinaison de charge 51

Chapitre 8: Etude de la section mixte
8. Etude de la section mixte 54

Chapitre 9: Vérification des flèches
9. Vérification des flèches 79

Chapitre 10: Vérification de la stabilité
10. Vérification de la stabilité 82

Chapitre 11: Etude de la dalle
11. Etude de la dalle 88
11.1. Flexion générale 88
11.2. Flexion locale 90
11.3 Combinaison d'action : 93
11.4. Calcul du ferraillage 94

Chapitre 12: Connexion
12. Connexion 95
12.1. Définition 95
12.2. Calcul des connecteurs : 96
12.3. Vérification à l'ELS 98

Chapitre 11: Entretoise
13. Entretoise 109
13.1. Entretoise d'about : 109
13.2. Entretoise intermédiaire 112

Chapitre 12: Assemblage
14. Assemblage 114
14.2. Assemblage par serrage contrôlé et soudure 114
14.3. Assemblage soudée 119

Chapitre 15: Conclusion Générale
15. Conclusion générale 123
Bibliographie 124

0. Généralité

0.1. Introduction

Dans les tabliers métalliques à poutres ou caissons sous chassée, la dalle de roulement peut être constituée par un hourdis en béton armé ou précontraint connecté aux semelles supérieures par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est d'évité tout glissement relatif du hourdis par rapport aux poutres.
Cet ensemble monolithe mais hétérogène, fait jouer différents rôles à dalle :

- Un rôle de membrure dans les zones à moment fléchissant positif (il convient dans ce cas, d'étudier la section complète) ;
- Un rôle d'entretoisement transversal conférant à l'ensemble de la charpente une grande rigidité transversale ;
- Un rôle de hourdis reportant aux éléments métalliques les charges d'essieux s'exerçant directement sur la chaussée.

Dans les poutres continues la dalle peut être considérée comme fissurée dans les sections voisines des appuis, si aucune précaution n'a été prise en cours d'exécution (exemple : dénivellation d'appui). Seules, les armatures passives, convenablement ancrée, contribuent à la résistance des sections d'acier. Cependant la transmission des efforts hyperstatiques (moment de continuité, réaction sur appuis de continuité) n'est pas modifiée par la présence de fissures et on peut admettre que les rapports d'inertie sont à évaluer en tenant compte des inerties homogénéisées.

Dans ce présent mémoire, nous essayerons de traiter une étude d'un tablier mixte à poutre continue d'un pont franchissant un oued du $PK\ 16 + 176$ au $PK\ 16 + 268$ de la nouvelle ligne ferroviaire TISSEMSILT – BOUGHAZOUL,
Le stage est effectuer au sein de La société algérienne des ponts et travaux d'arts « SAPTA », qui est chargée de l'étude et de la réalisation du projet.

0.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude franchit un oued avec une portée de 100 m.

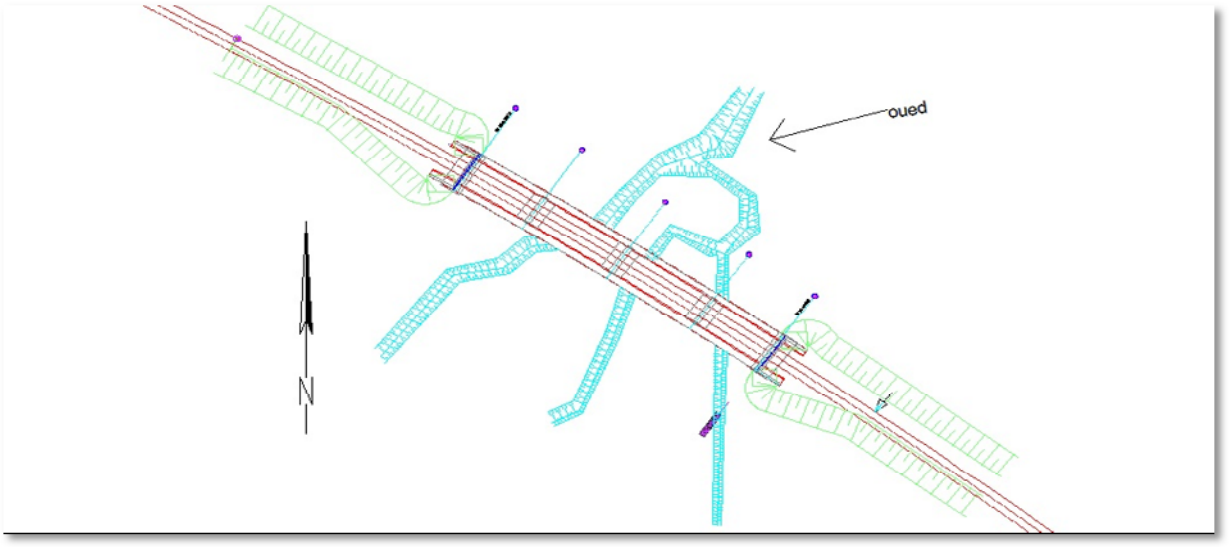


Figure 1 vue en plan du pont

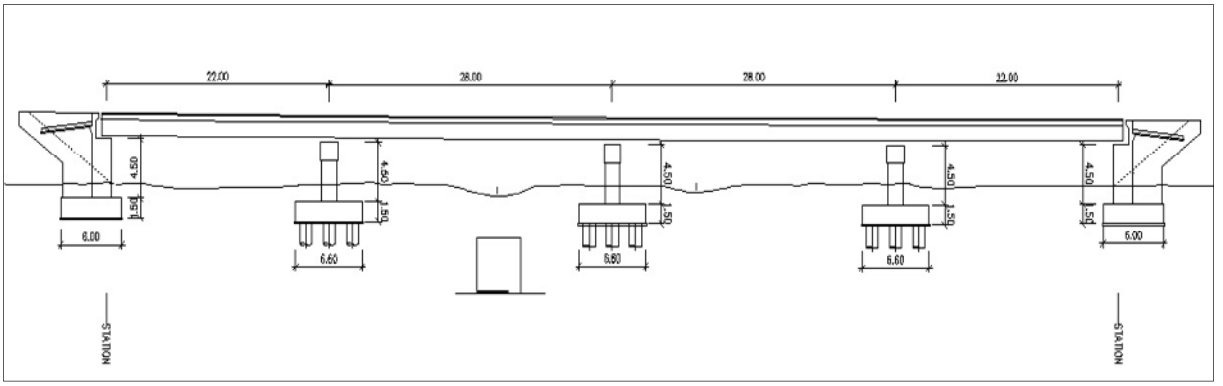


Figure 2 vue en élévation

Le pont est constitué de quatre travée hyperstatique, 22 m pour les deux travées de rive ; 28 m pour les deux travées centrales.

Notre travail consiste à :

- En première étape : déterminations charges et surcharges qui sollicite ce type de tablier, en revanche notre tablier travail en flexion simple.
- Deuxième étape : c’est de dimensionner notre ossature, vérification à l’instabilité et les flèches.
- Troisième étape : il s’agit de la partie connecteurs, qui vont assurer le non glissement de la dalle par rapport à ma membrure supérieure.
- Quantième étape : il s’agit de l’assemblage de l’ossature « soudure, boulonnage ».
- Et en fin une conclusion générale.

1. Caractéristique des matériaux

1.1. Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, et des aciers de construction en relation directe avec le calcul.

1.2. Béton :

Le béton est défini par la valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notéef_{c28}, le béton est dose à $400 Kg/m^3$ du ciment CPA325. Selon le BAEL 91 rév99.

Densité : la masse volumique du béton armé : $\gamma = 2.5\, T/m^3$
La résistance caractéristique à la compression :
Le béton utilisé pour notre ouvrage est leB_{30}, la résistance à la compression correspondante à 28 jours égal à $f_{c28} = 30\ MPA$
La résistance caractéristique à la traction :
La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$
$$f_{t28} = 2.4\ MPA$$

Contrainte de calcul à l'ELU :

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24\ heures \\ 0.9 & 1h < t < 24h \\ 0.85 & t < 1h \end{cases} \quad t: durée\ d'application de la charge$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & en\ situation\ durable\ ou\ transitoire \\ 1.15 & en\ situation\ accidentelle \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 17\ MPA & en\ situation\ durable\ ou\ transitoire \\ 22\ MPA & en\ situation\ accidentelle \end{cases}$$

Contrainte de calcul pour l'ELS :

$$\sigma_b \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & en\ sevice \\ 0.6 \times f_{c28} & en\ construction \end{cases}$$

Coefficient de poisson :
Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = 0.2\ \ pour\ un\ béton\ non\ fissuré.$$
$$\nu = 0\ \ pour\ un\ béton\ fissuré.$$

Module de déformation longitudinale du béton E :
Module de déformation instantané (courte durée$< 24\ heures$) : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}\ \ (MPA)$
Module de déformation différé (longue durée) : $E_{ij} = 1700\sqrt[3]{f_{cj}}\ \ (MPA)$

Déformation transversale du béton :
La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

1.3. Acier :

1.3.1. Acier pour le béton :

Les armatures utilisées pour le béton sont des barres à haute adhérence du type $FeE40$, avec une limite d'élasticité de 400 MPA, les contraintes admissible sont :

$$\sigma_a = \sigma'_a = \frac{2}{3}\sigma_e$$

Avec : $\sigma_e = \begin{cases} 4200\ Kg/cm^2\ pour\ \phi > 20\ mm \\ 4000\ Kg/cm^2\ pour\ \phi < 20\ mm \end{cases}$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de : $E = 210000\ MPA$

Etat considéré	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	Rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\overline{\sigma_{st}} \leq \inf(2/3\ Fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ Ou n=1 pour RL n= 1.6 pour HA	$F_{su} = F_e/\delta_S$ Ou $\delta_S = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\overline{\sigma_{st}} \leq \inf(Fe/2; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$	

Enrobage des aciers :

C'est une protection des armatures, leurs valeurs varie selon leur domaine d'application, le tableau ci-dessous nous donne les valeurs de l'enrobage A.

A=6cm	Pour des ouvrages à la mer, ou exposées aux embruns ou aux brouillards salins ou à des atmosphères agressives
A=3cm	Parois non coffrées soumises à des actions agressives et les parois exposées aux intempéries aux condensations ou au contact d'un liquide
A=1 cm	Parois situées dans des locaux clos et couvert et non exposées aux condensations

1.3.2. Acier pour poutre :

Pour les poutres, on utilise des profilés reconstitués soudés (PRS).
Ils sont classés en trois catégories :

a. Aciers normaux : $\sigma_e \leq 300\ MPA$
b. Acier à haute limite élastique : $300\ MPA \leq \sigma_e \leq 400 MPA$
c. Acier à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400 MPA$

Epaisseur	≤ 16	16 ≤ e ≤ 40	40 ≤ e ≤ 63	63 ≤ e ≤ 80	80 ≤ e ≤ 100	100 ≤ e ≤ 150
S355 ($\sigma_e en\ mm$)	355	345	335	325	312	295

Pour les contraintes admissibles on a :
Compression et Traction simple : $\sigma' = (2/3)\sigma_e$
Cisaillement : $\tau = 0.6 \times \sigma_e$

2. Caractéristique du tablier

Notre tablier est constitué d'une ossature mixte, quadri-poutre à entretoise, qui supporte deux voies de circulations ferroviaires. L'un des avantages de ce choix :

- Le gain sur le tonnage du tablier,
- Une bonne répartition des surcharges dont toutes les poutres travaillent.



2.1. Dalle

Les ingénieurs recherchaient des solutions de dalles légères pour résoudre le problème des grands, franchissement en pont rail. Ainsi est née la dalle mixte, qui est dans notre cas constituée en béton armé, elle assure le rôle de table de compression. Relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissement relatifs du tablier par rapport aux poutres.
Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.
C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.
Selon SETRA, l'épaisseur de la dalle a prendre est : 35 cm.
La dalle est coulée sur place puisque c'est le procédé le plus répondu, mais elle peut être préfabriquée.

2.2. La poutre : est un profilé reconstitué soudé,

L'élancement de la poutre pour les ponts-rails, de l'ordre de *L/25* h=1.2 m
L'espacement entre poutre est de 2.7 m.

2.2.1. Répartition de la matière (variation des aciers) :

En général, la section de la poutre se varie en plusieurs parties, selon la vérification de l'état de contrainte.
La répartition de la matière revient à dimensionner les sections, et pour cela on définit une section initiale selon les dossiers pilotes SETRA, et on va vérifier l'état de contrainte sur tous le pont, au fur et à mesure, on redimensionne la section ou les conditions de vérifications ne sont pas satisfaites.

1- Ame :

L'épaisseur de l'âme dépend :
De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).
L'épaisseur de l'âme de la poutre doit respecter les conditions suivantes :

- Resistance à la corrosion.
- Resistance au cisaillement.
- Flambement
- Fatigue.
- Voilement.

En général l'épaisseur de l'âme est supérieur a12 mm.
Pour une épaisseur initiale on prend, t_w = 15 mm.

2- Semelle :

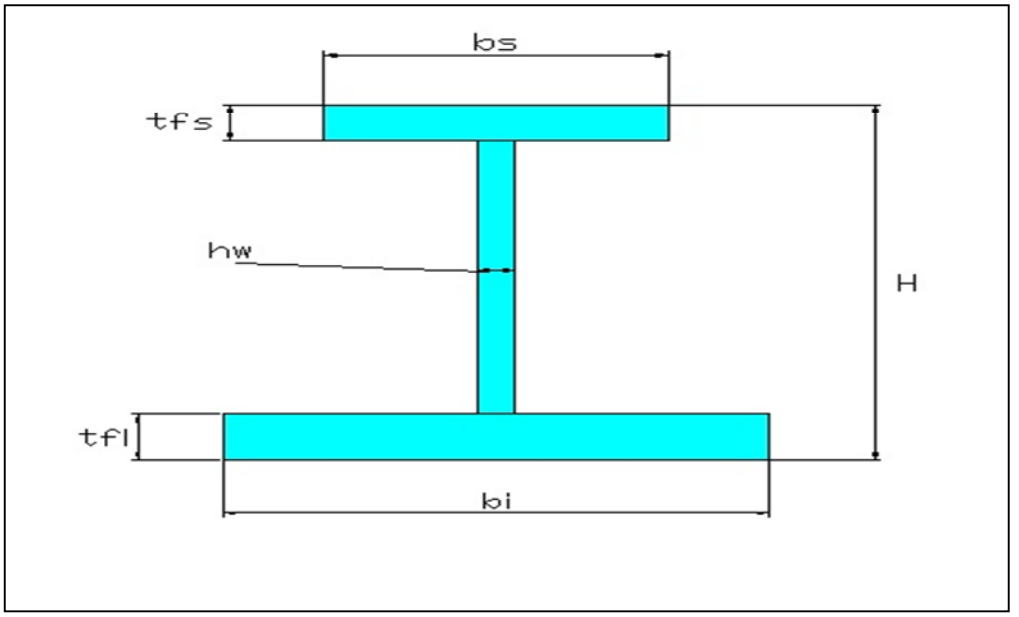
Le pré dimensionnement s'est fait suivant les dossiers pilotes SETRA.
Section S_{acier} :
La largeur des semelles a été comme suite :

$$\frac{h}{3} < b_i < \frac{h}{2}$$
$$0.4 < b_i < 0.6$$

On prend :

$$b_i = 450\ mm,$$
$$b_S = b_i - 50\ mm$$
$$b_S = 400\ mm$$

Ainsi que leurs épaisseur respectifs qui a été de : $t_S = 20\ mm$, $t_i = 30\ mm$.



2.2.2. **Entretoise :** on distingue deux types :

- Entretoise de rive : on a pris un profilé reconstitué soudé.
- Entretoise intermédiaire : on a pris des IPE 300.

L'espacement des entretoises est de 7 m

2.3. Les équipements du tablier :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage, il faut constater que leur présence n'est pas sans incidence sur l'aspect (c'est le cas de corniches et des dispositifs de retenue), mais pour la sécurité (disposition de retenue), et la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement joint de chaussée…).

2.3.1. Disposition de retenue :

c'est des dispositions susceptibles d'être utilisés pour réduire ou annuler les conséquences qui pourraient être graves lorsque le train quitte accidentellement la zone qui lui réservée. Leur présence n'est pas son incidence sur l'aspect de l'ouvrage, elles contribuent à modifier la face vue de sécurité, d'esthétique, et être compatible avec la destination de l'ouvrage (pont, passerelles…). On distingue trois classes :

- les grades-corps.
- les glissières.
- les barrières.

2.3.2. Garde-corps :

les garde-corps courants ne retiennent guère que les corps humains, un garde-corps renforcé parait difficile à mettre au point et ne semble pas pouvoir retenir un train. Ils sont classés en trois catégories :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type U.
- Les garde-corps de type l.

2.3.3. Corniche :

Elles ont un rôle essentiellement esthétique, situées à la partie haute du tablier ou bord latéral extérieur d'un ouvrage, permettant d'améliorer l'esthétique des ouvrages, et ceci de plusieurs manières :

Par des effets de forme et de proportion.

En éloignant l'eau des parements verticaux.

En rattrapant les irrégularités éventuelles de la structure porteuse car son exécution est faite dans des meilleures conditions : soins, délais … etc.

La corniche joue également d'autre fonction indépendante de l'esthétique ; scellement de garde-corps, support du relevé d'étanchéité, butée du trottoir, ces fonctions seront appelées fonction habituelle.

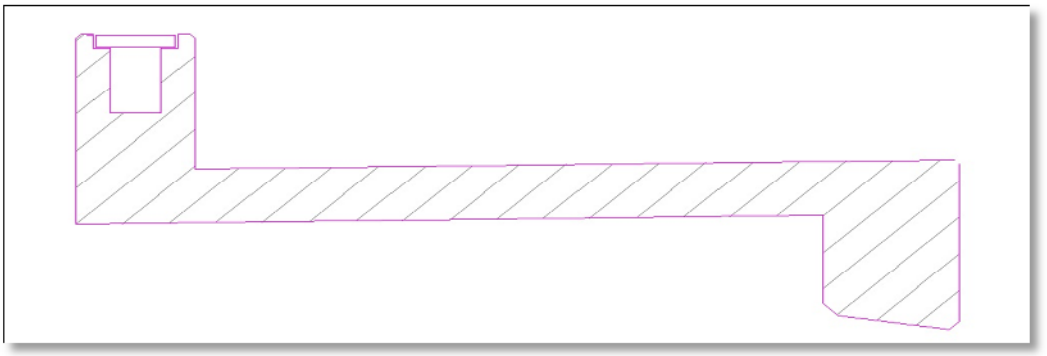


Figure 3 accotement corniche

2.3.4. Ballast :

On appelle ballast le lit de pierres ou de graviers sur le quel repose une voie de chemin de fer. Le ballast est constitué de roches dures concassées qui doivent résister à l'attrition, qui émousse les angles. L'épaisseur du ballast est fonction de la charge et de l'intensité du trafic, 30 cm sur ligne classique. Son rôle est de transmettre les efforts engendrés par le

passage des trains au sol, sans que celui-ci se déforme par tassement. Le rôle du ballast est aussi d'enchâsser les traverses afin d'assurer une résistance aux déformations longitudinales.

2.3.5. **Traverse :**

Les traverses assurent la transmission de la charge au ballast, et le maintien de l'écartement et de l'inclinaison des rails. Le travelage, c'est-à-dire le nombre de traverses au kilomètre est variable, généralement de 1666 traverses/km à la SNCF.

Les traverses peuvent être :

- En bois (généralement du chêne), de durée de vie réduite (20 à 30 ans)
- En acier (plus bruyantes).
- En béton, de durée de vie importante (50 ans).

Pour notre cas, on prend des traverses en béton.



Image 4 traverse en béton

2.3.6. **Rail :**

La rail moderne est généralement du type « Vignole » ; dans une section transversale, on distingue le patin qui s'appuie sur la traverse, le champignon qui constitue le chemin de roulement, et l'âme, filet vertical qui relie le champignon au patin. Sur les lignes importantes, le rail à double champignon, dont la section est symétrique, avait été conçu pour permettre de retourner le rail usé et donc doubler sa utilisés pour les voies encastrées dans des chaussées routières, notamment pour les installations industrielles et les lignes de tramway.

2.4. Profil en travers

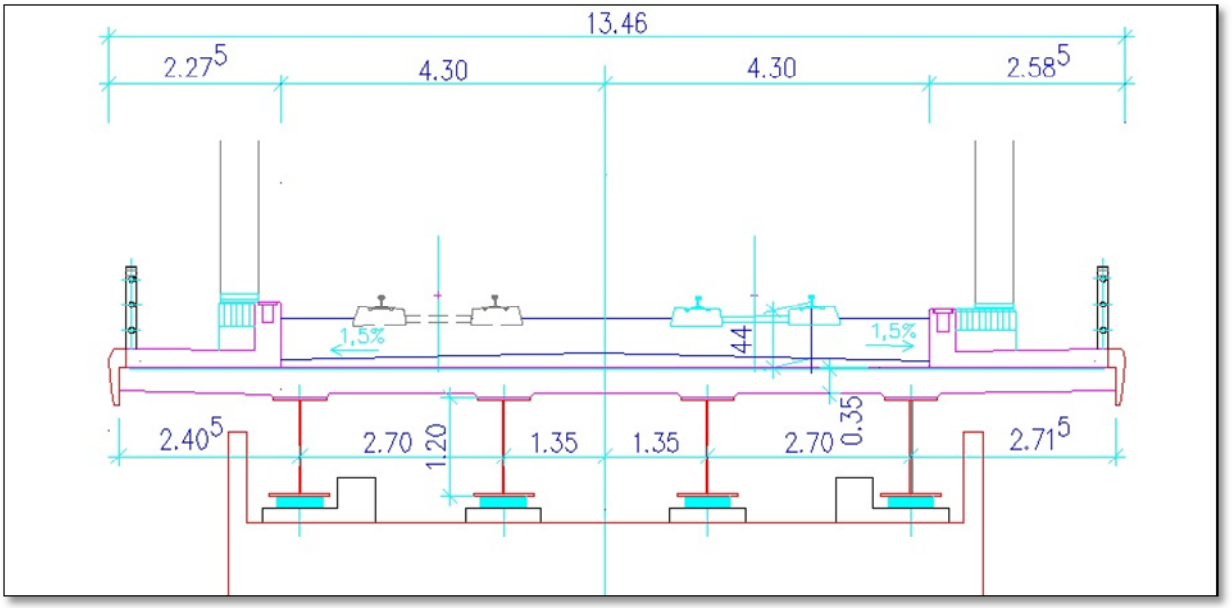


Figure 5 coupe en travers du pont

3. Charge et surcharge

3.1. Charge permanentes :

L'étude d'un tablier à poutre nécessite de connaitre :
Les charges dites « permanentes » constituées par les éléments qui ne sont pas en acier (dalle béton, renformis, chape chaussée …), Les charges dites « permanentes » dues au poids d'acier des poutres ou du platelage s'il est en acier.
Le poids est reporté à un nombre de mètre carrés « utile » qui sont obtenus en effectuent le produit de la longueur considérée par la largeur utile.

$l_u = L + 0.21\, l_{trottoir}$

L Largeur rouable ;

$l_{trottoir}$ est la largeur des trottoirs chargés par une circulation de piétons ou de cycles notre pont est inaccessible aux usagers

$$L = 2 \times 1.5m = 3\,m$$
$$l_u = 3\,m$$

Pour notre cas pont à dalle béton, l'estimation du poids propre est donnée par la relation suivante : $100 + 0.105\, x^{1.6}$ (valable pour$0 \le x \le 120\,m$).
On a des différentes distributions de travée, donc on doit prendre une valeur x :

$$x = 0.7\sqrt{\sum_i l_i^2}$$
$$x = 0.7\sqrt{22^2 + 28^2 + 28^2 + 22^2} = 35.25\,m$$
$$cp = 100 + 0.105 \times 35.25^{1.6} = 131.38\,kg/m^2$$
$$cp = 131.38 \times 3 = 394.14 \square\ 40\ KN/ml$$

REMARQUE : les poids sont valables pour des élancements $\frac{h}{l} \ge \frac{1}{25}$, $h = 1.2\,m$

Pour le calcul des charges permanentes, qui ne sont pas en acier, nous utilisons les valeurs des charges usuelles données ci-dessus.

Eléments en béton armé	25 KN/m^3
Elément en gros béton	22 KN/m^3
Chape d'étanchéité	22 KN/m^3
Ballast avec traverses	20 KN/m^3
Garde-corps	1 KN/ml
Acier pour les profilé reconstitués	78.5 KN/m^3
Armement de la voie	0.15 KN/ml/voie
Corniche	5 KN/m

éléments	*densité*	*quantité*	*poids (KN/m)*
Dalle en béton	25	4,711	117.775
traverse + ballast	20	2,904	58,08
trottoir	25	0,97	24,25
garde du corps	1	1	1
corniche	5	1	5
béton de propreté	22	0,086	1,892
étanchéité	22	0,258	5,676
armement de la voie	0,0015	2	0,003
		CCP total	213,676

Le poids propre total : $\mathbf{253.68\,KN/ml}$

3.2. Les charges d'exploitation :

3.2.1. **Effet statique :** pour le calcul des ouvrages sous rail, les schémas de charges à utiliser sont les suivants :

3.2.1.1. Modèle de charge UIC71 :

Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.
La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies come indiqué à la figure1.

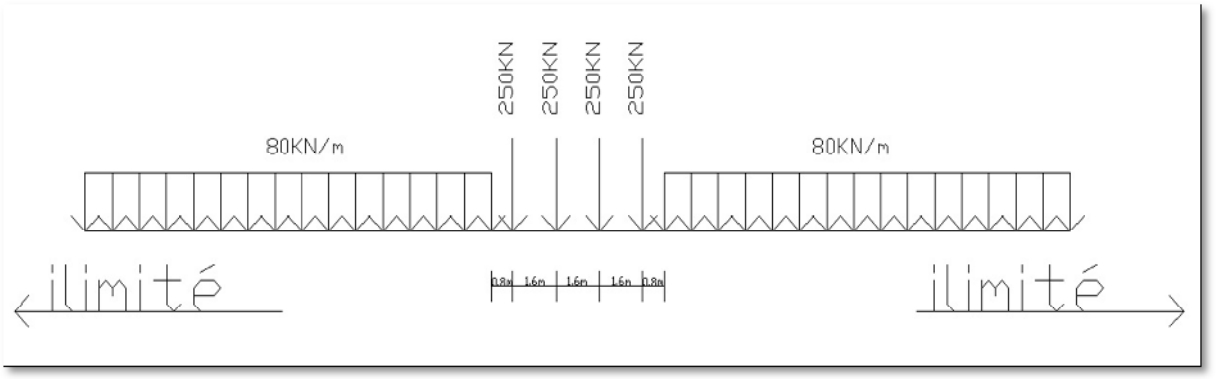


Figure 6 schéma statique UIC71

250 KN : représente le poids de l'essieu de la locomotive.
80KN/m : représente le poids par mètre linéaire des wagons.

3.2.1.2. Modèle de charge SW/0 :

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues

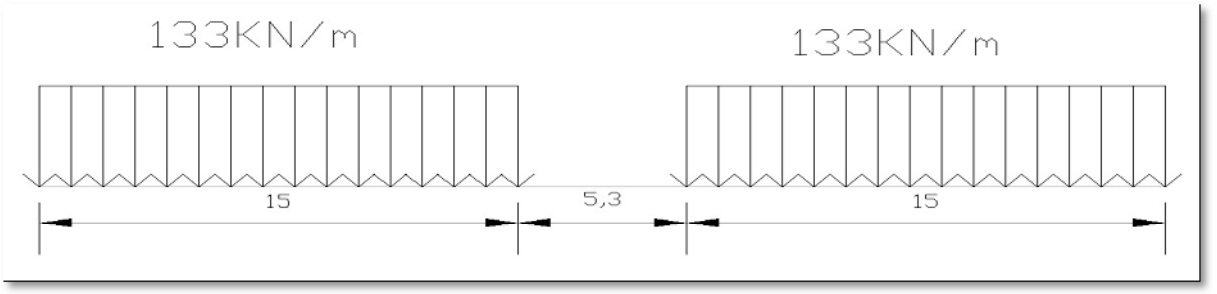


Figure 7 Schéma statique SW/0

3.2.1.3. Modèle de charge SW/2 :

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

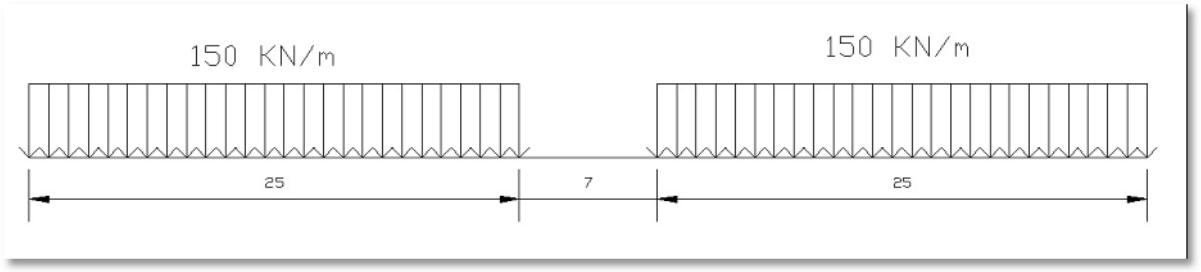


Figure 8 Schéma statique SW/2

3.2.1.4. Modèle de charge train à vide :

Pour certaines vérification spécifiques (stabilité latérale en présence des actions latérale de trafic ferroviaire et de la charge du vent sur le et les véhicules ferroviaire) on utilise un

modèle de charge particulier appelé **train à vide** . ce modèle consiste en une charge verticale repartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique d e12.5 KN/ml

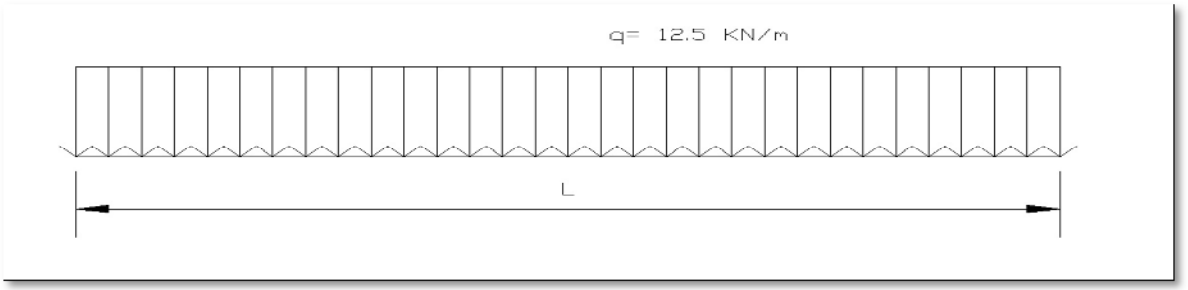


Figure 9 Schéma statique train à vide

Chargement verticaux : les chargements verticaux à prendre en compte sont :

- UIC 71 + SW/0.
- SW/2.
- Train à vide.

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il faut pas tenir en compte de celle qui ont des effets de déchargement sauf pour les schémas SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte)
NB : UIC 71 + SW/0 : signifié e qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC 71 et de SW/0

3.2.2. Action de circulation ferroviaire (groupe de charge) :

principes :

On définit précédemment les actions élémentaires dues aux circulations pour1 voie. Les actions de circulations ferroviaires sont des actions composées qui sont des assemblages de ces actions élémentaires pour 1 voie comme pour plusieurs voies, ces simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie, et d'une simultanéité de chargement de plusieurs voies.
Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autre que de circulation ferroviaire.
Pour les ouvrages larges, chaque structure doit être dimensionnée pour le plus grand nombre de voie qu'il soit possible de disposer géométriquement, de la façon la plus défavorable, quelle que puisse être la position des voies existantes.
Le tableau suivant définisse les différents groupes de charges pour un ouvrage supportant 2voies, (**livret 2.01 chapitre 1 page 26**)

	groupe	voie	UIC71+SW/0 (*)	SW/2 (*)	Train à vide (**)	Freinage-démarrage (***)	Force centrifuge (***)	lacet
2Voies	11	V1	1	0	0	1	0.5	0
		V2	1	0	0	1	0.5	0
	12	V1	1	0	0	0.5	1	0
		V2	1	0	0	0.5	1	0
	13	V1	1	0	0	1	0.5	1
		V2	1	0	0	1	0.5	1
	14	V1	1	0	0	0.75	0.5	0
		V2	0	1	0	0.75	0.5	0

Tableau 1 Groupe de charge de 2 voies

(*) Compte tenu du coefficient dynamique φ.
(**) le coefficient dynamique est pris égale à 1.
(***) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.

3.3. Effet dynamique :

Les sollicitations et déformations statiques d'un point dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :
La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prise en compte dans les calculs statique.
Les variations des charges de roue dues aux défauts aléatoire des roues et de la voie.
Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure, et dans certains cas, conduire a sa mise en résonance.
Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients φ_2 ou φ_3, si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids propre permanant et la vitesse sont toutes deux vérifiées.
Domaine d'application : φ_2 ou φ_3 ne sont valables que pour des vitesses V < 200 km/h
Donc, selon le **livret 2.01** relatif aux ouvrages ferroviaires :
Limite supérieure de la flècheδ_s:

$$4\,m \le L \le 20\,m \Rightarrow \delta_s = 0.049L^2\ mm$$
$$20\,m \le L \le 100\,m \Rightarrow \delta_s = 0.564L^{1.184}\ mm$$

Limite inférieure de la flèche δ_i :

$$4m \le L \le 25\,m \Rightarrow \delta_i = 0.035L^{1.5}\ mm$$

L>25 m pas de limitation inférieure.

3.3.1. Coefficient dynamique :

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC 71 et SW/0 (et donc sous les deux chargements UIC 71 + SW/0 et SW/2) est :

$\varphi_2 = (1.44/(\sqrt{L\square} - 0.2)) + 0.82$ Avec $1.00 < \varphi_2 < 1.67$ pour un entretien de la voie soigné.

$\varphi_3 = (2.16/(\sqrt{L\square} - 0.2)) + 0.73$ Avec : $1.00 < \varphi_3 < 2.00$ pour un entretien de la voie courant.

$L\square$ = Longueur caractéristique en m définie au tableau I.3 **(Chapitre 1, page 19, livret 2.01)** l'utilisation de la longueur $L\square$ permet la généralisation de son emploi pour les autres types de poutres.

Le **CPS** spécifie le coefficient à utiliser en fonction de la ligne concerné. A défaut, on utilise φ_2

Vérification de la flèche sous poids permanent : Si la condition de limitation de la flèche sous poids permanent n'est pas vérifiée, il y a lieu de :

Soit, en priorité, redimensionner la structure de façon à ce que la condition soit vérifiée (augmentation de la rigidité)

Soit effectuer une étude dynamique complète, avec le schéma de la charge ***UIC71***, si la **CPS** le prescrit.

Coefficient dynamique pour les autres charges verticales : pour le train à vide, comme pour les charges sur remblais, le coefficient dynamique doit être pris égal **1**.

3.3.2. APPLICATION :

Le calcul de la flèche due à un chargement répartie est donné par la formule (RDM) suivante :

$$Y_{max} = \frac{ql^4}{384EI}$$

La charge permanente : $P = \boldsymbol{62.1\ KN/ml/poutre}$, on calcule pour la travée qui va nous donner une flèche maximale, donc on prend la travée 2.

$$l = 28\ m$$

$$E = 21 \times \frac{10^7 KN}{m^2}, I = 0.0362\ m^4$$

$$Y_{max} = 1.3\ cm$$

Calcul de la limitation supérieure : pour $20\ m \leq L \leq 100\ m$ ==> $\delta_s = 0.564L^{1.184}\ mm$

$$\delta_s = 0.564 \times 28^{1.184} = 2.91\ cm$$

$$Y_{max} < \delta_s$$

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de faire l'étude dynamique ; on prend un coefficient pour un entretien de la voie soigné.

$\varphi_2 = (1.44/(\sqrt{L\square} - 0.2)) + 0.82$ Avec $1.00 < \varphi_2 < 1.67$

Calcul de L□ :

$$L_\phi = K \times L_m$$

n	2	3	4	≥ 5
K	1.2	1.3	1.4	1.5

$$L_m = \frac{1}{n} \rangle\ L_i$$

$$l_m = \frac{1}{4} \times (22 + 28 + 28 + 22) = 25$$

$$l_\phi = 1.4 \times 25 = 35$$

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{35} - 0.2} + 0.82 = 1.072$$

$$\phi_2 = 1.072$$

3.4. Charge sur accotement :

Accotement non accessible au public : On prend en compte une charge uniformément répartie de$\boldsymbol{5\ KN/m^2}$.

3.5. Effort de lacet :

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à ***100 KN***.

3.6. Effort du au freinage et au démarrage :

Effort sur la voie : les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

3.6.1. Force de démarrage :

$Q = (33\ KN/m)$ x L(m) ≤ 1000KN pour les schémas de charges ***UIC 71*** et les schémas de charge ***SW*** et donc pour les chargements (***UIC 71 + SW/0)*** et ***SW/2***

3.6.2. Force de freinage :

$Q = 20\ (KN/m)$ x L (m) ≤ 6000KN Pour les schémas statiques ***UIC 71*** et les schémas statiques ***SW/0***.

$Q = 35\ (KN/m)$ x L(m) Pour les schémas de charge ***SW/2.*** Avec ***L*** longueur de la partie d'ouvrage chargé.

3.7. Effet du vent :

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de ***1.5 KN/m²***. Sur une surface partiellement masquée. Lorsqu'il s'agit de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier ainsi que celui des piles le cas échéant on envisage le cas du train à vide précédemment défini. Le tablier de pont rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièce de contreventement ou poutres principales.

Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage : Les règles du paragraphe précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à ***2 KN/m².*** **(d'après livret 2.01)**

3.8. Action accidentelle :

Déraillement sur le pont : Deux cas sont considérer pour le dimensionnement :

Cas1 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.

Cas2 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant da la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur bord.

CAS 1 : Deux charges linéaire d'intensité ***q= 50 KN/m*** , disposer sur une longueur de ***6.40 m*** , écarté de ***1.40m*** parallèle à la voie, et se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une zone de large de ***1.5 fois*** l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie, il n'y a pas lieu d'envisager d'autre action variables dans les calculs.

CAS2 : il y lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité ***q= 80 KN/m***, disposée sur une longueur totale de ***20.00 m*** et située transversalement soit à une distance maximale de ***1.5 fois*** l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

4. Calcul des sollicitations

Le but dans ce chapitre c'est de tracer les différents diagrammes des efforts internes. Le pont est considéré comme une poutre continue de travée de rive égale 22 m et deux travées intermédiaires28 m. La poutre est soumise à son poids propre (CP+CCP), et les surcharges.

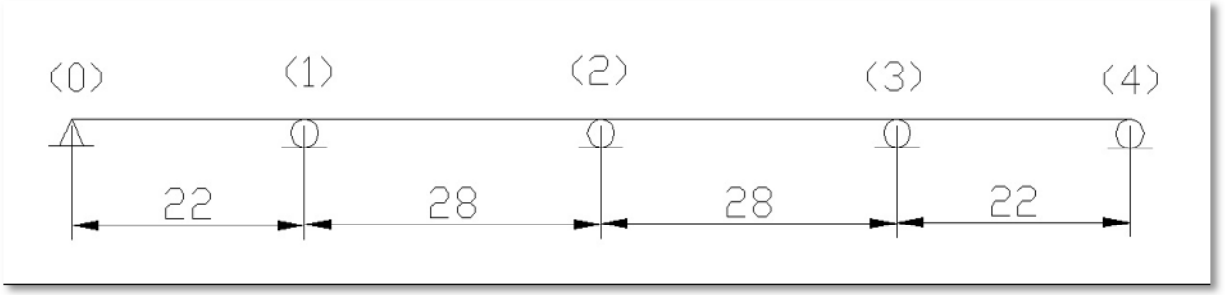


Figure 10 schéma statique de la poutre

4.1. Charge permanente :

Calcul des efforts internes, théorème de Clapeyron (méthode des trois moments)
Cette méthode nous permet de déterminer les moments sur appuis intermédiaires de la poutre continue.
Si la poutre repose sur $\boldsymbol{n}$ appui donc les inconnues sont $(\boldsymbol{n-2})$
Si la poutre repose sur $\boldsymbol{n}$ travée donc elle est de degré $(\boldsymbol{n-1})$
La continuité de la poutre impose que la rotation de la section au droit des appuis soit unique.
On obtient ainsi un système d'équation sous la forme :
Pour EI constant

$$b_i \times M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i)M_i + b_{i+1} \times M_{i+1} = \theta_i^g - \theta_i^d + \Omega_i - \Omega_{i+1}$$

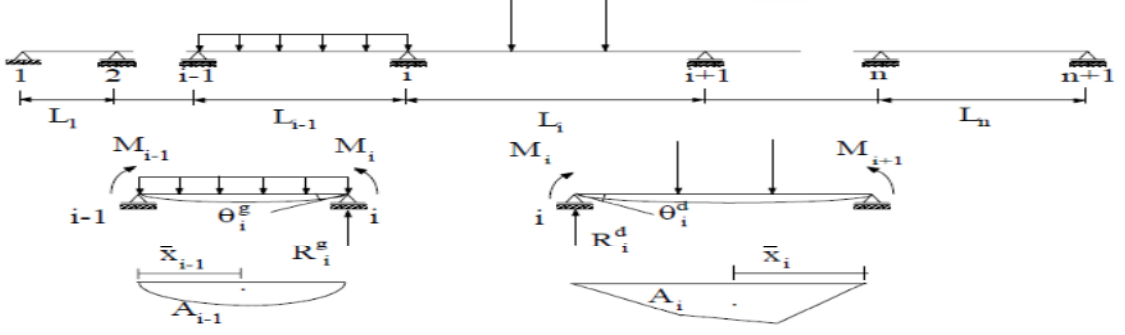
$M_{i-1}\,, M_i\; et\; M_{i+1}$: sont les moments sur appuis $i-1\,, i\; et\; i+1$

Les constantes mécaniques :

$$a_i = \frac{L_i}{3EI} \qquad b_i = \frac{L_i}{6EI} \qquad c_i = \frac{L_i}{3EI}$$

$\theta_i^g - \theta_i^d$: Les rotations isostatiques au niveau d'appui i des travées gauches et droites et qui dépendent de chargement.
$\Omega_i - \Omega_{i+1}$: Les dénivellations d'appuis i des travées gauches et droites

$$\Omega_i = \frac{v_i - v_{i-1}}{L_i} \qquad \Omega_{i+1} = \frac{v_{i+1} - v_i}{L_{i+1}}$$



Détermination des constantes :

$$a_1 = \frac{L_1}{3} = 7.33 \qquad b_1 = \frac{L_1}{6} = 3.66 \qquad c_1 = \frac{L_1}{3} = 7.33$$
$$a_2 = \frac{L_2}{3} = 9.33 \qquad b_2 = \frac{L_2}{6} = 4.66 \qquad c_2 = \frac{L_2}{3} = 9.33$$
$$a_3 = \frac{L_3}{3} = 9.33 \qquad b_3 = \frac{L_3}{6} = 4.66 \qquad c_3 = \frac{L_3}{3} = 9.33$$
$$a_4 = \frac{L_4}{3} = 7.33 \qquad b_4 = \frac{L_4}{6} = 3.66 \qquad c_4 = \frac{L_4}{3} = 7.33$$

Pour une charge unitaire répartie sur tous le pont q=1

$$\begin{bmatrix} 16.66 & 4.66 & 0 \\ 4.66 & 18.66 & 4.66 \\ 0 & 4.66 & 16.66 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M1 \\ M2 \\ M3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1358.33 \\ -1829.33 \\ -1358.33 \end{bmatrix}$$

$$M1 = -62.95$$
$$M2 = -66.595$$
$$M3 = -62.95$$

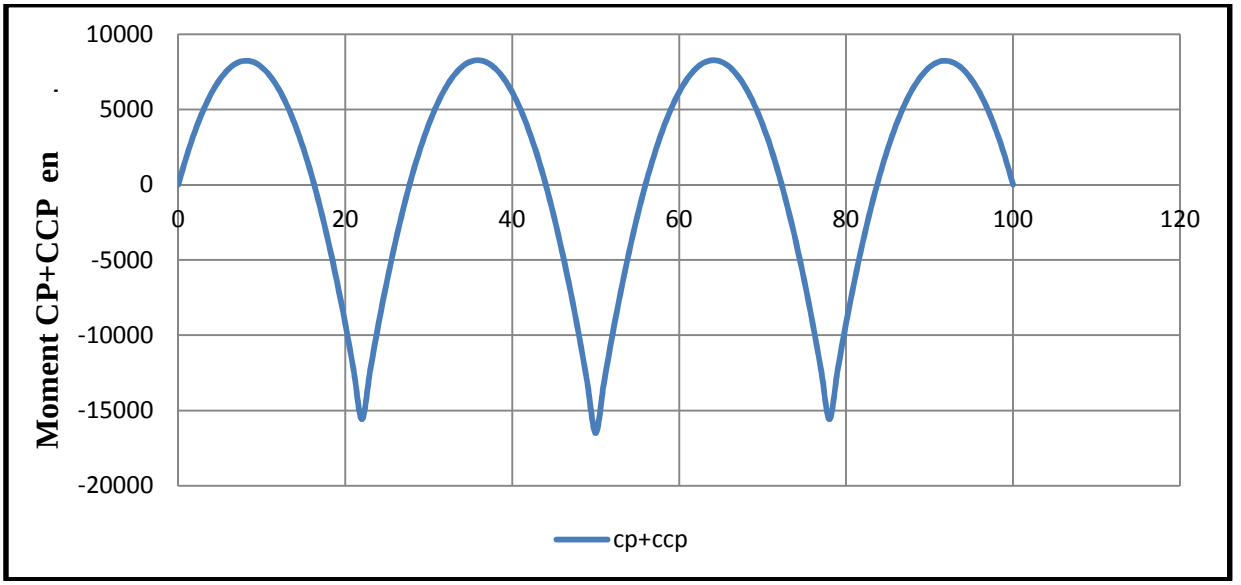
Les efforts internes moment et effort tranchant sont déduits par les relations suivantes :

$$M(x) = \mu(x) + M_{i-1}\left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_i \frac{x}{l}$$

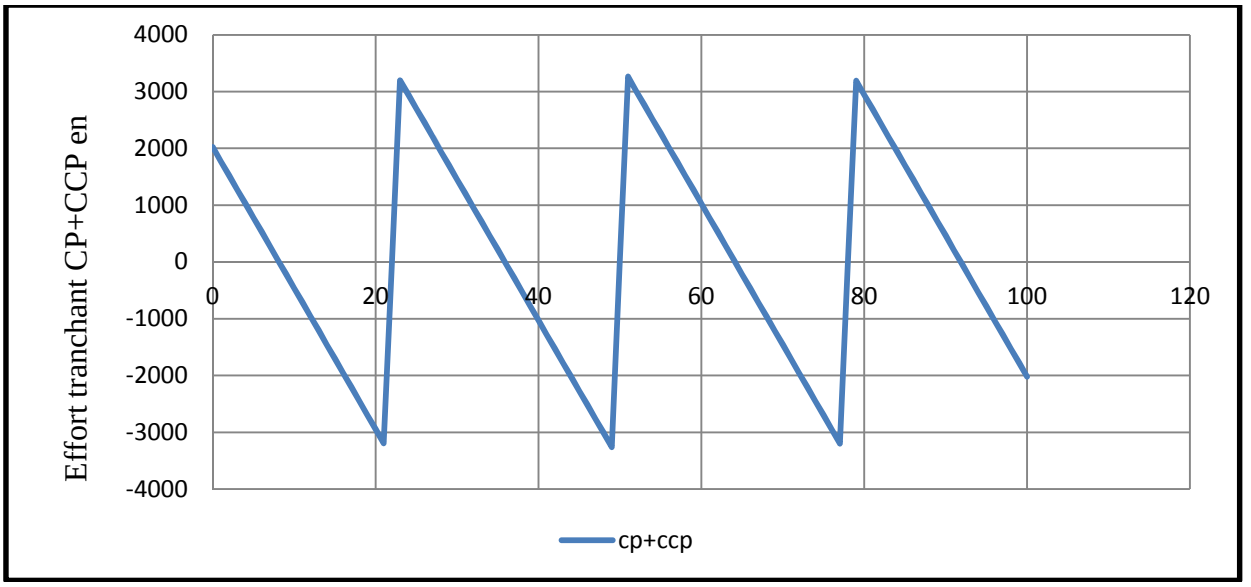
$$T(x) = \frac{d\mu}{dx} + \frac{M_i - M_0}{l}$$

$\mu(x)$ désignant le moment fléchissant produit par les charges appliquées dans la poutre supposée sur appuis simples.
Les autre valeurs sont calculés avec le tableau Excel pour les deux efforts M et T (CP et CCP)

Voici le diagramme de moment charge permanente : $q = 253.68\ KN/ml$



Voici le diagramme d'effort tranchant charge permanente : $q = 253.68\ KN/ml$



Les réactions :

	$R_{cp+ccp}\ (KN)$
$appui\ 0$	2022,65
$appui\ 1$	6886,84
$appui\ 2$	7021,01
$appui\ 3$	6886,84
$appui\ 4$	2022,65

4.2. Surcharge

Pour calculer les efforts internes dus aux surcharges mobiles, on utilise les lignes d'influence. on a déterminé les lignes d'influence des sections suivantes « vue la symétrie du pont et les travées ne sont pas trop longue » : à 0.25, 0.5, 0.75 .aussi sur les appuis (0), (1), (2).

Le chargement est effectué dans une seule voie.

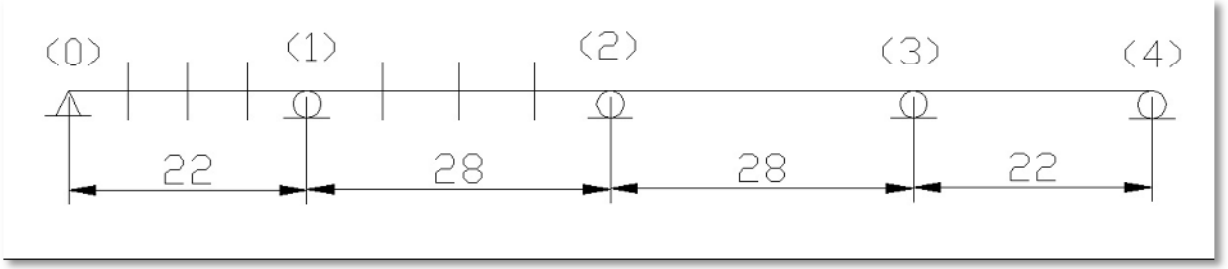
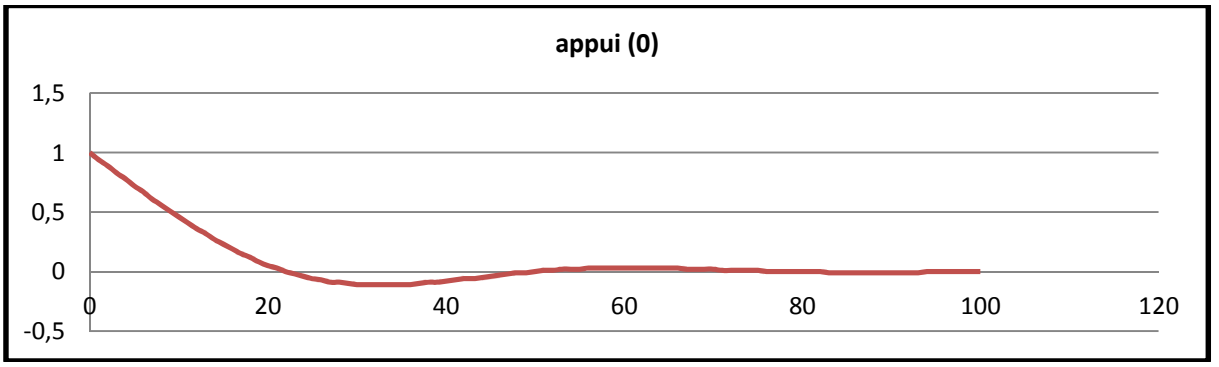
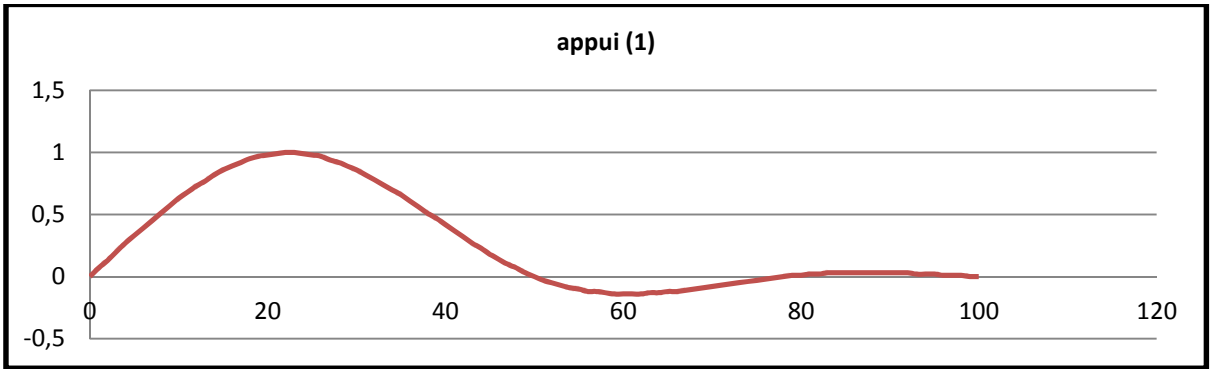


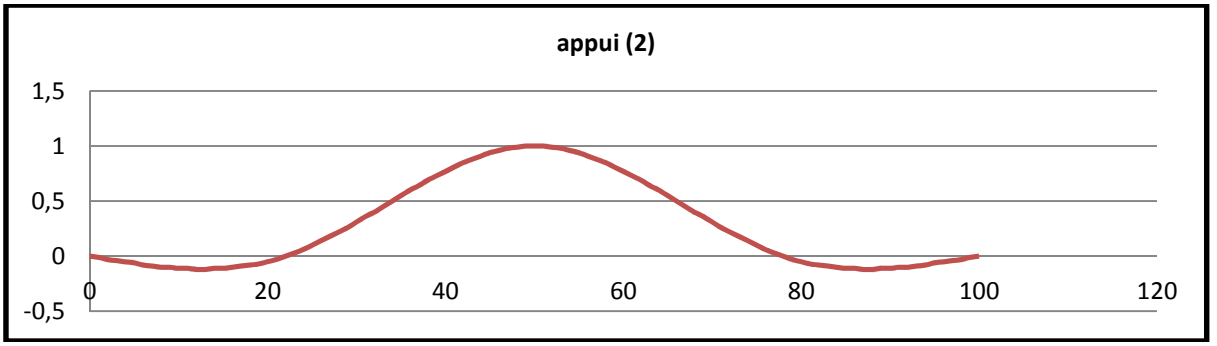
Figure 11 Schéma statique de la poutre

4.2.1. Lignes d'influences

4.2.1.1. Réaction





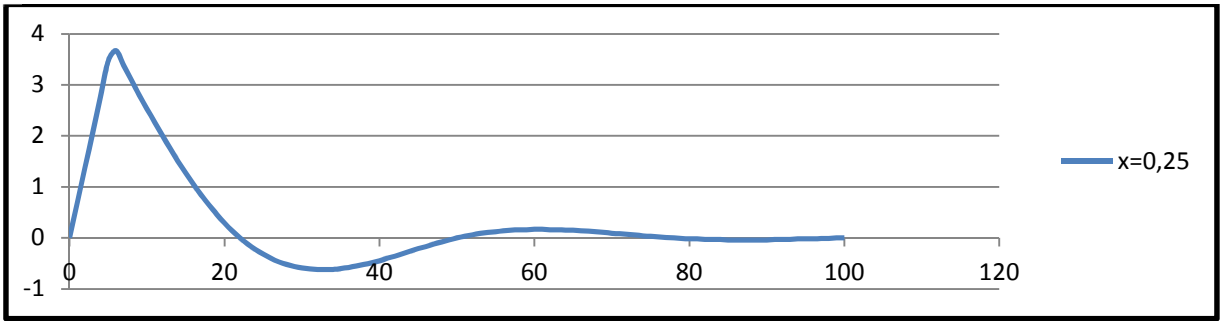


$surcharge$	R_{max}
$UIC\,71$	3272.7
$SW/0$	2742.46
$SW/2$	3548.5

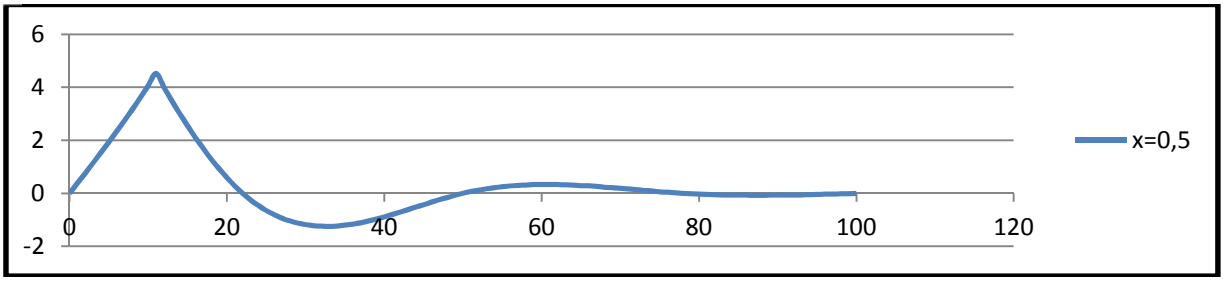
4.2.1.2. Moment fléchissant

- Travée 1 :

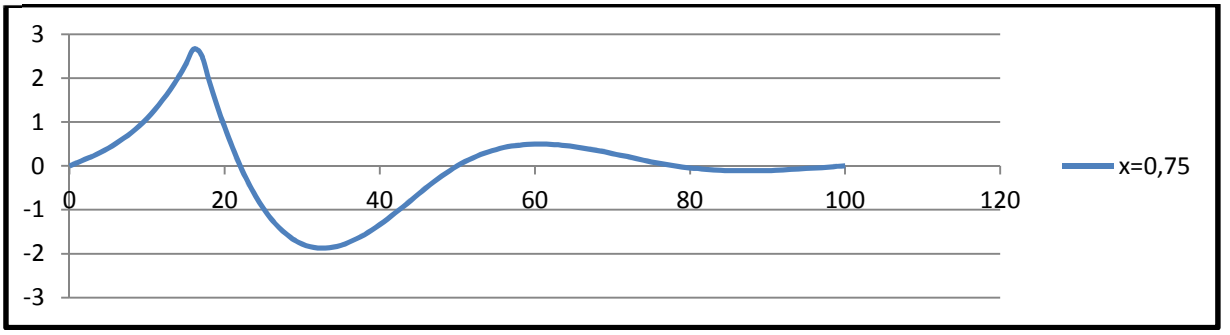
$x = 0.25$



$x = 0.5$

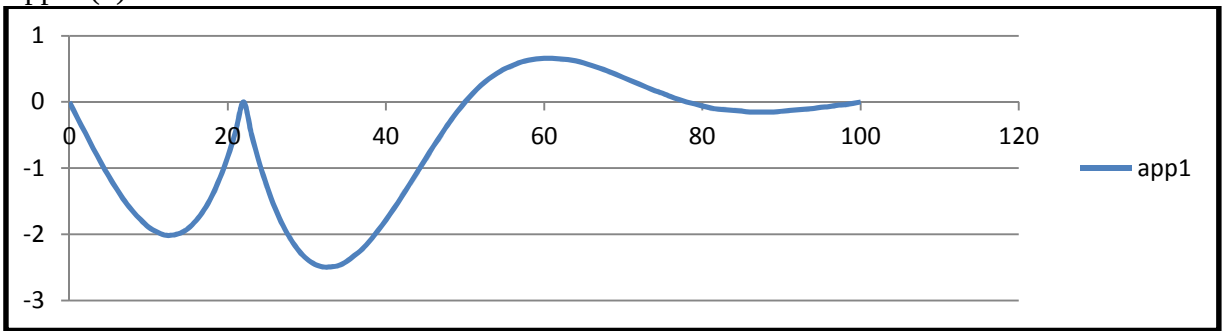


$x = 0.75$

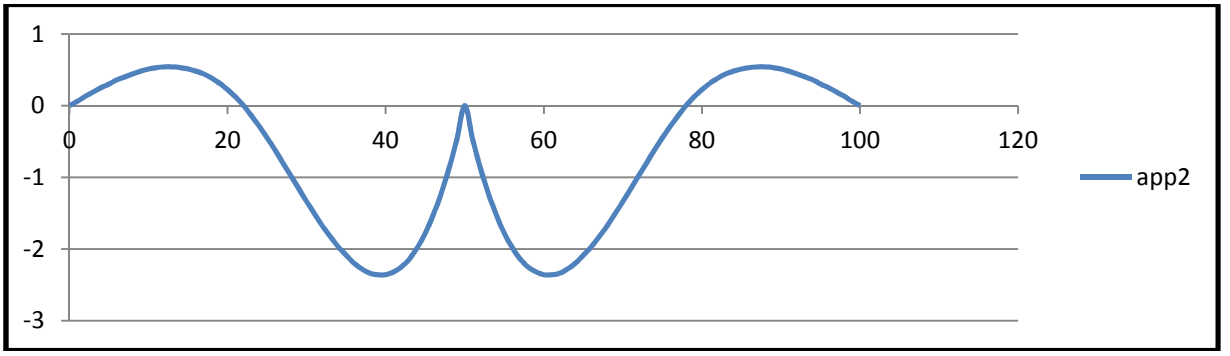


- Sur appuis :

Appui (1)

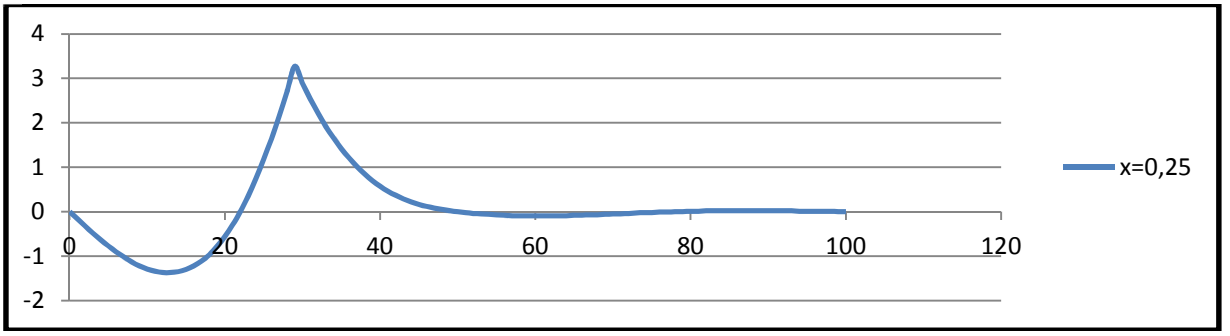


Appui (2)

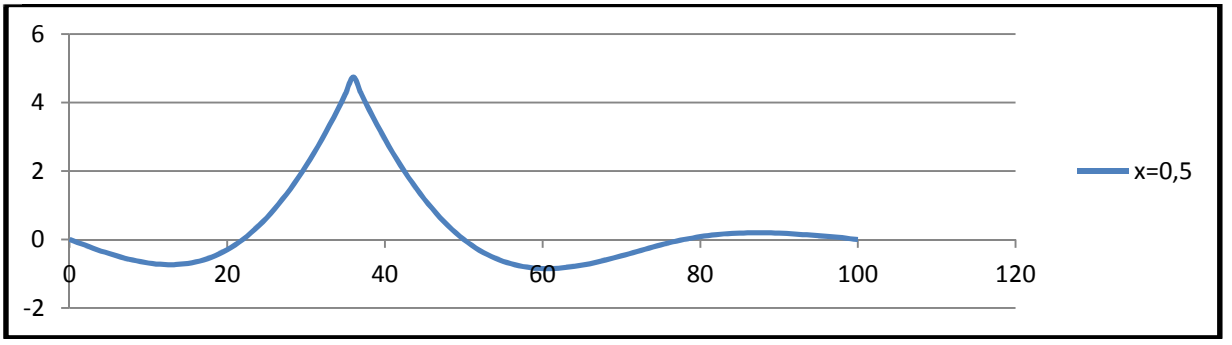


Sur travée 2 :

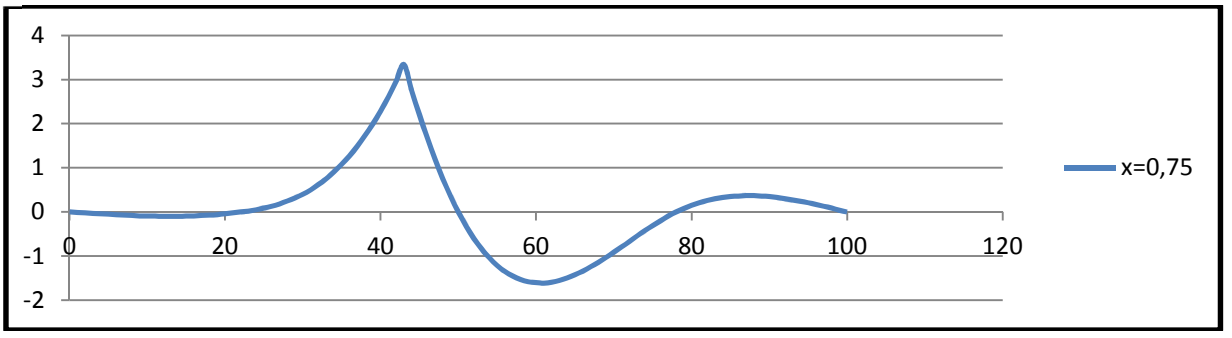
x = 0.25



x = 0.5



x = 0.75



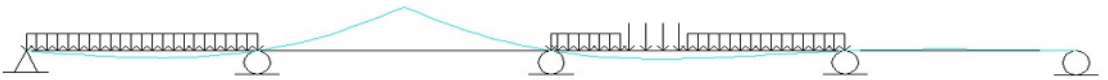
Exemple de chargement

On prend pour l'exemple la ligne d'influence de moment à 0.5 de l_2 la deuxième travée.

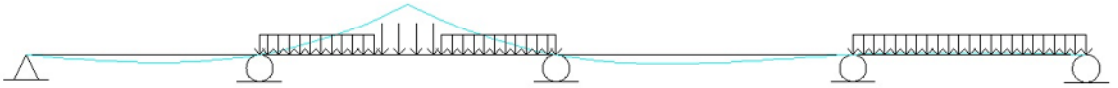
Pour la surcharge UIC71 :

le chargement UIC peut être fragmenté

- Le chargement suivant permet de déterminer le moment négatif maximal M^{-}_{UIC71}



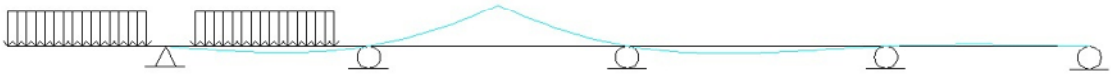
- Le chargement suivant nous donne un moment positif maximum M^{+}_{UIC71}



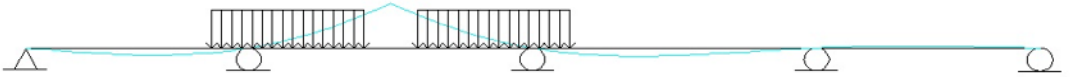
Pour la surcharge SW : les surcharges de types SW ne peut pas être fragmenté

a) SW/0

- Chargement pour un moment négatif maximal $M^{-}_{SW/0}$

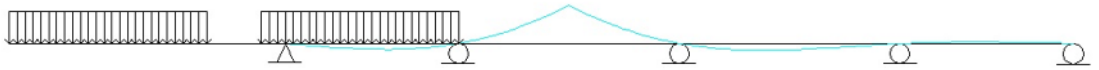


- Chargement pour un moment positif maximal $M^{+}_{SW/0}$

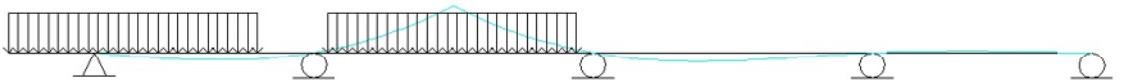


b) SW/2

- Chargement pour un moment négatif maximal $M^{-}_{SW/2}$



- Chargement pour un moment positif maximal $M^{+}_{SW/2}$



➢ Tous les efforts (moment, effort tranchant, réaction) sont déterminés de la même façon que ces derniers.

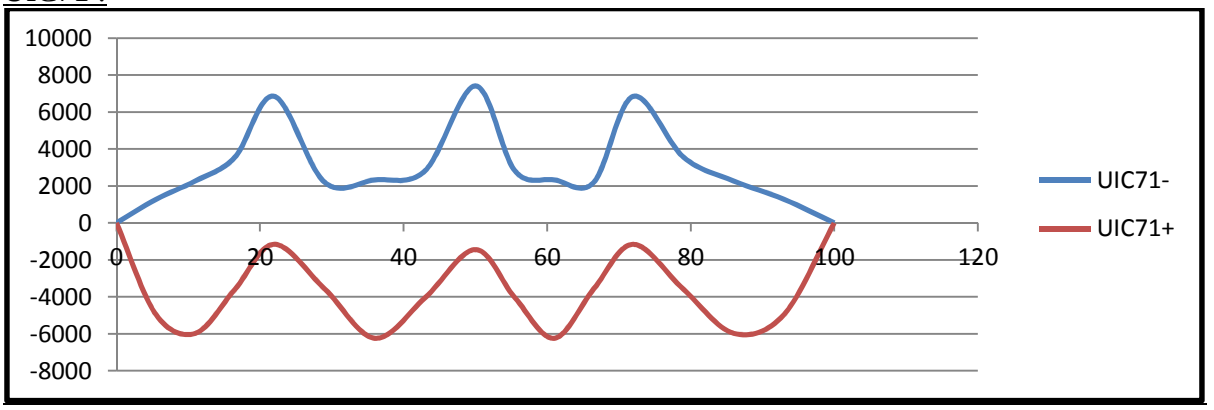
Voici le tableau qui récapitule les résultats trouvées en plaçant les surcharges dans la position la plus défavorable

	0	5,5	11	16,5	22	29	36	43	50
UIC71+	0	1276,7	2269,7	3554,5	6846,8	2197,9	2330,1	2823,2	7408,8
UIC71-	0	4954,5	5972,5	3593	1158,5	3565,9	6236,8	4046	1441,3
SW/0+	0	4492,075	5028,065	2587,515	1046,045	3461,325	5183,675	3733,31	847,875
SW/0-	0	-972,895	-1946,455	-2926	-6717,83	-2088,765	-1335,985	-2536,975	-7898,205
SW/2+	0	5709	6922,5	3556,5	1461	4409,25	7071,75	4418,25	1158
SW/2-	0	-1208,25	-2420,25	-3643,5	-7002	-2938,5	-1878,75	-3546	-10122

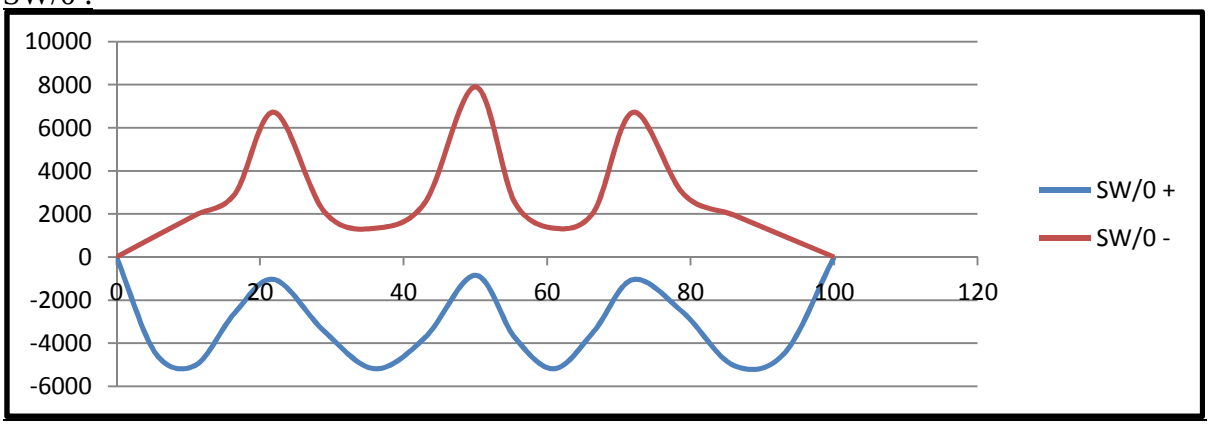
Ces résultats nous permettent de tracer la courbe d'enveloppe de chaque surcharge.

4.2.1.3. Les courbes d'enveloppes

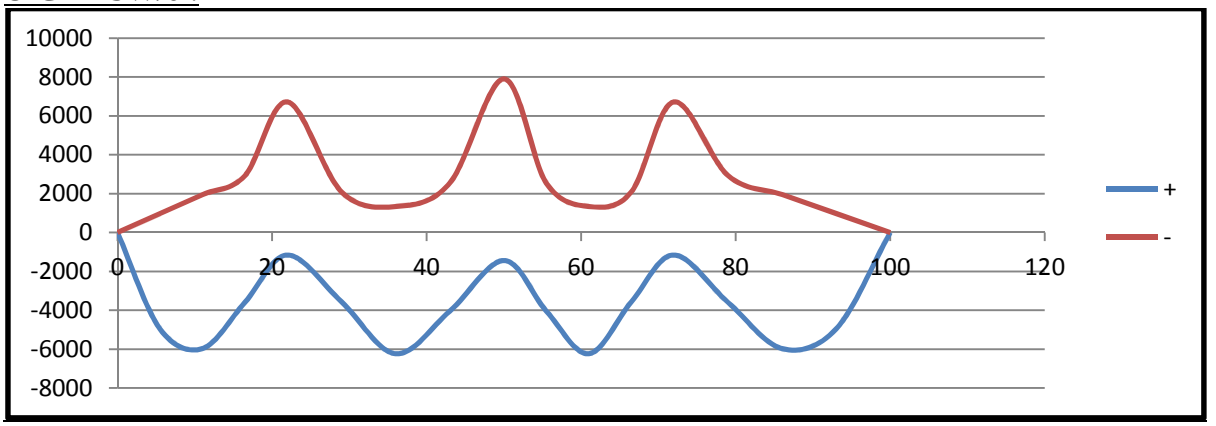
UIC71 :



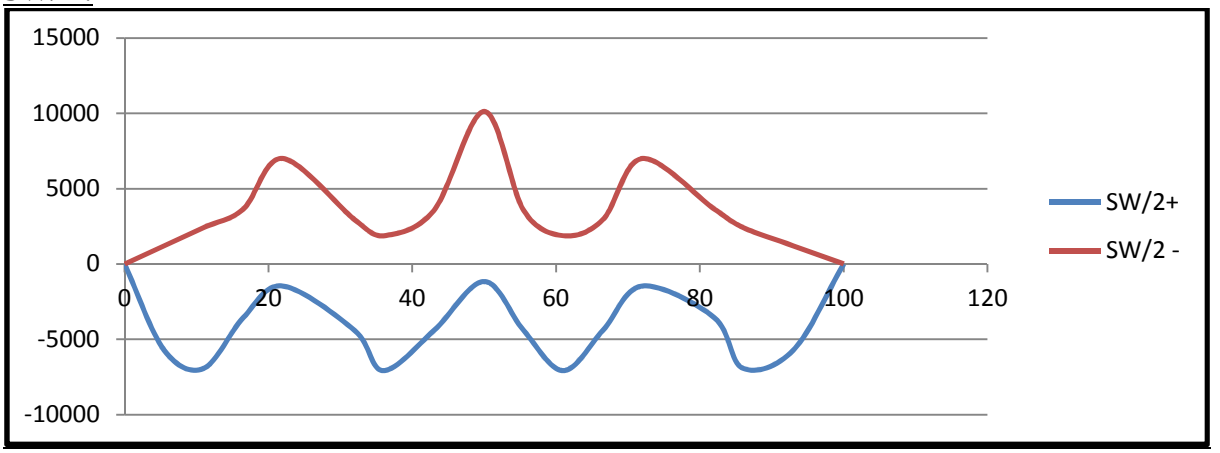
SW/0 :



UIC71+SW/0 :



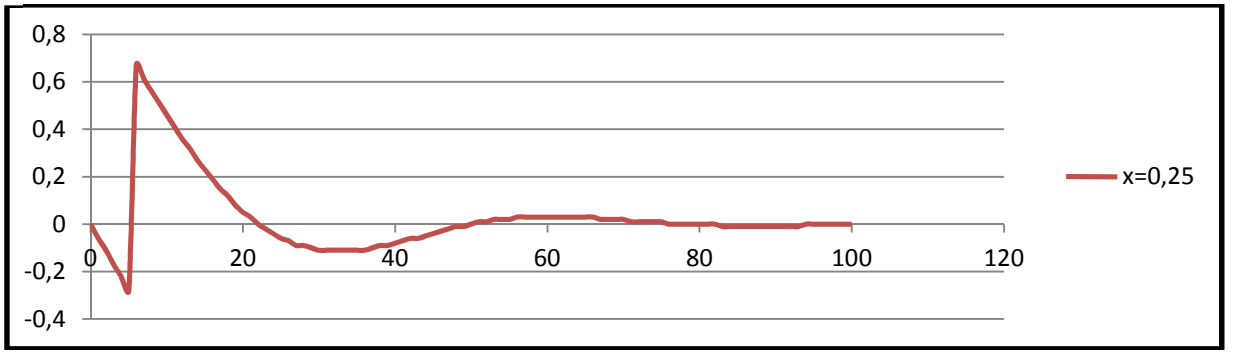
SW/2 :



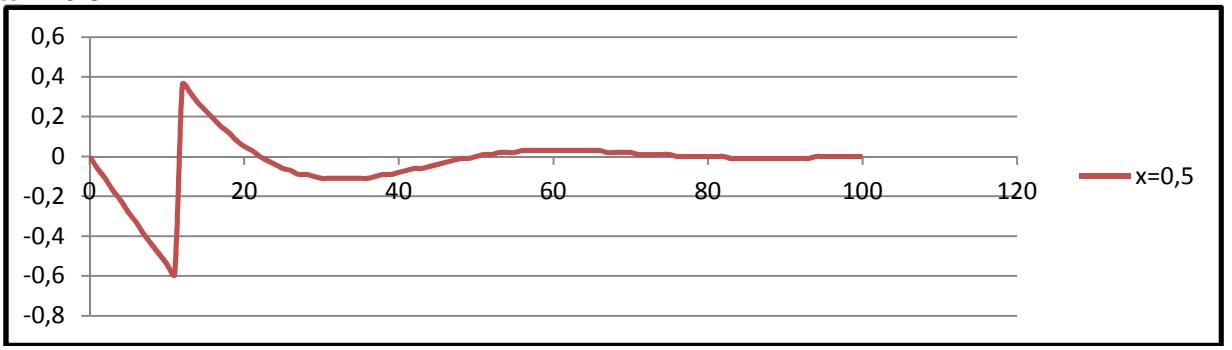
4.2.1.2. Les lignes d'influences d'effort tranchant

Travée 1

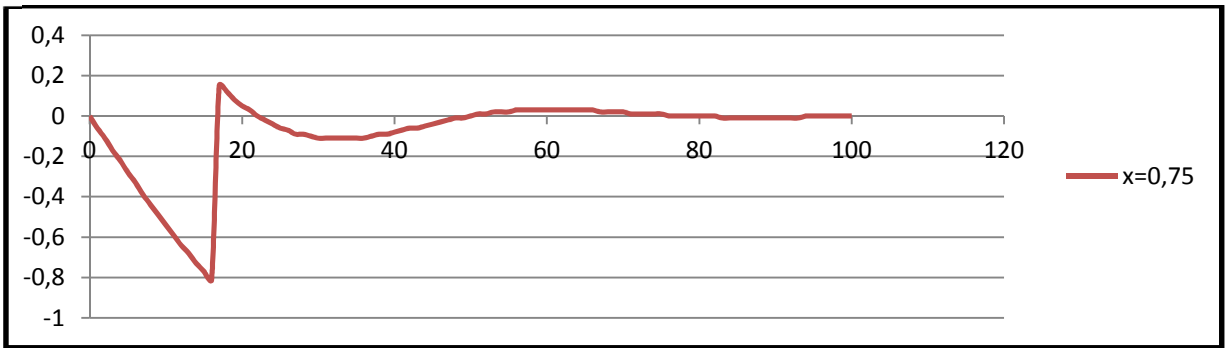
$x = 0.25$



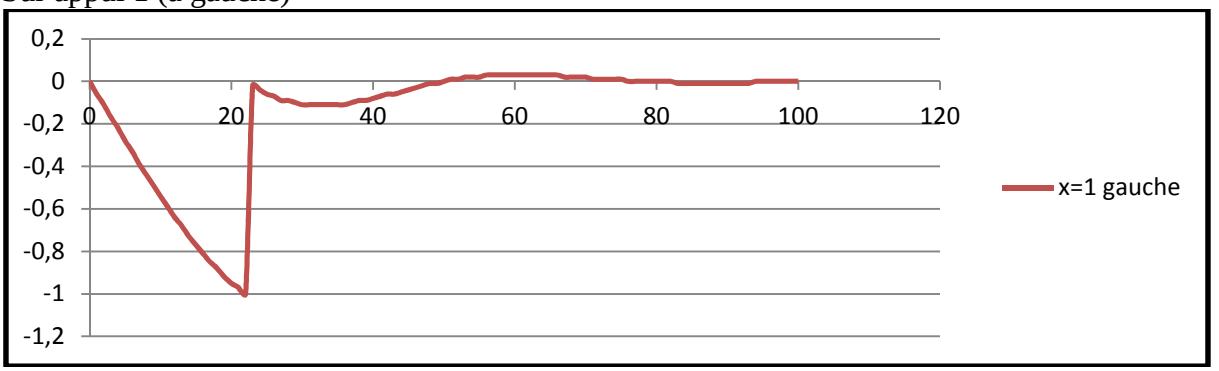
x = 0.5



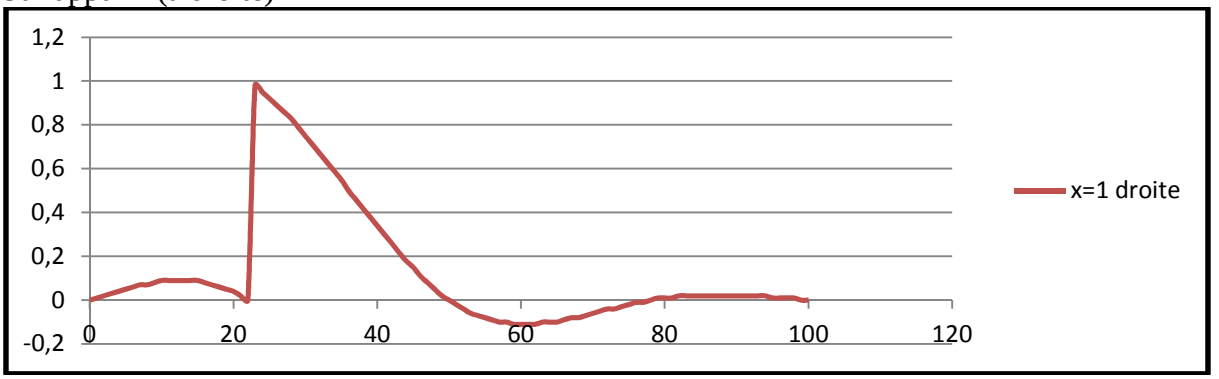
x = 0.75



Sur appui 1 (à gauche)

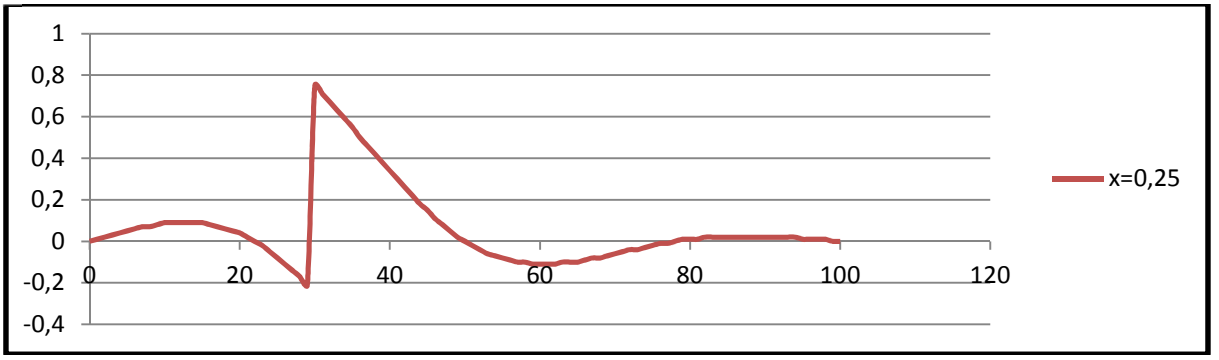


Sur appui 1 (à droite)

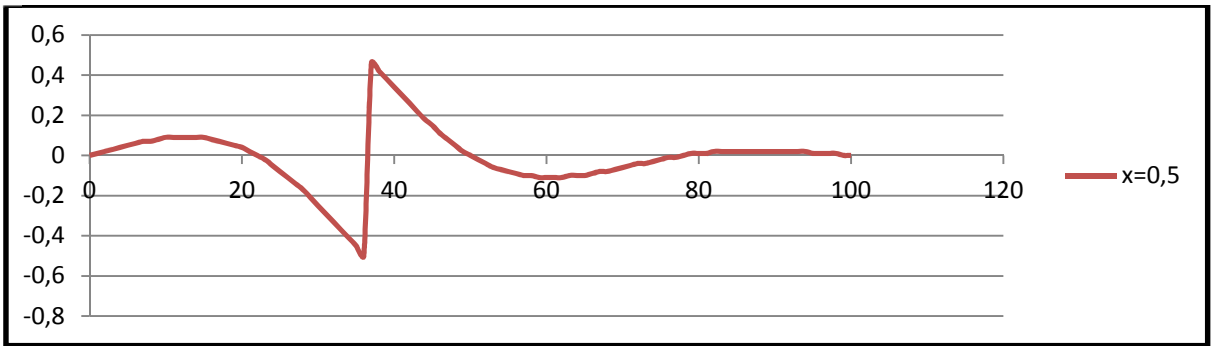


Travée 2

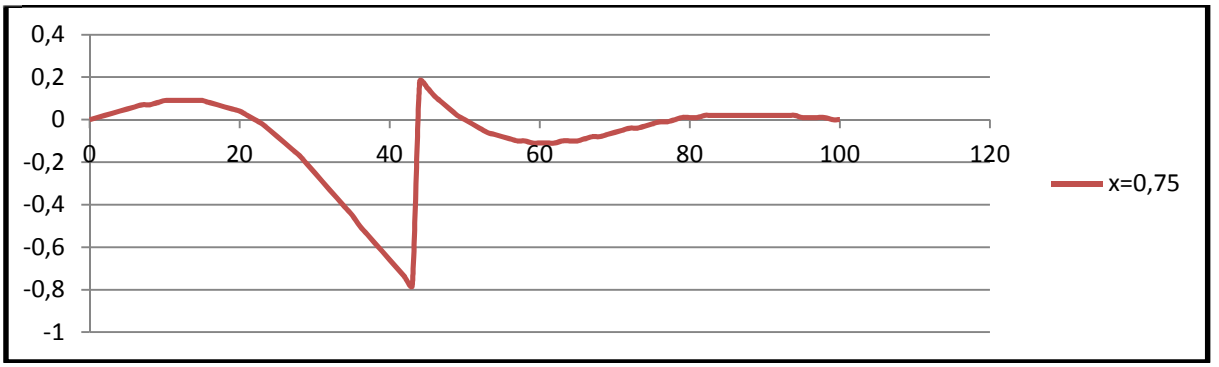
x = 0.25



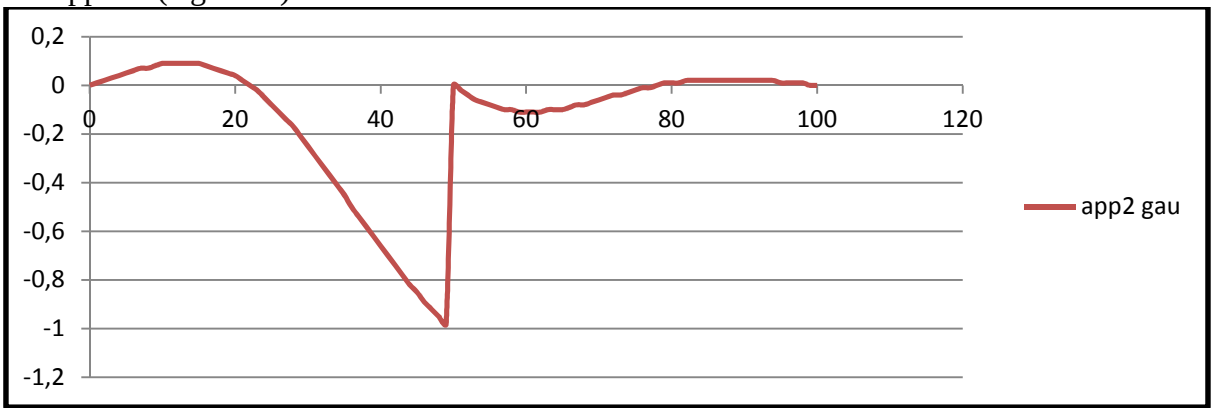
x = 0.5



x = 0.75



Sur appui 2 (à gauche)



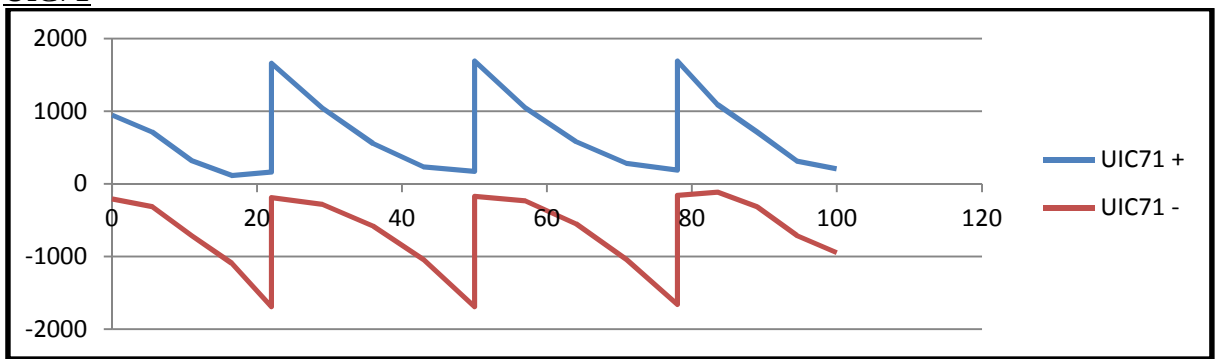
Le calcul des efforts est fait de la même façon cité dans l'exemple.

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'effort tranchant pour chaque chargement :

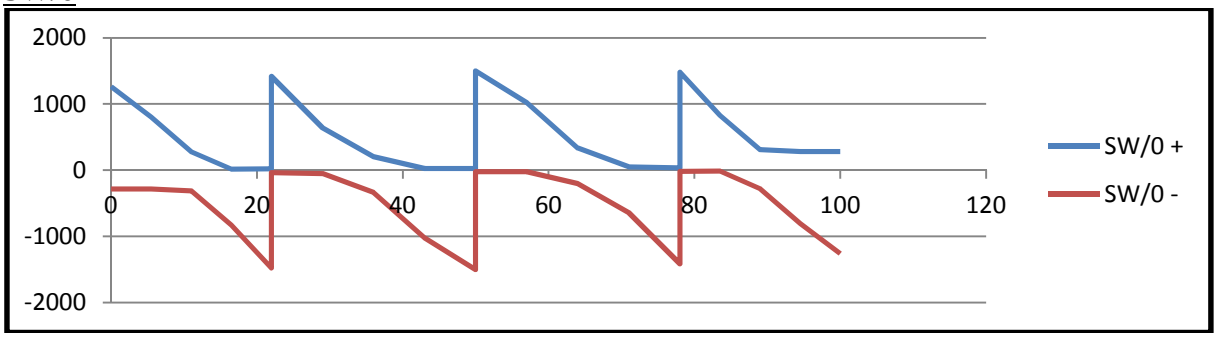
	0	5,5	11	16,5	22	22	29	36	43	50
UIC71 +	946,02	714,5	316,2	116,1	161,2	1660,8	1042,8	552	233,5	173,2
UIC71 -	-206,8	-311,1	-714,65	-1093	-1691,9	-188,7	-281,7	-580	-1045,6	-1691,9
SW/0 +	1261,505	805,315	277,305	13,965	18,62	1416,45	641,725	204,155	23,275	23,275
SW/0 -	-281,96	-281,96	-311,22	-829,255	-1478,96	-37,24	-51,205	-337,155	-1022,105	-1501,57
SW/2 +	1617	888,75	154,5	24	24	1902	976,5	241,5	39	39
SW/2 -	-403,5	-403,5	-351	-763,5	-1726,5	-54,75	-51	-452,25	-1219,5	-1870,5

Les courbes d'enveloppes (effort tranchant)

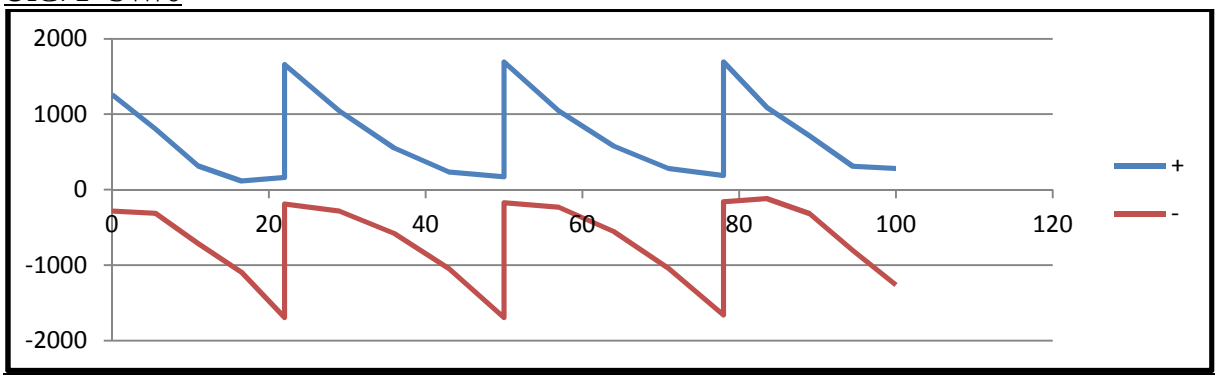
UIC71



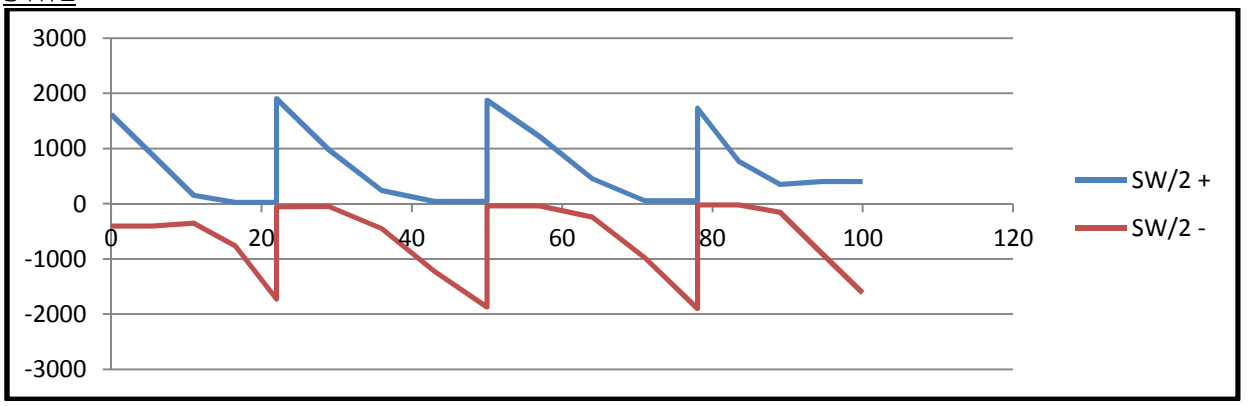
SW/0



UIC71+SW/0



SW/2



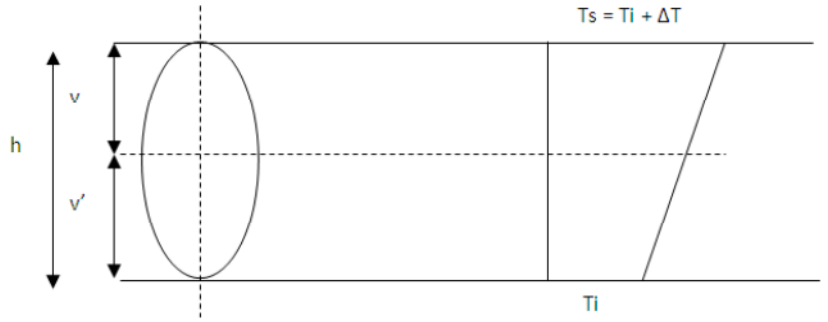
4.3. Gradient thermique :

Pour un ouvrage à l'air libre en zone de climat tempéré, à défaut de justifications plus précises, il convient de tenir compte de cette action due au gradient thermique. Le gradient thermique est pris en compte, aussi bien en cours d'exécution qu'en phase définitive. Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inferieure.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Tablier métallique	± 18	± 10
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier béton	± 12	± 7

Tableau 2 gradient thermique selon RCPR

- Détermination des moments sur appui sous l'effet d'une variation différentielle ΔT de température entre les fibres extrêmes des sections directes.
- Selon la nouvelle réglementation en ce qui concerne la température.



$$T(y) = \left|T_i + \frac{V' + y}{h}\Delta t\right|$$

$$\Delta T = T_s - T_i$$

T_i : Variation de température de la face inférieure de la poutre les deux états

($T_i = T_0 + T(V') - T_0 = T(V')$).
T_s : Variation de température de la face supérieure de la poutre les deux états
($T_i = T_0 + T(V) - T_0 = T(V)$).
ΔT : Déférence de température entre l'extrados de la poutre ($\Delta T = T_s - T_i$)
α : Coefficient de dilatation thermique du matériau.

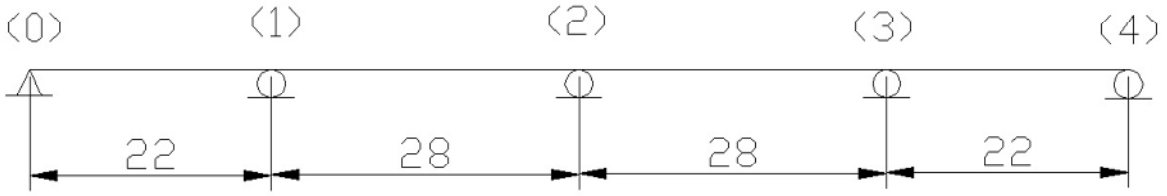
Moment hyperstatique sur appuis :
Pour la détermination des moments hyperstatique du au gradient thermique, on applique le théorème des trois moments. Les relations aux extrémités du tronçon élémentaire

$$b_i \square M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) \square M_i + b_{i+1} \square M_{i+1} = \omega'' - \omega'$$

$$w' = \int_0^l (1 - \frac{x}{L}) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx$$

$$w' = - \int_0^l (\frac{x}{L}) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx$$

Poutre à 4 travée :



$$(c_1 + a_2) \square M_1 + (b_2 + M_2) = \int_0^l \left(1 - \frac{x_2}{L_2}\right) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx_2 + \int_0^l (\frac{x_1}{L_1}) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx_1$$

$$(b_2) \square M_2 + (c_2 + a_3) \square M_2 + (b_3) \square M_3 = \int_0^l \left(1 - \frac{x_3}{L_3}\right) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx_3 + \int_0^l (\frac{x_2}{L_2}) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx_2$$

$$(b_3) \square M_2 + (c_3 + a_4) \square M_3 = \int_0^l \left(1 - \frac{x_4}{L_4}\right) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx_4 + \int_0^l (\frac{x_3}{L_3}) \frac{\alpha \Delta T}{h} dx_3$$

On trouve :

$$\frac{h}{3EI\alpha\Delta T} \begin{vmatrix} 16.66 & 4.66 & 0 \\ 4.66 & 18.66 & 4.66 \\ 0 & 4.66 & 16.66 \end{vmatrix} * \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{L_2}{2} + \frac{L_1}{2} \\ \frac{L_3}{2} + \frac{L_2}{2} \\ \frac{L_4}{2} + \frac{L_3}{2} \end{Bmatrix} \begin{matrix} M_1 = 1{,}26 \\ M_2 = 0{,}87 \\ M_3 = 1.26 \end{matrix}$$

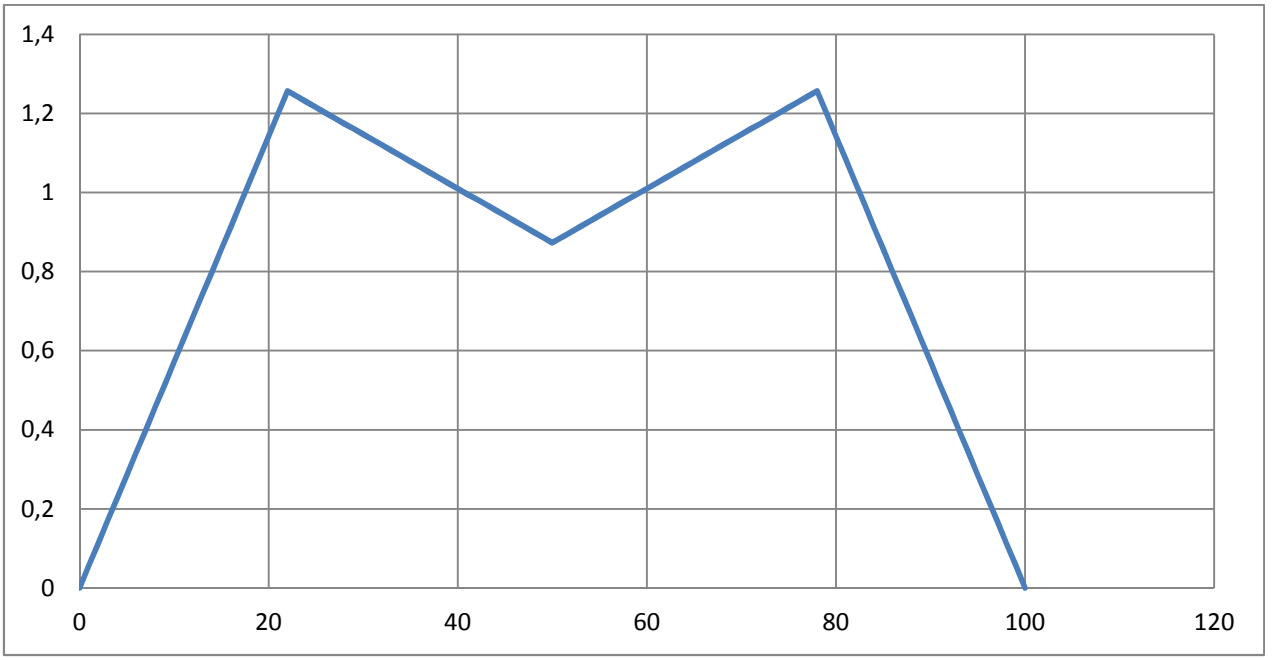


Tableau 3 diagramme de moment due au gradient thermique

Les résultats du diagramme doit être diviser par :

$$\frac{h}{3EI\alpha\Delta T}$$

Pour l’acier : $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

5. Répartition transversale

La répartition transversale des charges dans les constructions planes dépend de l'efficacité de la liaison transversale des éléments portants principaux. La répartition transversale (interaction transversale) est d'autant plus grande que la liaison transversale est plus parfaite ou, en d'autres termes, qu'un plus faible pourcentage du chargement total est repris par l'élément directement chargé.

La répartition des charges a été traitée par :

- Méthode de Guyon-Massonnet.

5.1. La méthode de Guyon-Massonnet (méthode rigoureuse) :

La méthode de Guyon - Massonnet est une méthode pratique permet de déterminer la section la plus sollicité transversalement et du calcul des dalles ou de réseaux de Poutres, largement employée pour le calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour les dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes. Cependant, elle nécessite un certain nombre d'adaptations pour le calcul des ouvrages réels.

Principe de la méthode consiste à considérer une travée indépendante, de portée L, de largeur 2b, dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de m poutres longitudinales (portée L , espacement L1) et de (n) entretoises (portée 2b, espacement b1) intermédiaires, disposées transversalement. Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par leur rigidité de flexion Bp = EIP et leur rigidité de torsionCP = GKP. De même, toutes les entretoises sont identiques et également caractérisées par leur rigidité de flexion BE = EIE et leur rigidité de torsionCE = GkE.

Remarque : pour le cas des sections mixte, il faut tenir compte de la diversité des matériaux, dalle en béton et poutre en acier, ($E_a \neq E_b$), il faut que la section soit homogénéisé.
Le calcul des paramètres α et θ sont en fonction de n coefficient d'équivalent.

Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_e}}$$

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$

γ_e : rigidité torsionnelle des entretoise (dalle) par unité de largeur : $\gamma_e = \gamma_d = \frac{C_d}{l_1}$

Avec : $C_p = G / 3 = [\sum b_i h_i + (b' h^3 / 2)]$

G = E / 2 (1 + ν)

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale d'acier.

G : module de déformation transversale d'acier.

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur.

$$\rho_p = \frac{I_p}{b_1}, b_1 = 2.7m$$

ρ_e : Rigidité flexionnelle des entretoises par unité de largeur.

$$\rho_e = \frac{I_e}{a_1}, a_1 = 1m$$

Paramètre d'entretoise θ :

Ce paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion :

$$\theta = \frac{\theta}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

Donc le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement. θ plus grand l'entretoise est plus souple, θ plus petit l'entretoise est plus rigide.

On constate que : 0,05 ≤ θ ≤ 5,00

Le comportement de la construction est complètement défini, par ces deux paramètres adimensionnels (α, θ).

5.2. détermination de b :

$2b = 2.7 \times 3 + 2.71 + 2.4$

$b = 6.605$

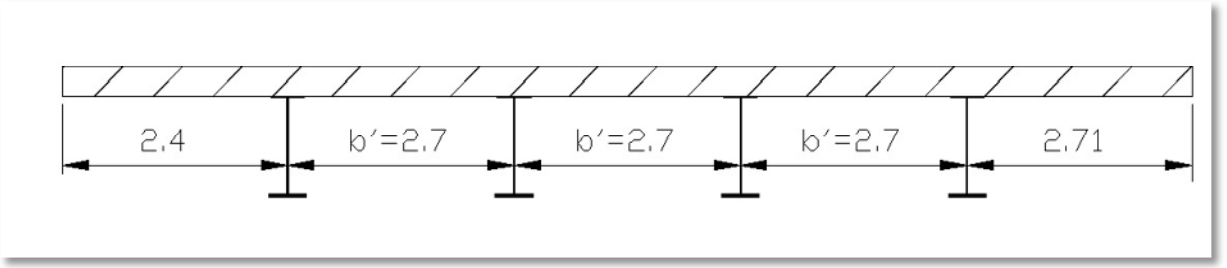


Figure 12 Coupe en travers

Longueur moyen :

Poutre hyperstatique

$$l_m = \frac{1}{4} \times (22 + 28 + 28 + 22) = 25\,m$$

5.3. Détermination des paramètres adimensionnels α et θ :

n	A	a	b	$inertie$
6	0,2	0,72803322	0,17495372	0,034482082

n	6
B	6,605
l_m	25
ρ_p	0,00333617
ρ_e	0,000595486
θ	0,406468535

n	6
γ_p	9,02207E − 07
γ_e	0,000905139
α	0,321408995

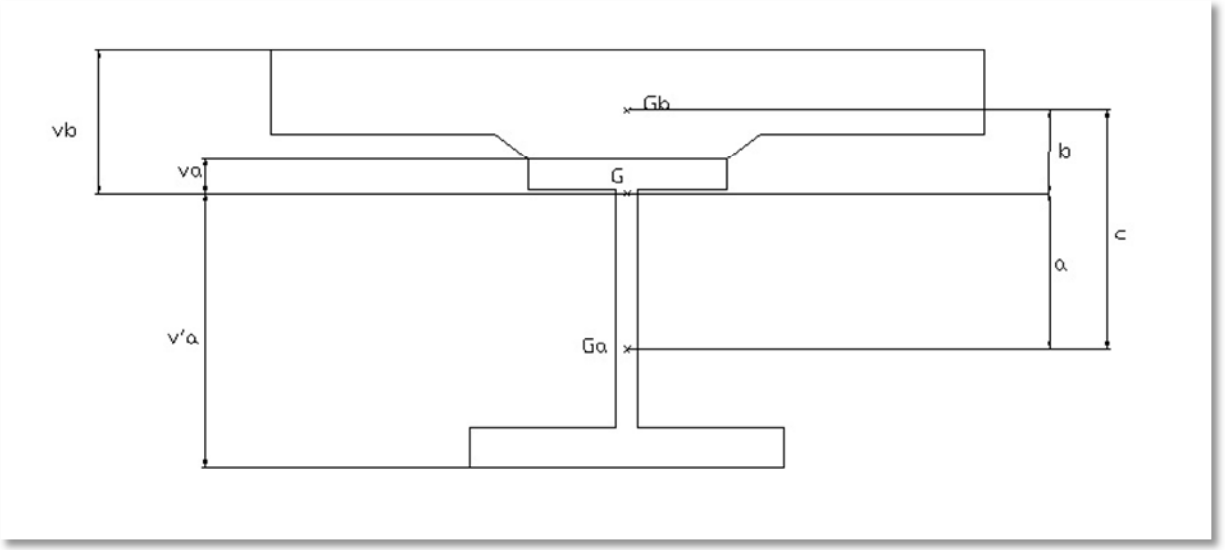


Figure 13 section mixte

Donc on prend :

n	6
θ	0,41
α	0,32

5.4. Détermination des paramètres K de répartition transversale :

On a : $\theta = 0.41$; donc on interpole entre $0.4 < \theta < 0.45$
On obtient le tableau suivant :

$K0$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,8066	0,91313	1,01434	1,09536	1,13015	1,09536	1,01434	0,91313	0,8066
$b/4$	0,12012	0,37311	0,62473	0,86959	1,09536	1,27985	1,40381	1,49295	1,57212
$b/2$	-0,51152	-0,13616	0,24097	0,62473	1,01434	1,40381	1,77563	2,11133	2,43213
$3b/4$	-1,11402	-0,62799	-0,13616	0,37311	0,91313	1,49295	2,11133	2,75067	3,38458

$K1$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,91913	0,95975	1,00302	1,04303	1,06259	1,04303	1,00302	0,95975	0,91913
$b/4$	0,77592	0,83397	0,89934	0,97239	1,04493	1,09783	1,11062	1,10239	1,08974
$b/2$	0,66518	0,73187	0,80847	0,89934	1,00298	1,11062	1,2029	1,25945	1,29913
$3b/4$	0,57665	0,64857	0,73187	0,83397	0,95793	1,10239	1,25945	1,41164	1,54101

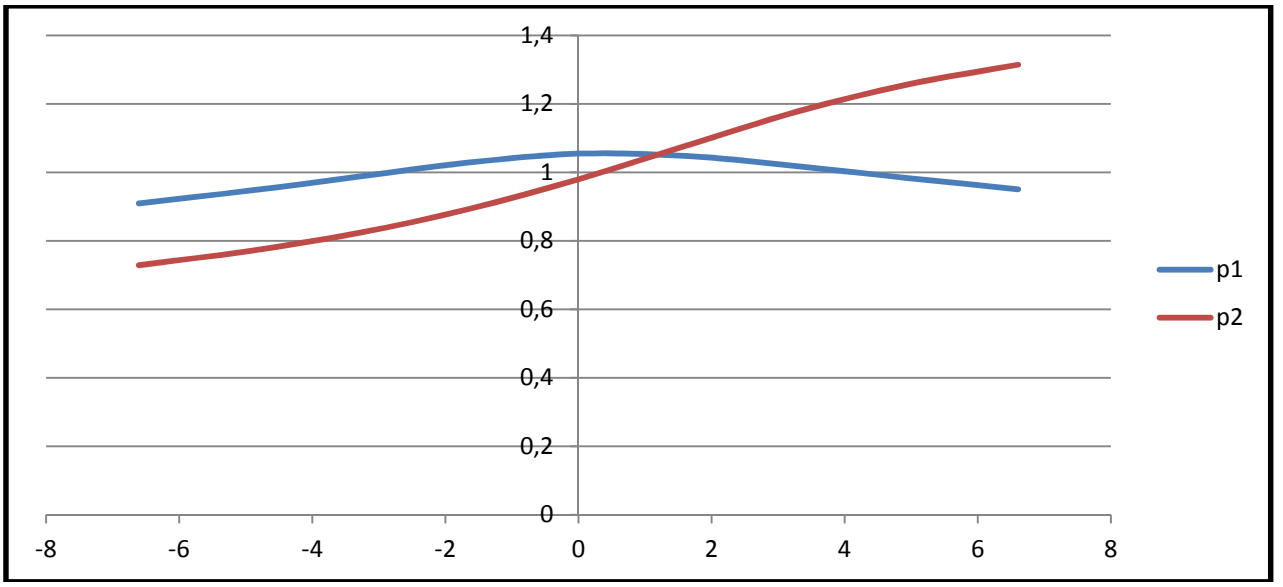
Détermination de K_α:
On a $0.1 < \theta < 1$ $\quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$

$$\beta = \left[1 - \frac{\exp(0.065 - \theta)}{0.665}\right]$$

$$\beta = -0.065$$

K_α	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,927780	0,963333	1,002149	1,039007	1,057396	1,039007	1,00214	0,963333	0,927780
$b/4$	0,826334	0,869398	0,920450	0,980292	1,041053	1,083837	1,08808	1,072365	1,052657
$b/2$	0,755638	0,798599	0,852096	0,920450	1,002106	1,088081	1,15887	1,193961	1,212030
$3b/4$	0,706620	0,74670	0,79859	0,86939	0,961373	1,072365	1,19396	1,308702	1,399285

	−6,605	−4,95	−3,3	−1,65	0	1,65	3,3	4,95	6,605
$P1 = 1{,}35$	0,9093	0,9463	0,9873	1,0283	1,0544	1,0472	1,0178	0,9832	0,9505
$P2 = 4{,}05$	0,7289	0,7703	0,8229	0,8926	0,9799	1,0795	1,1780	1,2565	1,3142



Détermination des coefficients de répartitions K de chaque charge :

Surcharge : n= 6
Le pont est constitué de deux voies de circulation des convois.
Surcharge UIC71 et SW :

La résultant de chaque essieux est soumise a un petit excentrement de son axe, égale selon (livret 2.01) :

$$e = \frac{S}{18}$$

S : l'écartement entre les deux rames

$$e = \frac{1.41}{18} = 0.078\ m$$

On prend : $e = 8\ cm$

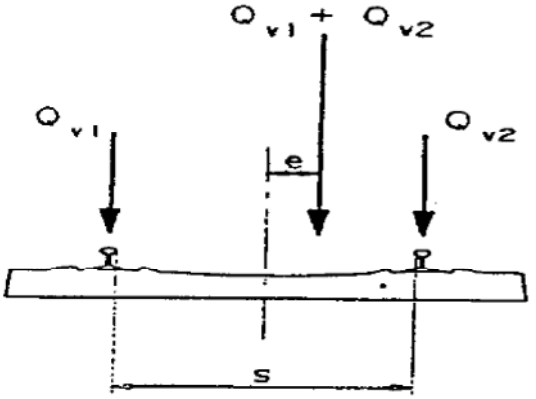


Figure 14 excentrement due à l'imperfection de la voie

Pour les surcharges, il faut tenir compte des groupes de charges ; le groupe de charge qui donne une valeur maximal, est le gr14, voir le tableau du groupe de charge.
La disposition est la suivante :

Coté droite chargé par le convoi SW/2 et le coté gauche chargé par le convoi UIC71+SW/0

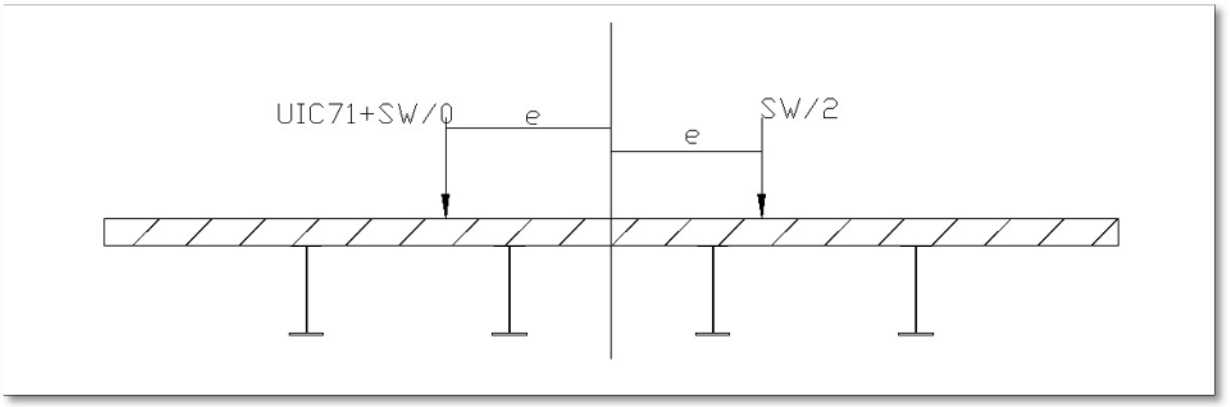


Figure 15 Schéma statique du groupe de charge 14

Remarque : UIC71+ SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets de UIC 71 et de SW/0.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvé après l'interpolation :

$1voie\ gauche$	−2,12	−2,28	$1voie\ droite$	1,92	2,08
$P1$	0,998984542	1,00296383	$P1$	1,022582004	1,0254314
$P2$	0,842766844	0,84952443	$P2$	1,161893042	1,15234128

Conclusion :

La poutre la plus sollicité est la poutre$P1$.

5.5. Détermination du paramètre μ de la répartition transversale :

On a $\theta = 0.41 > \frac{2}{5}$ donc on se limite à $m = 1{,}3$

La loi d'interpolation pour $0 \leq \alpha \leq 1$

$$\mu(\alpha) = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}$$

$\theta = 0.41$

$\mu_0 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-2291,58	-1160,92	-19,99	1150,91	2371,62	1150,91	-19,99	-1160,92	-2291,58
b/4	-1583,42	-889,88	-189,03	533,81	1295,13	2106,14	465,58	-1142,73	-2739,37
b/2	-832,2	-499,36	-162,6	186,18	556,65	956,61	1388,43	-654,73	-2687,57
3b/4	-239,86	-150,62	-60,23	33,72	134,24	243,96	364,25	494,02	-1871,12

$\mu_1 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1016,48	-616,52	-131,42	546,21	1563,32	546,21	-131,42	-616,52	-1016,48
b/4	-884,18	-660,13	-386,57	1,69	596,48	1530,71	416,12	-390,73	-1059,01
b/2	-678,82	-568,18	-431,7	-233,31	79,66	584,96	1397,86	106,2	-967,12
3b/4	-393,82	-353,78	-303,53	-227,65	-102,61	107,16	455,09	1021,08	-658,96

On a $\alpha = 0.32$

$\mu_\alpha 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1570,27	-852,96	-83,02	808,84	1914,38	808,84	-83,02	-852,96	-1570,27
b/4	-1187,87	-759,91	-300,78	232,80	899,91	1780,63	437,60	-717,33	-1788,81
b/2	-745,44	-538,29	-314,83	-51,12	286,82	746,37	1393,76	-224,28	-1714,34
3b/4	-326,95	-265,54	-197,86	-114,13	0,26	166,57	415,64	792,17	-1185,42

Les valeurs de $\mu_\alpha 10^4$ réels pour chacune des poutres $\theta = 0.41$

$\mu_\alpha 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-1500,75	-836,04	-122,62	704,11	1729,93	985,53	11,63	-828,30	-1610,01
P2	-517,17	-389,52	-251,03	-85,49	130,51	430,12	860,24	330,15	-1425,84

Pour $3\theta = 1.2$

$\mu_0 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-119,89	-189,82	190,43	80,52	940,01	80,52	190,43	-189,82	-119,89
b/4	21,28	-80,72	-172,41	-179,66	96,73	960,6	78,61	-280,24	-461,36
b/2	40,82	-18,87	-85,65	-148,11	-127,72	160,11	965,72	-138,63	-960,81
3b/4	16,61	-0,18	-21,32	-49,41	-69,23	-27,67	175,03	639,28	-1190,69

$\mu_1 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-77,01	-93,94	-101,57	7,64	657,52	7,64	-101,57	-93,94	-77,01
b/4	-37,69	-53,49	-78,68	-94,33	8,61	652,14	-6,97	-131,72	-148
b/2	-17,77	-27,62	-46,34	-75,76	-95,86	0,5	630,7	-58,59	-253,1
3b/4	-7,62	-12,56	-22,67	-41,99	-71,5	-93,28	-9,28	566,06	-324,74

On a $\alpha = 0.32$

$\mu_\alpha 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-95,63	-135,58	25,25	39,29	780,21	39,29	25,25	-135,58	-95,63
b/4	-12,08	-65,32	-119,39	-131,39	46,88	786,11	30,20	-196,22	-284,10
b/2	7,68	-23,82	-63,41	-107,18	-109,70	69,82	776,20	-93,35	-560,47
3b/4	2,90	-7,18	-22,08	-45,21	-70,51	-64,78	70,77	597,86	-700,83

Les valeurs de $\mu_\alpha\ 10^4$ réels pour chacune des poutres $\theta = 0.41$

$\mu_\alpha 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-80,442	-122,807	-1,048	8,260	646,877	175,078	26,150	-146,608	-129,899
P2	5,073	-14,745	-40,870	-73,381	-88,325	-3,600	391,421	283,673	-637,032

Voici le tableau qui récapitule les valeurs de la somme $\mu_1 + \mu_2$

$\sum \mu 10^4$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-1581,19	-958,85	-123,66	712,36	2376,81	1160,61	37,78	-974,91	-1739,91
P2	-512,10	-404,27	-291,90	-158,87	42,19	426,52	1251,66	613,82	-2062,87

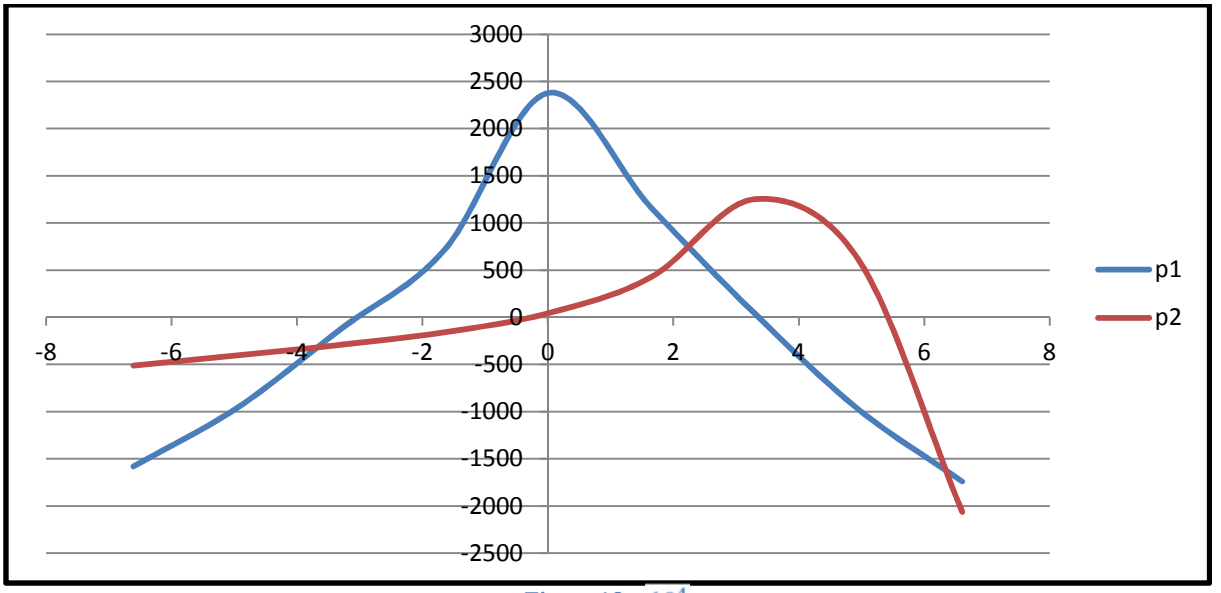


Figure 16 μ 10^4

Détermination des $\sum \mu$ de chaque surcharge :

Charge uniformément répartie :

	$\sum \mu 10^4$
$P1$	926.6869
$P2$	310.3457

UIC71 et SW:

$\sum \mu 10^4$	Coté gauche de chargement		$\sum \mu 10^4$	Coté droite de chargement	
	−2,12	−2,28		1,92	2,08
$P1$	114,4778812	195,5472674	$P1$	221,5189592	330,398642
$P2$	−254,004649	−241,10522	$P2$	1116,638023	1036,62421

Surcharge sur accotement :

	accotement à gauche	*accotement à droite*
$P1$	−2560,62716	−2680,73311
$P2$	−998,930774	−674,470325

$\sum \mu 10^4 = -5241.36$

6. Dénivellation d’appui

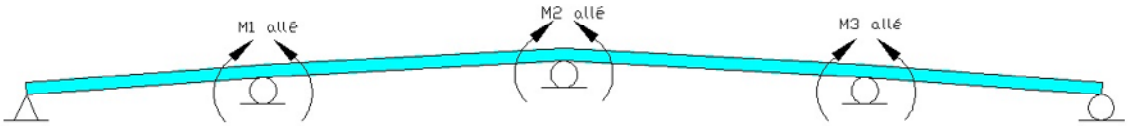
6.1. Principe de la dénivellation d’appui :

Le principe de la dénivellation d’appui est de créer sur la structure mixte des moments positifs sur appuis qui seront susceptibles d’annuler la traction dans le béton dues aux moments négatifs de charges permanentes, le procédé de bétonnage totalement ou partiellement exécuté avant dénivellation d’appuis ou précontrainte par phasages.
Les schémas qui suivront donneront la succession détaillée pour chaque phase avant et après dénivellation d’appuis.
Phase du procédé :

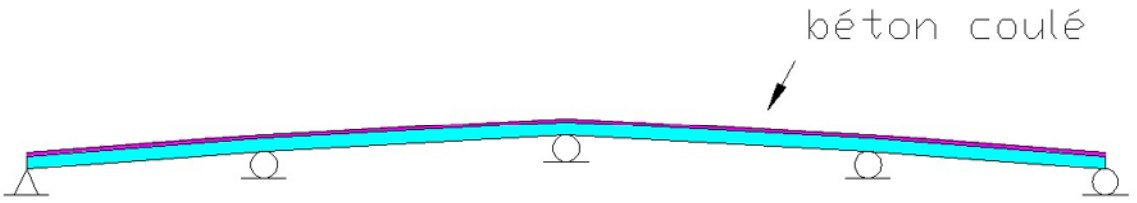
1- Mise en place de l’ossature métallique, les efforts seront alors reprit par le métal seul

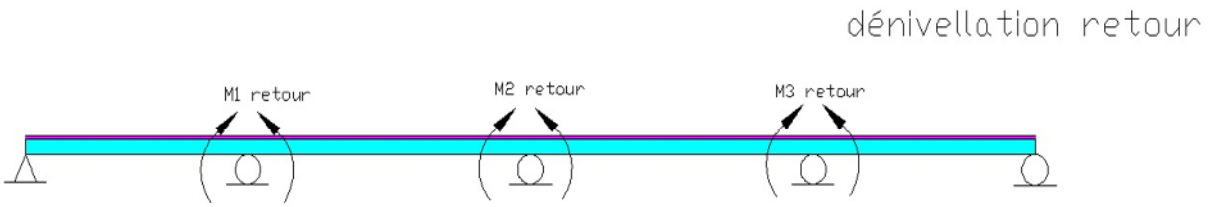


2- On fait une dénivellation d’appui intermédiaire en phase métal, ce qui engendre des moments négatifs (traction) aux appuis.



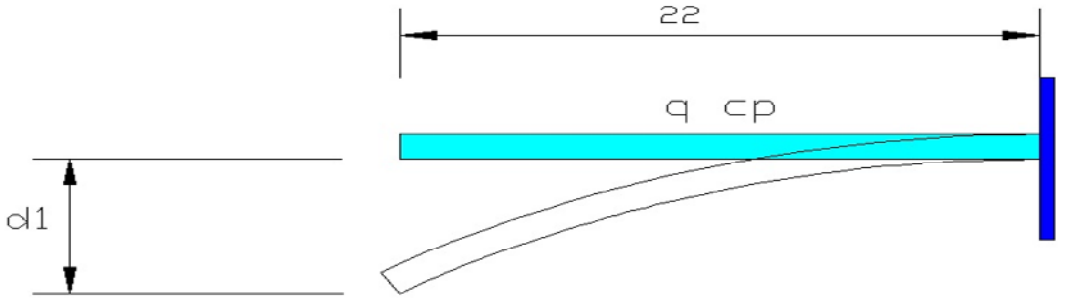
3- On réalise le bétonnage total sur la poutre, on a attendra le durcissement du béton pour faire la dénivellation retour, ce qui engendre un moment positif au niveau des appuis (création d’un pré compression pour le béton).





6.2. Détermination de la flèche :

Lors du soulèvement des poutres, il faut assurer que les poutre reste posé sur les appuis d'abouts, et pour cela on va calculer la flèche d'une console soumise à son poids propre, longueur de la travée de rive est : $L = 22m$.



La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{q \times l^4}{8EI}$$

$q = 10\,KN/ml$ $\quad l = 22\,m$ $\quad I = 0.0089\,m^4$ $\quad E = 21 \times 10^7 KN/m^2$

$$f1 = 15.66 \approx 16cm$$

$d1 = 15.66\,cm$, la hauteur que la poutre est soulevé au niveau de l'appui (1) et (3).

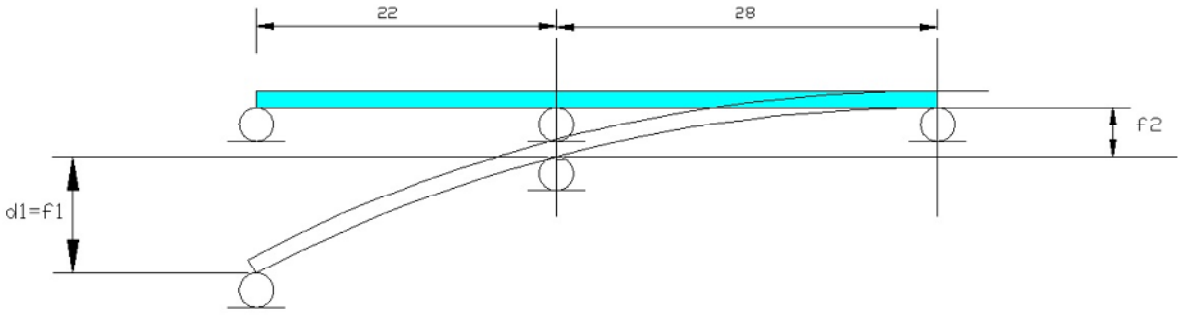
Pour la travée centrale, $l = 28\,m$,

$$f2 = \frac{1}{2} \times f1$$

$$f2 = 8cm$$

La valeur $f2$ est prise forfaitairement, de façon à avoir des moments positifs sur les appuis intermédiaires.

$$d2 = f1 + f2 = 24\,cm$$



$$|d_i^{allé}| = |d_i^{retour}|$$

Les moments sont déterminés par la méthode des trois moments :

$$6EI\begin{vmatrix} 100 & 28 & 0 \\ 28 & 112 & 28 \\ 0 & 28 & 100 \end{vmatrix}\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta_2 - \Delta_1 \\ \Delta_3 - \Delta_2 \\ \Delta_4 - \Delta_3 \end{bmatrix}$$

$d_0 = 0$ $\quad l_1 = 22\,m$
$d_1 = 0.16$ $\quad l_2 = 28\,m$
$d_2 = 0.24$ $\quad l_3 = 28\,m$
$d_3 = 0.16$ $\quad l_4 = 22\,m$
$d_4 = 0$

$$\Delta_1 = \frac{(d_1 - d_0)}{l_1} = 0.0071$$

$$\Delta_2 = \frac{(d_2 - d_1)}{l_2} = 0.0029$$

$$\Delta_3 = \frac{(d_3 - d_2)}{l_3} = -0.0029$$

$$\Delta_4 = \frac{(d_4 - d_3)}{l_4} = -0.0071$$

1) Dénivellation allé :
$E = 21 \times 10^7 KN/m^2$ $I = 0.0089\,m^4$

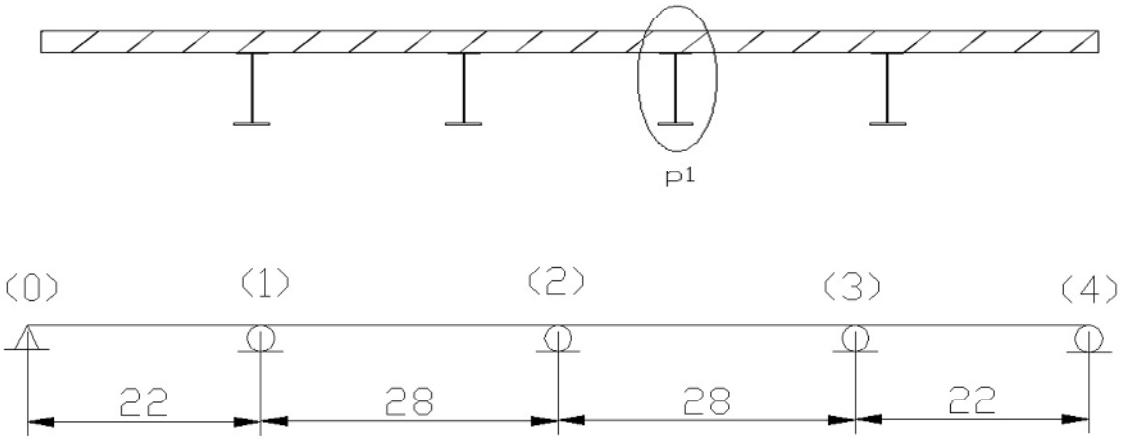
$$6EI\begin{vmatrix} 100 & 28 & 0 \\ 28 & 112 & 28 \\ 0 & 28 & 100 \end{vmatrix}\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00418 \\ 0.00587 \\ 0.00418 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 354.3 \\ M_2 = 410.86 \\ M_3 = 354.3 \end{cases}$$

2) Dénivellation retour :
$E = 21 \times 10^7 KN/m^2$ $I = 0.0287\,m^4$

$$6EI\begin{vmatrix} 100 & 28 & 0 \\ 28 & 112 & 28 \\ 0 & 28 & 100 \end{vmatrix}\begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00418 \\ 0.00587 \\ 0.00418 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 1097.5 \\ M_2 = 1272.8 \\ M_3 = 1097.5 \end{cases}$$

7. Récapitulation des sollicitations

Les résultats qui suivent sont pour la poutre la plus sollicité la poutre 1(e=1.35), (les efforts pour que le dimensionnement sera fait).



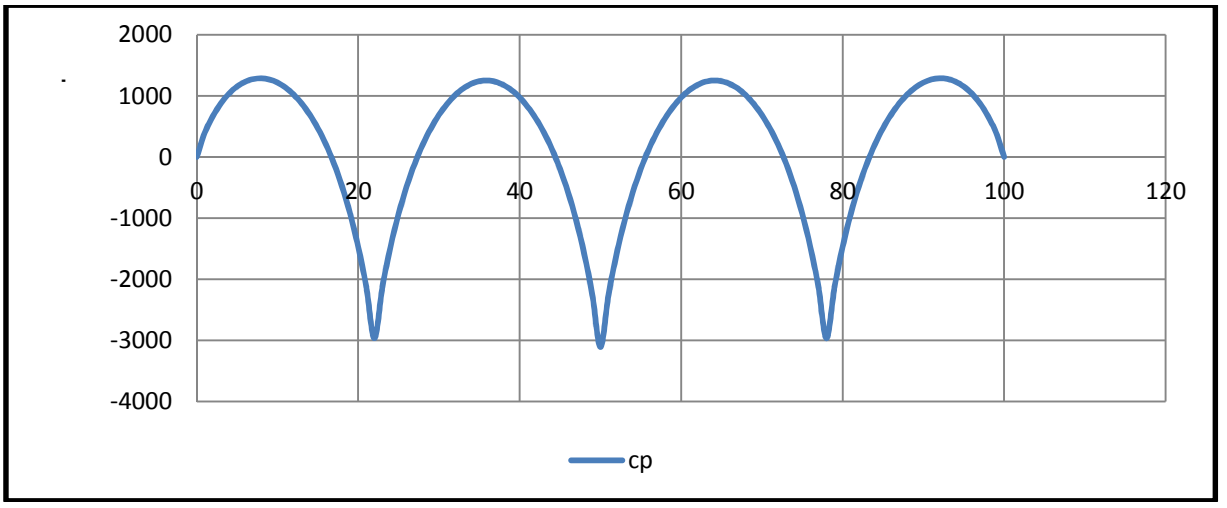
7.1. Charge permanente :

a. Poutre + dalle : q = 41.22 KN/ml

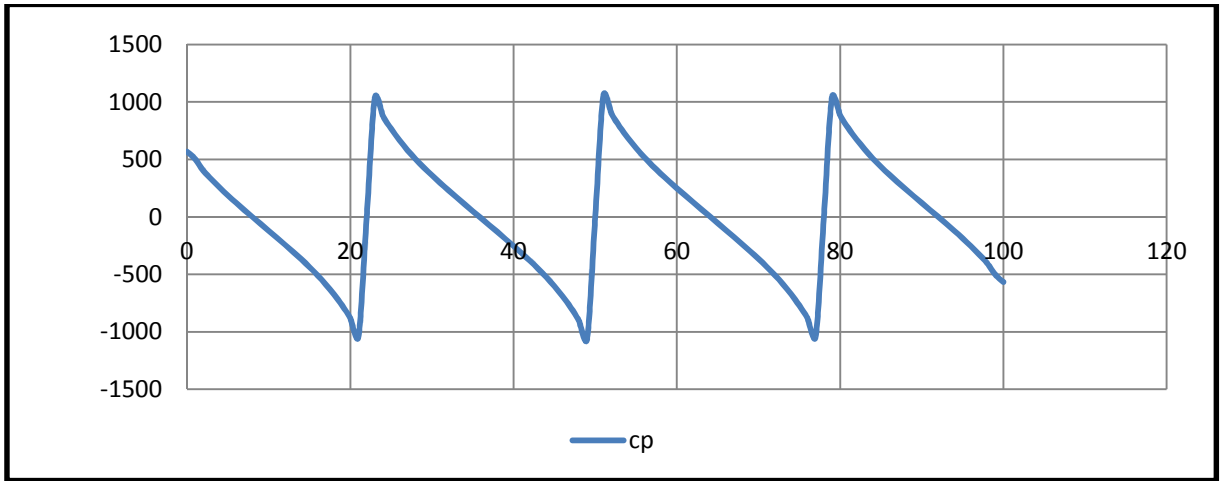
Réaction :

	$R(KN)$
$appui\,0$	761,79
$appui\,1$	2648,64
$appui\,2$	2695,6
$appui\,3$	2651,82
$appui\,4$	763,03

Moment fléchissant :



Effort tranchant :

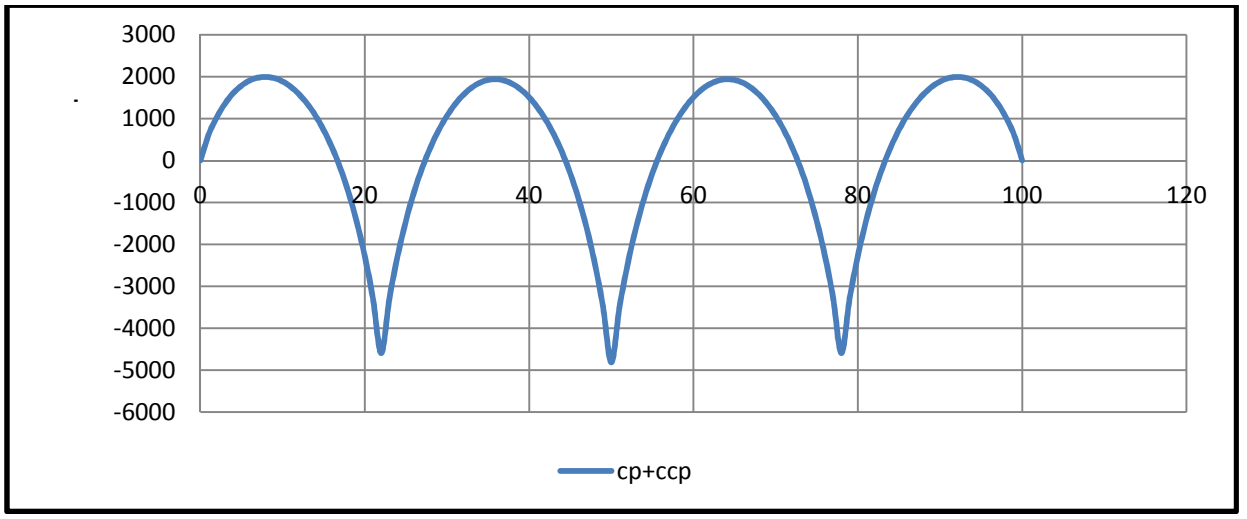


b. Charge permanente + superstructure : $q = 253.68\ KN/ml$

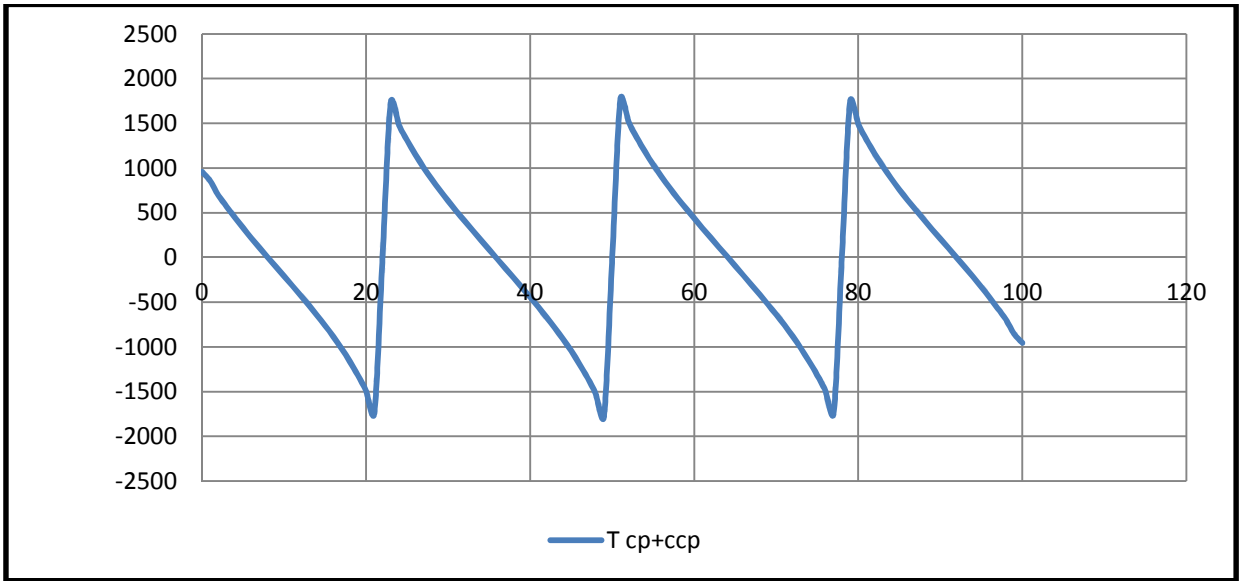
Réaction :

appui 0	1251,38
appui 1	4380,72
appui 2	4461,19
appui 3	4385,23
appui 4	1253,42

Moment fléchissant :



Effort tranchant :



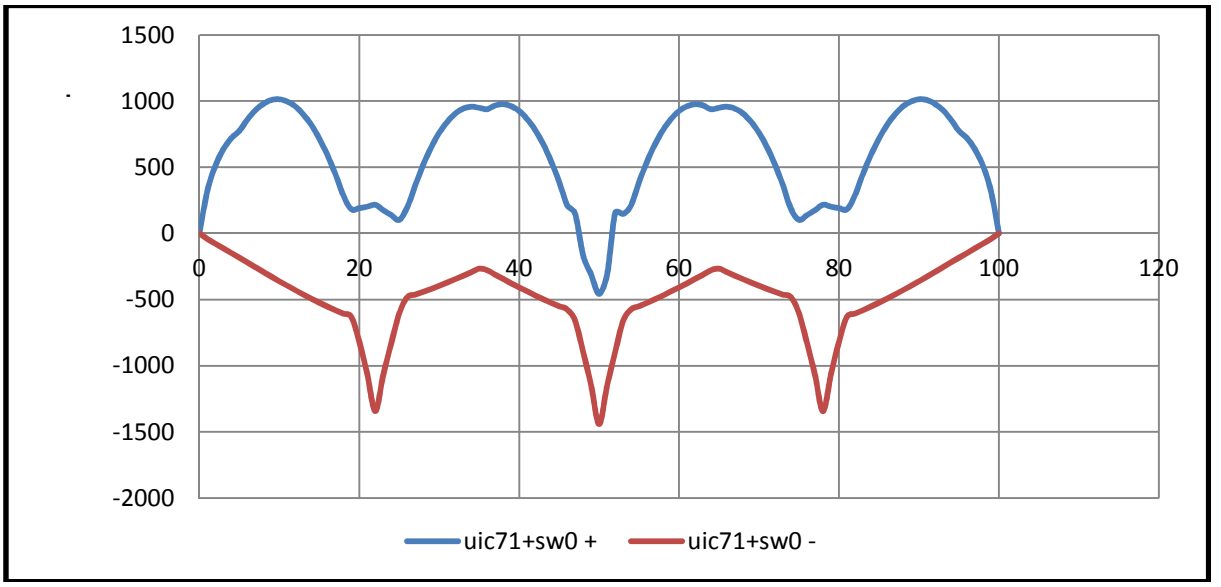
7.2. Surcharge :

a. UIC71 + SW/0

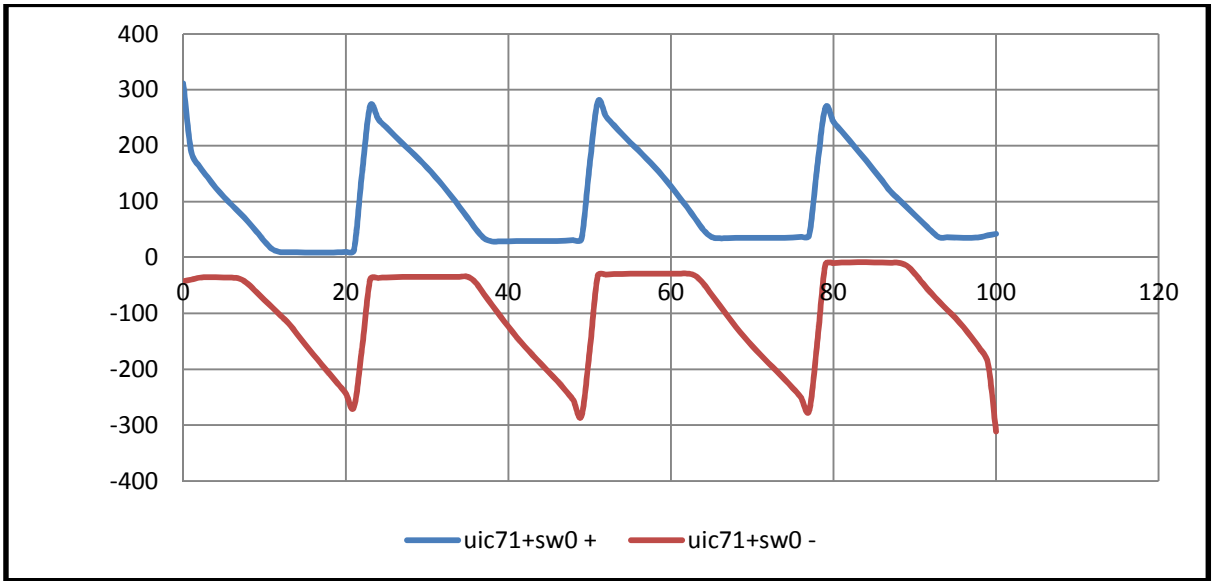
Réaction :

appui 0	5,86
appui 1	204
appui 2	658,84
appui 3	416,87
appui 4	144,53

Moment fléchissant (courbe d'enveloppe) :



Effort tranchant : (courbe d'enveloppe)

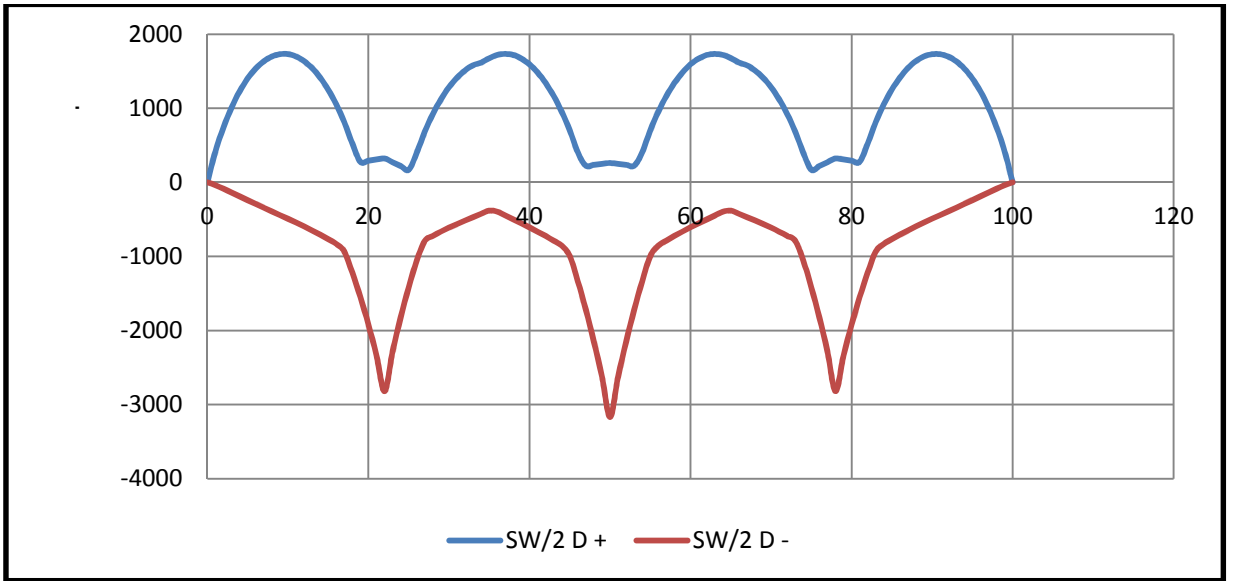


b. SW/2 :

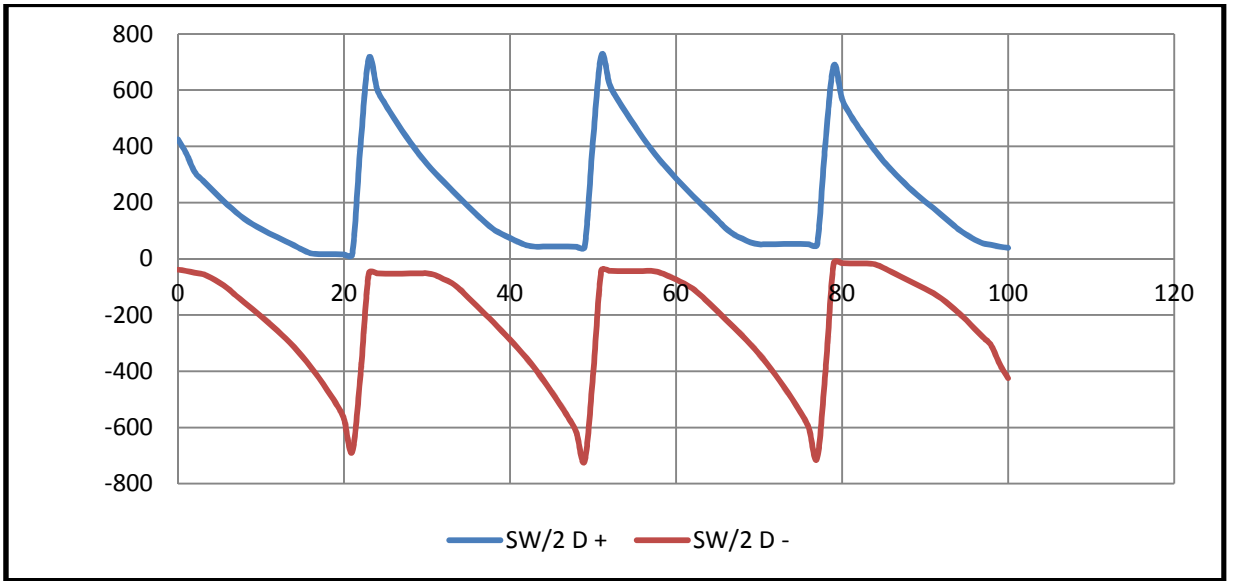
Réaction :

appui 0	-27,35
appui 1	1184,19
appui 2	1288,7
appui 3	925,32
appui 4	-30,2

Moment fléchissant : (courbe d'enveloppe)



Effort tranchant : (courbe d'enveloppe)

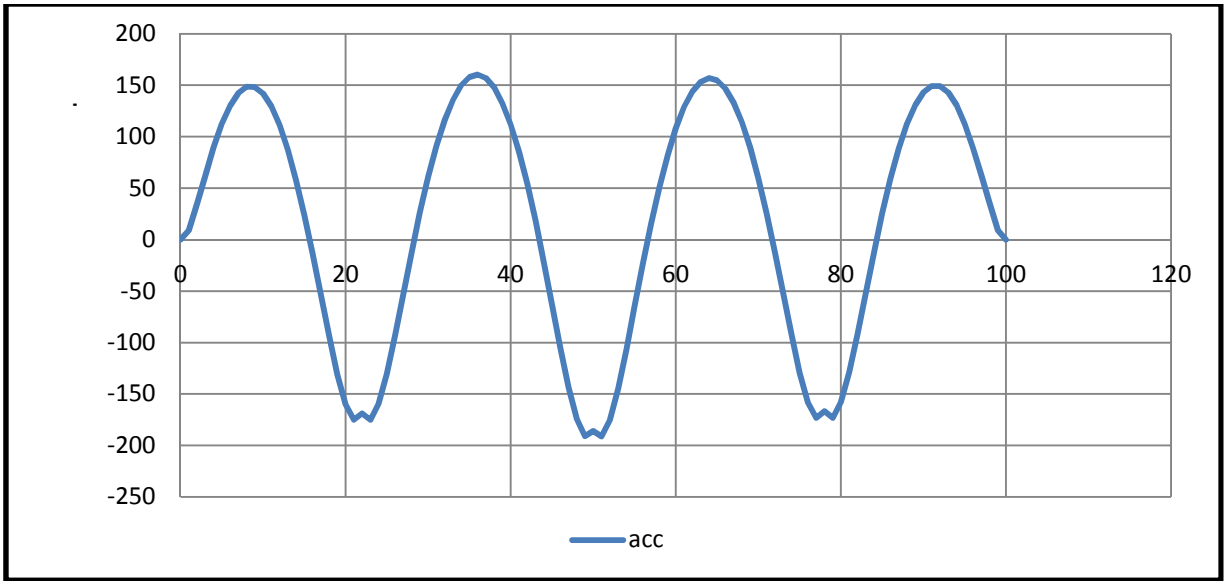


c. Surcharge sur accotement :

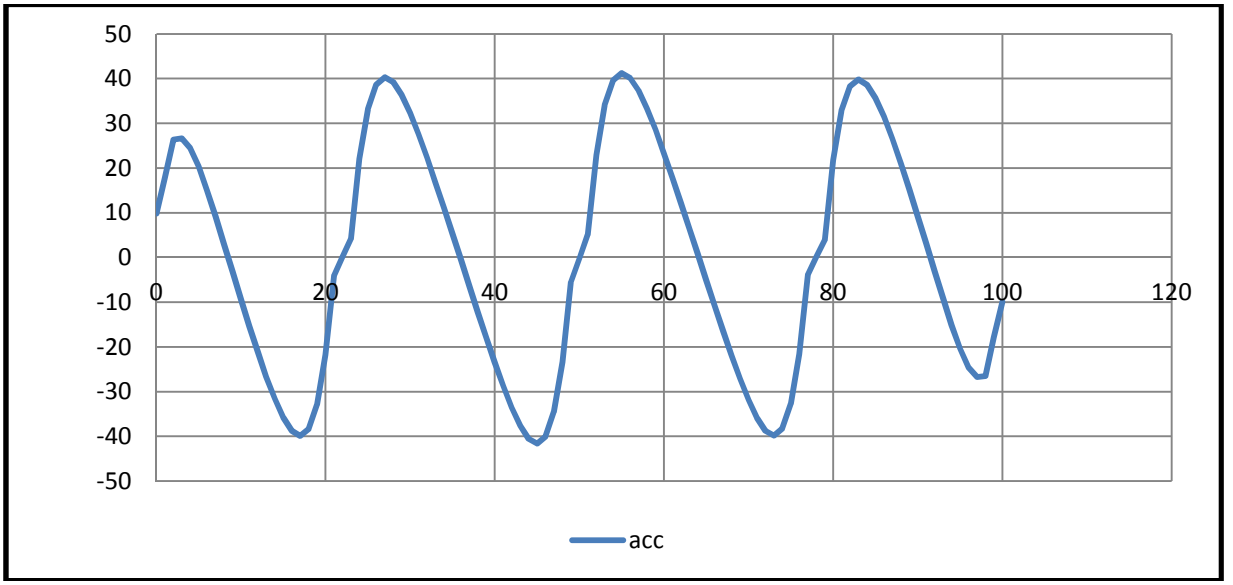
Réaction :

appui 0	-21,96
appui 1	-39,59
appui 2	-37,21
appui 3	-40,07
appui 4	-21,89

Moment fléchissant :



Effort tranchant :

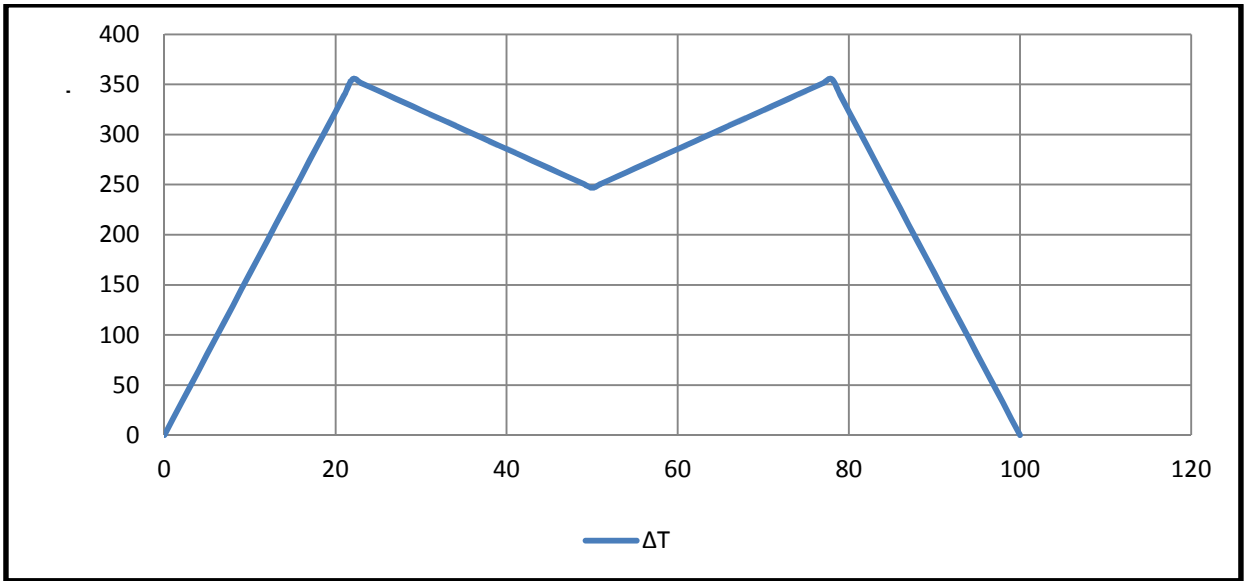


d. Gradient thermique :

Moment due à la différence de température :

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$$

$$\Delta T = \pm 8°$$



Combinaison de charge

Le livret 2.01 définis les combinaisons suivantes :

Pour 2 voies chargées :

1- ELU :

$$\gamma_p P_k + 1.35 G_{MAX} + G_{MIN} + 1.45\, Gr\,12\ (ou\ Gr\,13) + 1.2 AQS + 0.9 T_k + 0.9 W_i$$

$$Max[1.45 Gr11\ ,1.35\, Gr\,14] + 1.2\, AQS + 0.9 T_k$$

$$1.5\, T_k + 1.16\, Gr\,11 + 1.2\, AQS$$

2- ELS :

$$P_k + G_{MAX} + G_{MIN} + Gr\,12\ ou\ Gr\,13 + 0.8\, AQS + 0.6\, T_k + 0.6 W_i$$

$$Gr11\ ou\ Gr\,14 + 0.8\, AQS + 0.6 T_k$$

$$T_k + 0.8\, Gr\,11 + 0.8\, AQS$$

G : Charge permanente
Gr : Groupe de charge.
AQS : Surcharge sur accotement.
T : Température.
W : Vent.

Les combinaisons les plus défavorables sont :

- A l'ELU :

$$1.35 G + 1.35 Gr14 + 1.2\, AQS + 0.9 T_k$$

- A l'ELS

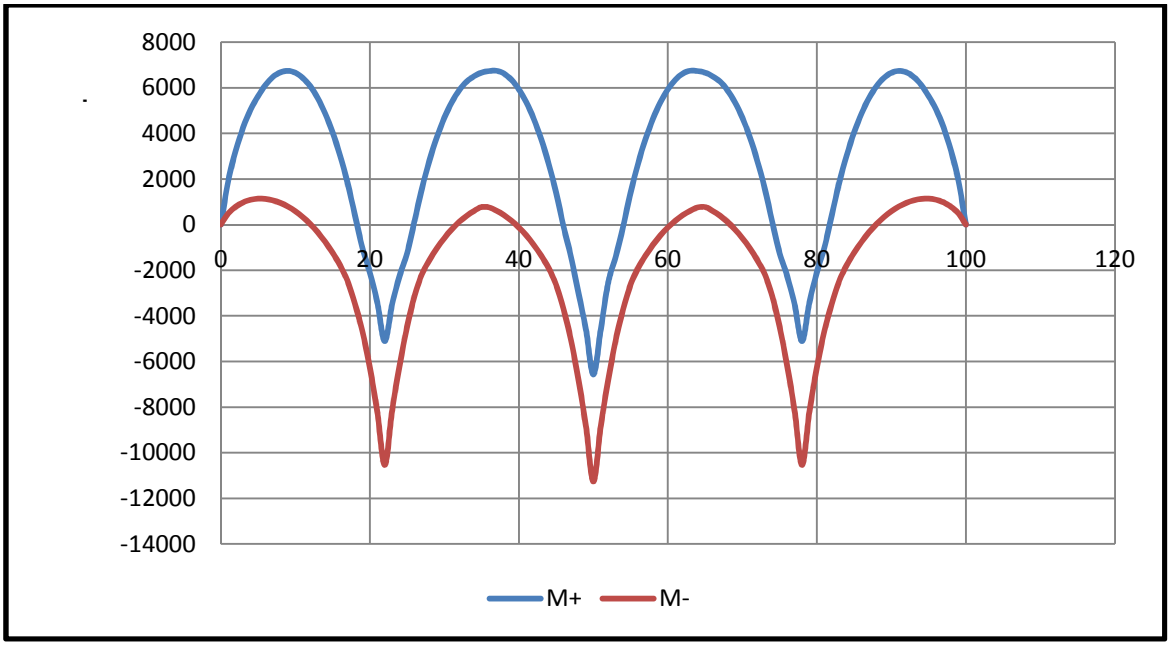
$$G + Gr14 + 0.8\, AQS + 0.6 T_k$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de combinaisons de charges à ELU et à ELS :

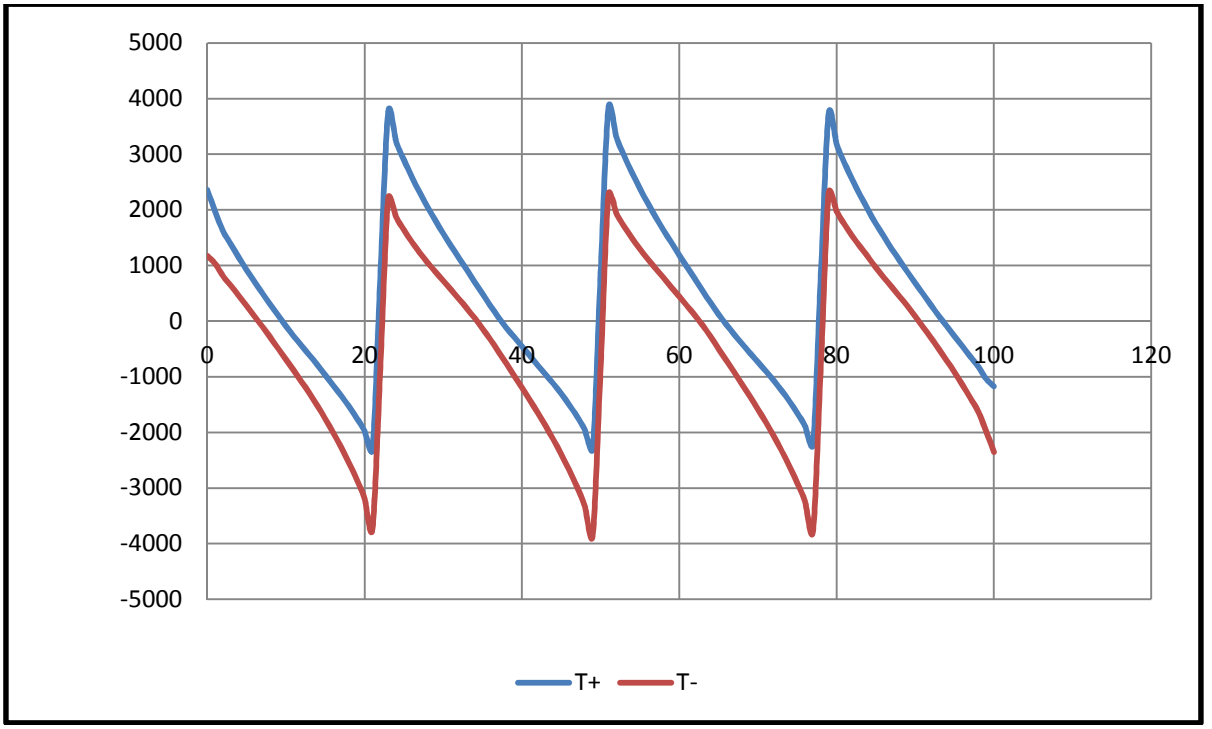
		somme			*somme*
ELU	R^+	8607,1335	*ELS*	R^+	6378.962
	R^-	1633,9995		R^-	1212.322
	T^+	3835,61525		T^+	2841,19648
	T^-	−3850.928		T^-	−2852.54
	M^+	6745,44304		M^+	4982,8519
	M^-	−11260.64		M^-	−9905.5

Les diagrammes d'enveloppes à l'ELU :

Moment fléchissant :

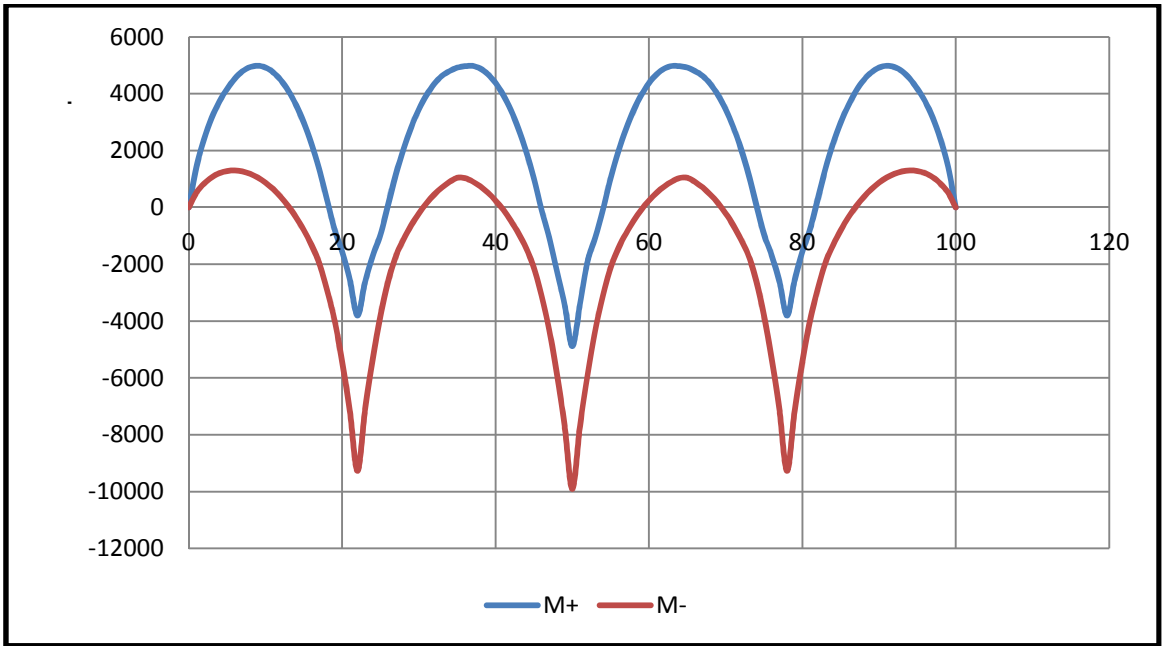


Effort tranchant à l'ELU :

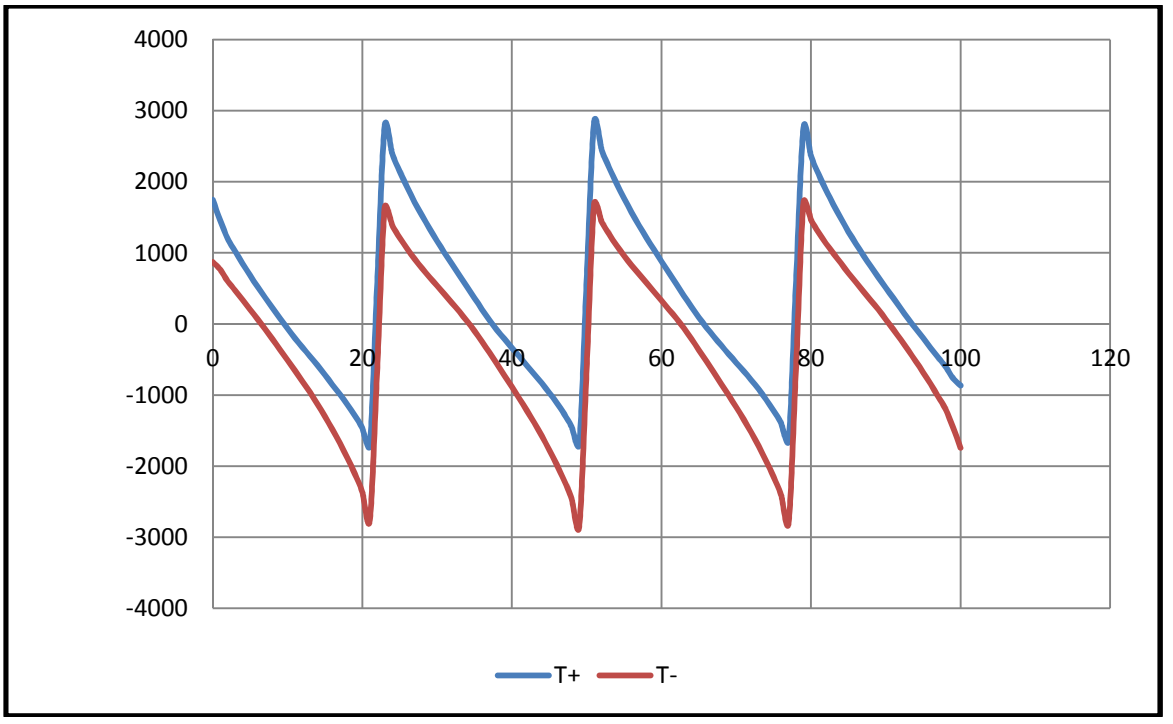


Les diagrammes d’enveloppe à l’ELS :

Moment fléchissant :



Effort tranchant :



8. Etude de la section mixte

8.1. Hypothèse de calcul d'une section mixte :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposerons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées : la liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « connecteurs ».
L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent dons à la loi de **HOOK**.

8.2. Dimensionnement de la poutre en PRS

Dimensionnement de l'âme

- Présentation des notations :

h : *hauteur de la poutre.*
h_w: *hauteur de l'ame.*
t_w : *largeur de la membrure supérieure.*
t_{fs}: *épaisseur de la membrure superieure.*
b_i : *largeur de la membrure inférieure.*
t_{fi} : *épaisseur de la membrure inférieure.*
b_s : *largeur de la membrure superieure.*

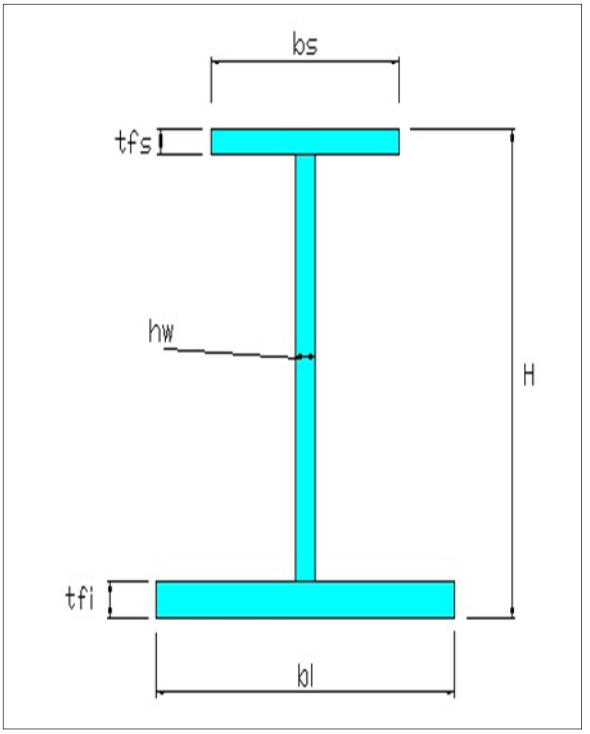


Figure 17 Section acier

Hauteur de l'âme : - règle d'élancement- :
On choisira un élancement de L/25
Donc :

$$H = \frac{28}{25} \approx 1.2\ m$$

Epaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme doit être déterminée en tenant compte de trois conditions suivantes

- Les phénomènes de voilements.
- Les difficultés d'usinage d'une âme trop mince.
- L'esthétique

Pour limiter les phénomènes de voilements et le nombre des raidisseurs, on se propose de limiter la contrainte.

Les conditions minimales : $h_w > 12mm$.
Pour cela on prend un $h_w = 15\ mm$ à mi-travée et on vérifie par la suite la résistance au cisaillement.

Dimensionnement des semelles :

Largeur des membrures :

$$b_i = 450\ mm$$
$$b_s = 400\ mm$$

L'épaisseur des membrures :

On démarre avec des épaisseurs minimale et on vérifie par la suite l'état de contrainte sur tous le pont, si il ne satisfit pas les vérifications à faire par la suite, on doit augmenter les épaisseurs des semelles.

$$t_{fs} = 20\ mm$$
$$t_{fi} = 30\ mm$$

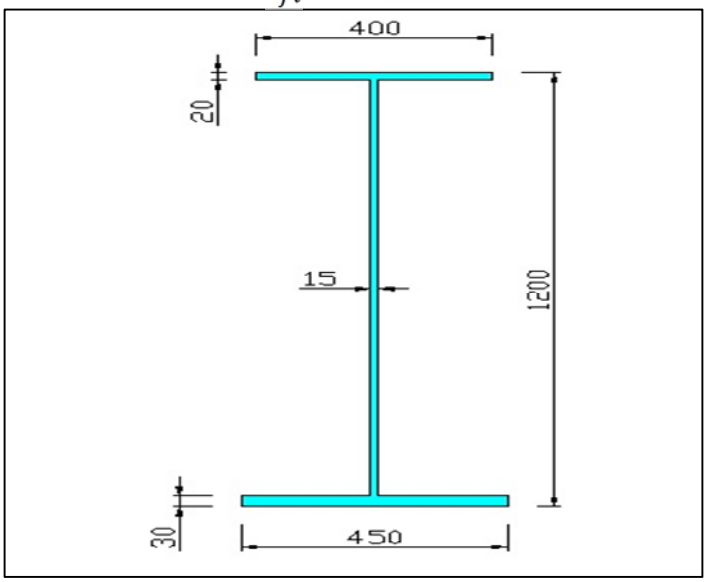


Figure 18 Section acier S1

Longueur de la dalle participante :

D'après CIOLINA :

$$\frac{b_{eff}}{B} \leq \frac{L}{10\,B}$$
$$pour\ simplifier\ les\ choses\ on\ prend\ L = 28m$$
$$b_{eff} \leq 2.8\ m\ donc\ on\ prend\ b_{eff} = 2.7\ m$$

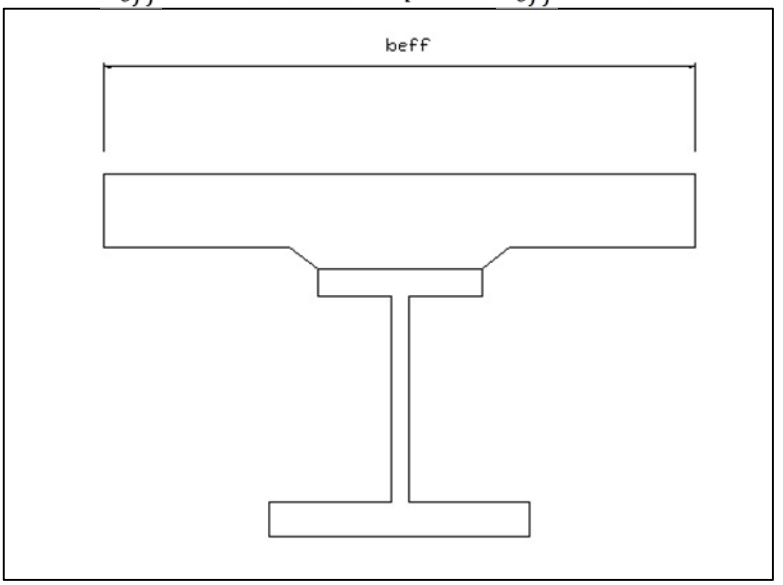


Figure 19 Largueur efficace

8.3. Calcul des sollicitations :

Il s'agit d'un calcul élastique habituel. Comme on doit tenir compte des différentes phases de construction et d'exploitation au cours des quelles des charges sont appliquées. Plusieurs calculs de structures sont nécessaires. Parfois assez nombreux pour une étude détaillée tenant compte de phases de bétonnage, d'étais provisoire, … . Ces calculs peuvent se réduire à trois pour une étude sommaire, lorsque l'ouvrage est bétonné sans étai :
Ossature métallique seule : action du poids propre de l'ossature et du béton.
Structure mixte avec valeur à long terme n_v, du coefficient d'équivalence acier-béton tenant compte du fluage : action du poids des équipements, du retrait, de différence de température.
Structure mixte avec valeur instantanée n_i du coefficient d'équivalence acier-béton : action des charges d'exploitations.
L'instruction Technique prescrit les valeurs $n_v = 18$ et $n_i = 6$

Nous allons vérifier que les contraintes limites dues aux sollicitations sont inférieures aux contraintes limites des matériaux. Nous tiendrons compte des phasage du pont, en raisonnant par superposition.
Nous rappelons que la construction du pont se fait suivant le phasage suivant :

8.4. Phasage de construction :

Phase 1 : on lance la charpente avec le métal seul.

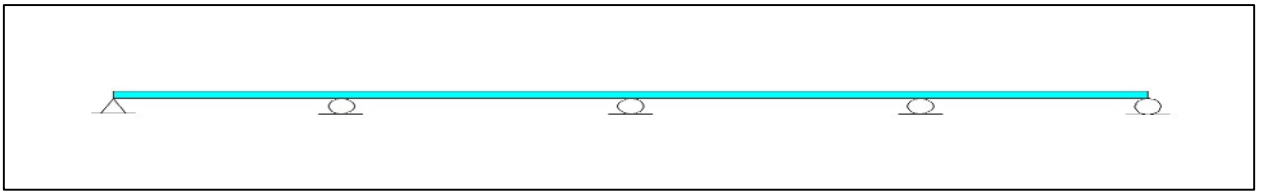


Figure 20 phase1 :métal seul

Phase 2 :
On coule la dalle de béton. On supposera qu'elle est coulée en une fois ce qui simplifiera le problème, en tenant compte des dénivellations des appuis.

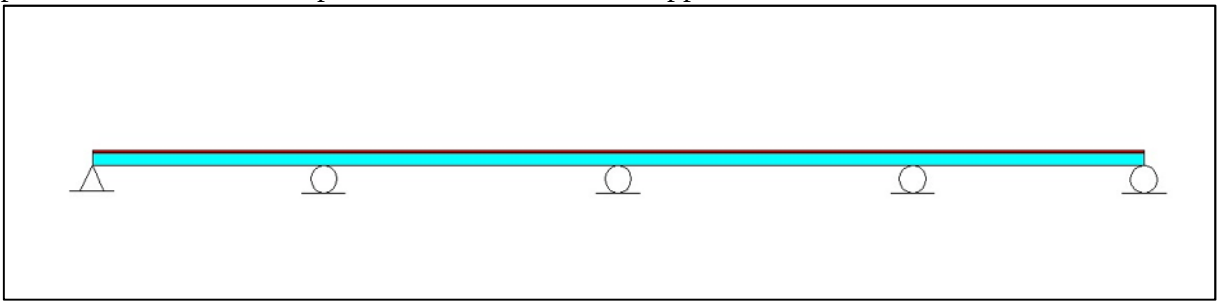


Figure 21 phase2 : coulage de la dalle

Phase 3 :
On raison lorsque le béton a fait prise (28 jours), c.-à-d. une section mixte. On a mis en place les superstructures, on prend en compte aussi les phénomènes de retrait et différence de température. On adopte un coefficient d'équivalence $n_v = 18$.

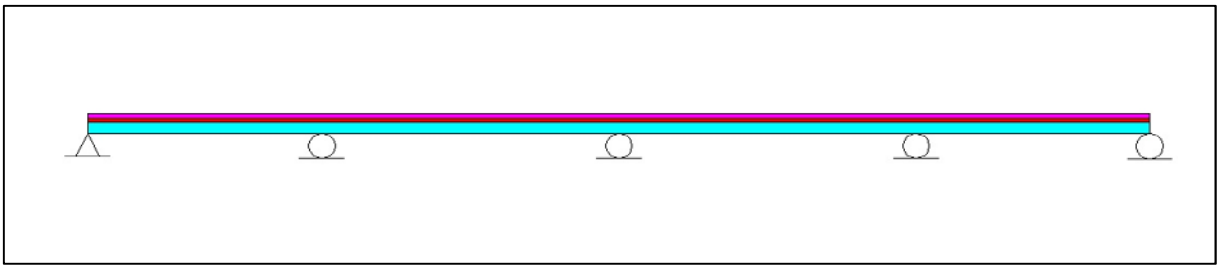


Figure 22 phase 4 : la mise des superstructures

Phase 4 :

On considère des surcharges de coutre durée. On adopte un coefficient d'équivalence

$$n_i = 6$$

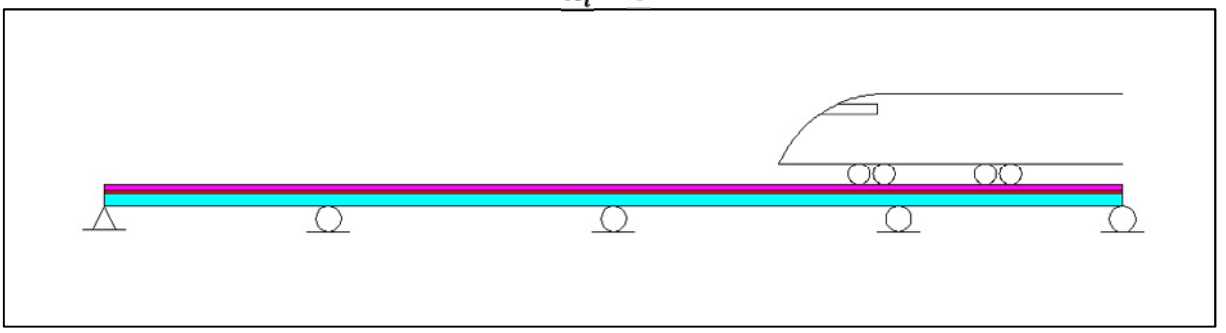


Figure 23 phase 5 : surcharge

Cumul des contraintes :

On va calculer les contraintes crées à chaque de ces phases et on va les sommer selon les combinaisons, afin de vérifier que l'on reste bien dans le domaine élastique et qu'il n'y pas de plastification des aciers ou de trop grande compression du béton.

Fonctionnement en section mixte

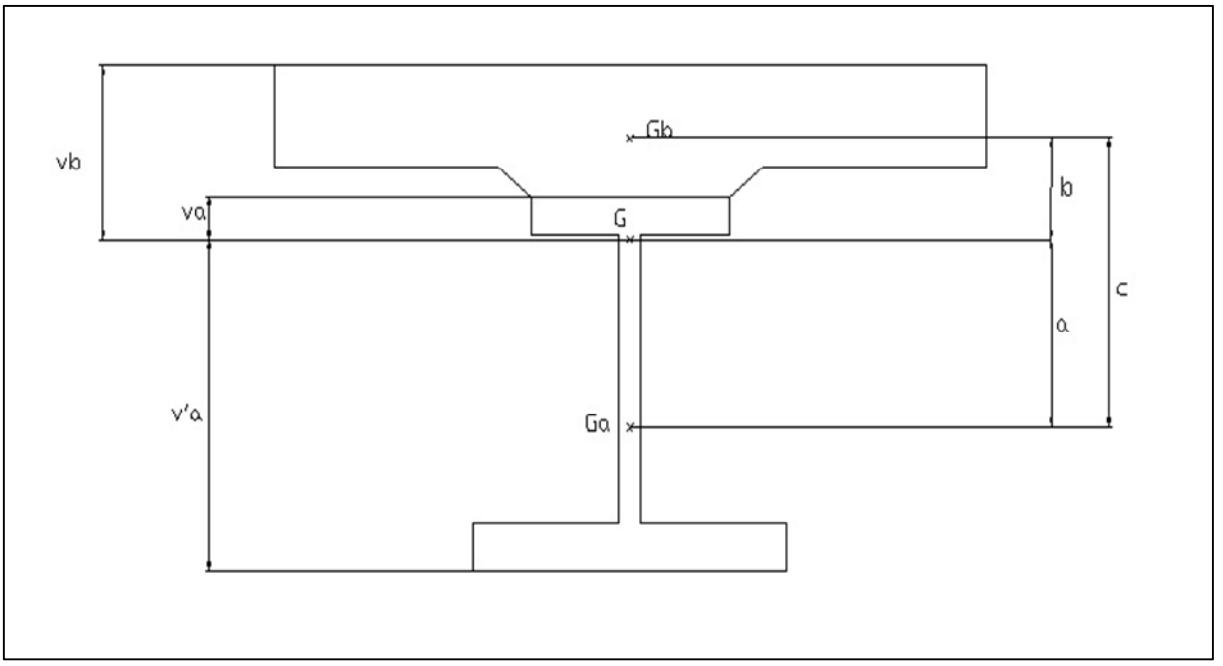


Figure 24 fonctionnement de la section mixte

Inertie de la section mixte :

Section homogénéisé :$S = S_a + S_b/n$

S_a : Section d'acier.

S_b : Section de béton.

L'inertie de la section mixte rapporté a son centre de gravité G est :

$$I = I_a + \left(\frac{I_b}{n}\right) + (S_a.S_b/n.S).c^2$$

I_a : Inertie propre de l'acier par rapport à G_a

I_b : inertie propre de béton par rapport à G_b

n : Coefficient d'équivalence.

a_n : Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte :

$$a_n = B.c/n.S_n$$

b_n : Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte :

$$b_n = A.C/S_n$$

C : Distance entre le centre de gravité de la section béton et le centre de gravité de la section acier

8.5. Retrait et différence de température

L'instruction technique prescrit de considérer l'action de retrait du béton et une différence de température entre la dalle et l'ossature métallique comme une action permanente.

La différence de température est un effet qui se cumule avec celui du retrait quand l'ossature métallique est plus chaude que la dalle.

Au total, les valeurs maximales les plus fréquentes à prendre en compte pour le raccourcissement relatif $\boldsymbol{\varepsilon_r}$ (retrait plus différence de température) de la dalle supposée libre.

$$\varepsilon_r = 3.5 \times 10^{-4}$$

Contrainte du retrait du béton et différence de température :

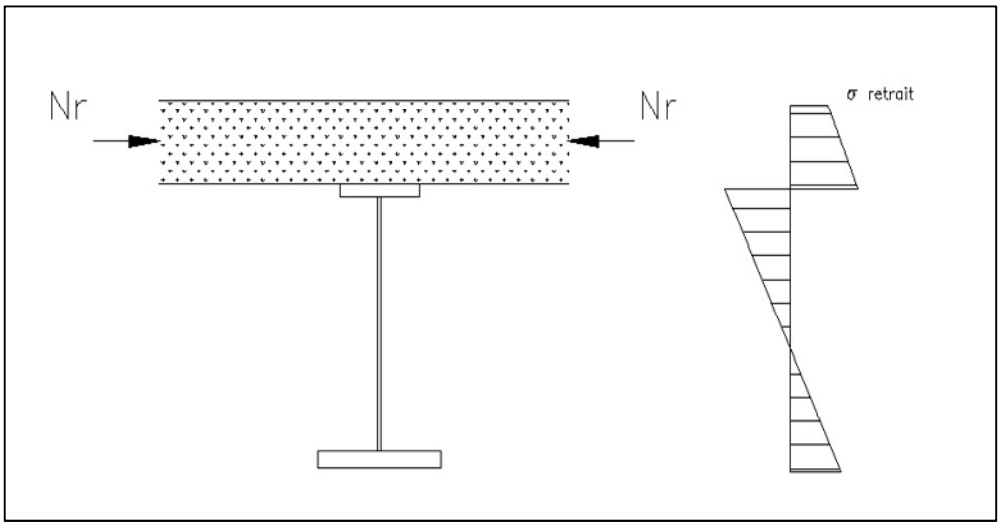


Figure 25 retrait

Effort normal :

$$N_r = \frac{\varepsilon_r E_a}{n_v} A_b$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_r = -\frac{N_r}{A_b} + \frac{1}{n_v}\left(\frac{N_r}{S} + \frac{M_r\, y}{I}\right)$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_r = +\frac{N_r}{A} + \frac{M_r\, y}{I}$$

Détermination de N_r :

Effort normal :

$$N_r = \frac{\varepsilon_r E_a}{n_v} A_b$$

$$N_r = \frac{3.5 \times 10^{-4} \times 21 \times 10^7}{18} \times 0.22 = 3386.25\ KN$$

Moment isostatique :

$$C = b_{18} \times N_r = 0.5 \times 3386.25 = 1694.86\ KN.m$$

Voici les diagrammes des moments généré par le retrait et la différence de température :

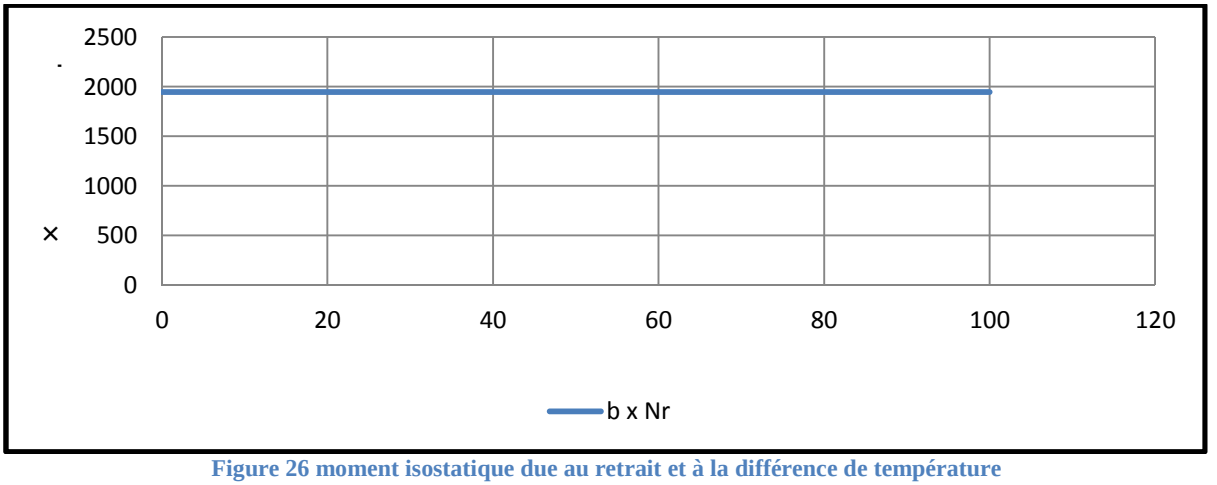


Figure 26 moment isostatique due au retrait et à la différence de température

Détermination de M_r (moment hyperstatique) :

L'effet de retrait va nous crée au niveau des appuis d'about, un couple C d'intensité égale au moment isostatique, $C = b_{18} \times N_r$

$$C = 1694.86\ KN.m$$

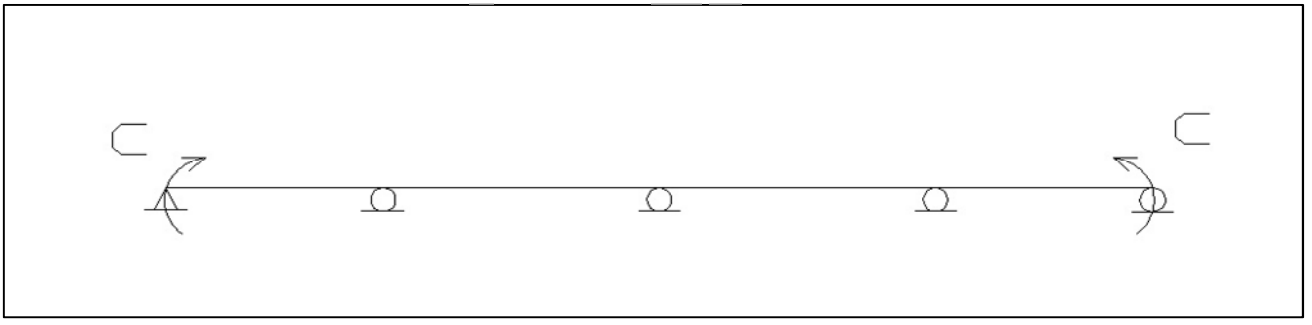


Figure 27 schéma de calcul du moment hyperstatique

Le calcul des moments hyperstatiques est fait l'utilisation de la table Excel.

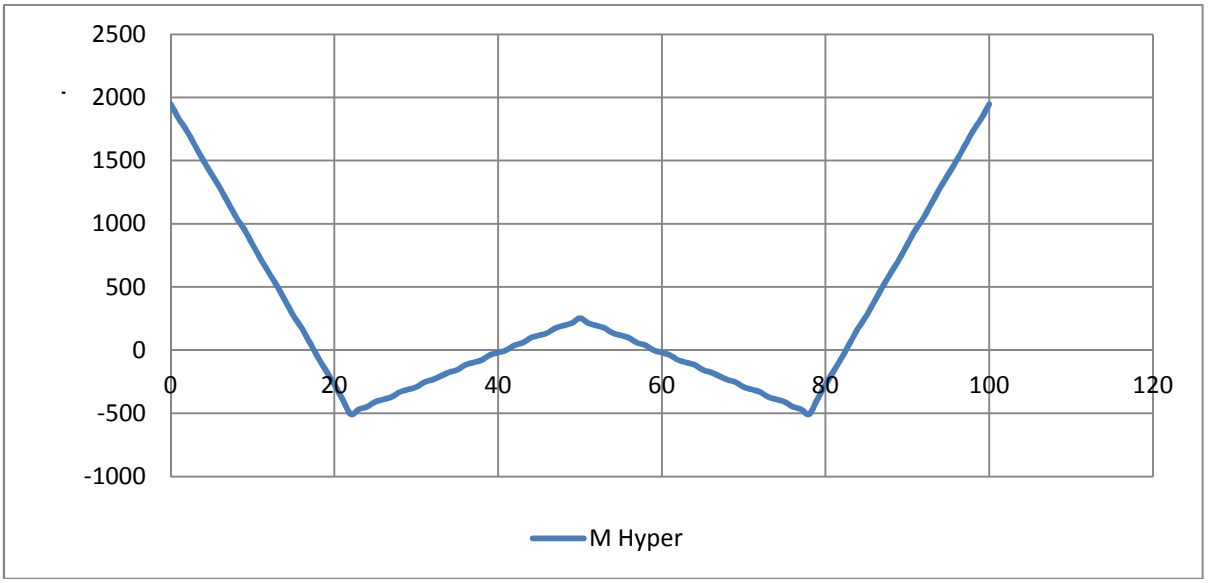


Figure 28 Moment hyperstatique due au retrait et à la différence de température

Le moment total sera comme suite :

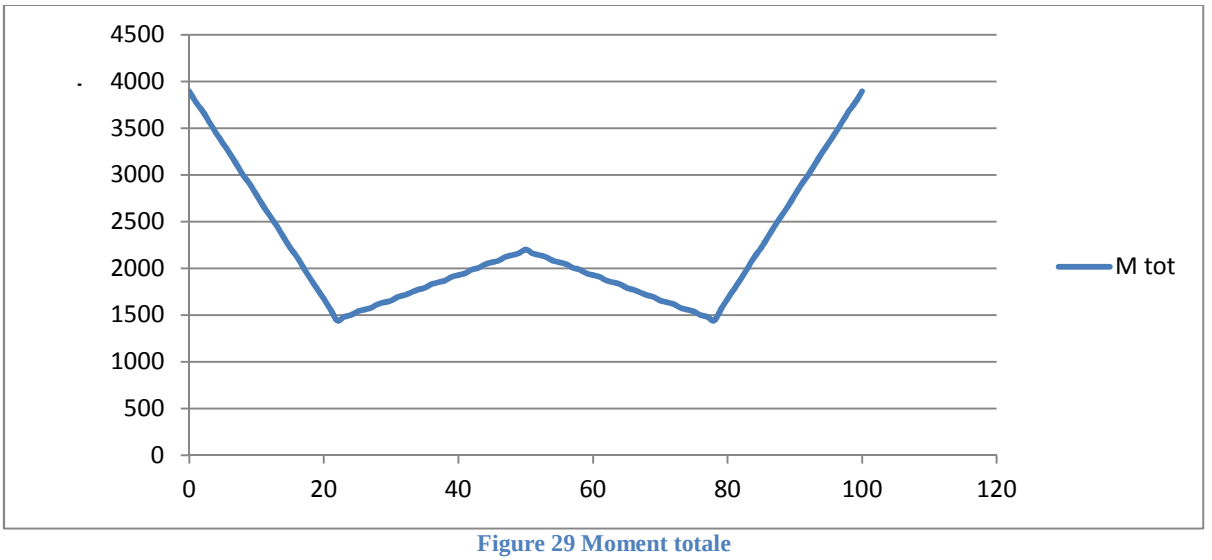


Figure 29 Moment totale

8.6. Vérification de la résistance de la section :

Le calcul des contraintes dans une section mixte se fait à partir des relations suivantes :

1- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M}{n.I_n}.V_b$$

2- Contrainte dans l'acier :

a. Contrainte de la semelle supérieure :

$$\sigma_s = \frac{M}{I_n}.V_s$$

b. Contrainte de la semelle inferieure :

$$\sigma_i = \frac{M}{I_n}.V_i$$

8.6.1. Méthode de calcul :

Pour la détermination des contraintes dans le béton et dans l'acier, on a utilisé le tableau EXCEL, le principe est de calculer la contrainte de chaque effet individuellement, en suite on somme toutes les contraintes ;
Voici la relation appliqué aux calculs :

$$\sigma_y(x) = \rangle\ \alpha \times \sigma_y^c(x)$$

α: Coefficient de pondération selon l'état-limite.
$\sigma_y^c(x)$: Contrainte de l'action c « charge ou surcharge » sur l'abscisse x.
I_n: Moment d'inertie de la poutre « section mixte ».

Caractéristique de la section

la section mixte est présenté ci-dessous :

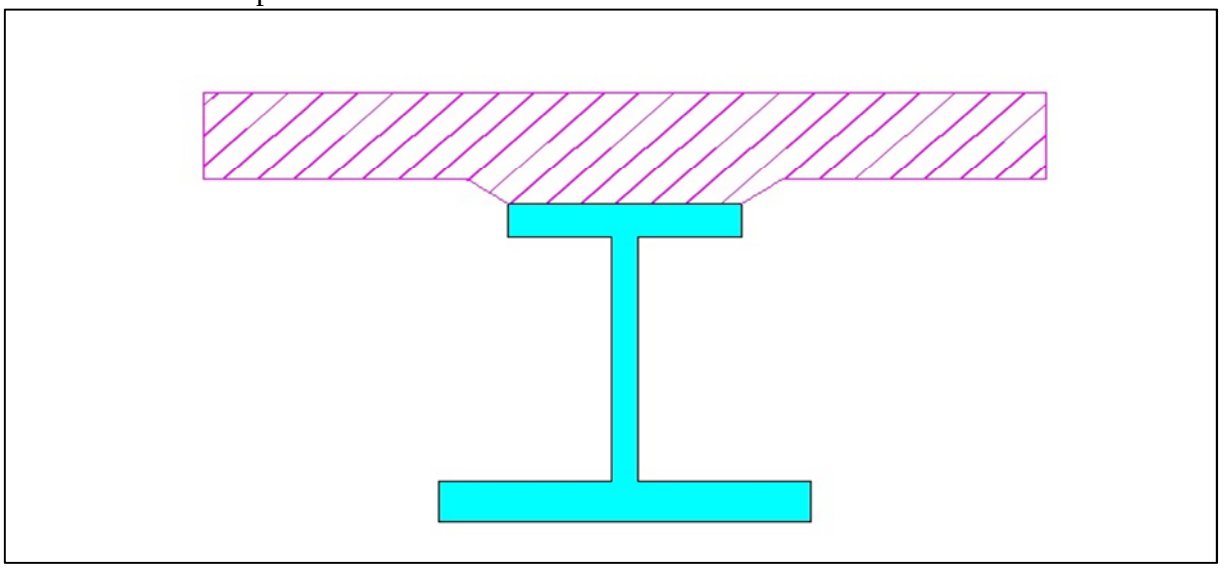


Figure 30 section mixte

Notation :
Δ : L'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.
I_Δ : Moment d'inertie /Δ.
S_Δ : Moment statique /Δ.
$v' = (S_\Delta)/B$: Distance du **CDG** de la fibre inférieur.
I_0 : Moment d'inertie / **CDG**
Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$
Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$
B : Section de la poutre.
$I_\Delta = I_0 + BZ^2$.

Caractéristique géométrique de la section béton

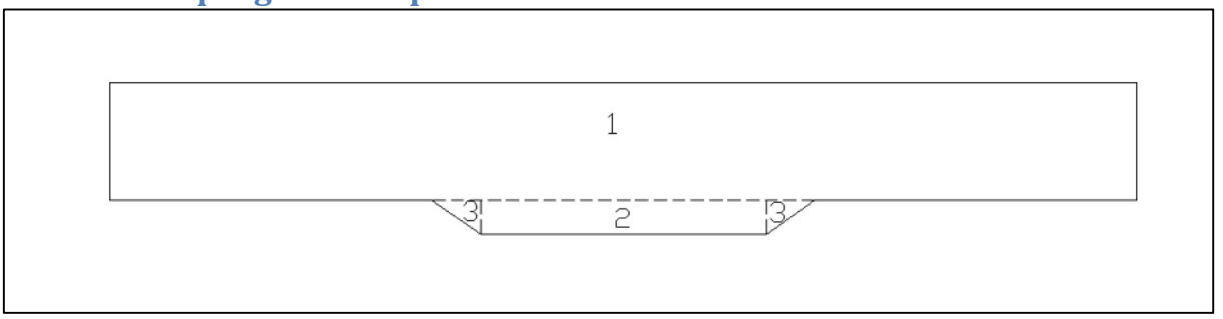


Figure 31 section béton

Le tableau ci-après récapitule toutes les caractéristiques géométriques :

	dimension	B (m²)	Z (m)	Z^2 (m²)	$S_\Delta = B.Z$	I_0	I_Δ
1	2,7x0,35	0,945	0,225	0,050625	0,212625	0,00964688	0,0574875
2	0,05x0.4	0,02	0,025	0,000625	0,0005	4,1667E-06	1,6667E-05
2x3	0,05x0,05	0,0025	0,03333333	0,00111111	8,3333E-05	1,7361E-07	2,9514E-06
B		0,9675					
S_Δ					0,21320833		
I_Δ							0,05750712

$$Y_{Gb} = v' = \frac{S_\Delta}{B} = 0.22m$$

$$I_{GB} = I_\Delta - S_\Delta \,.\, v' = 0.0105\, m^4$$

Caractéristique géométrique de la section acier S1

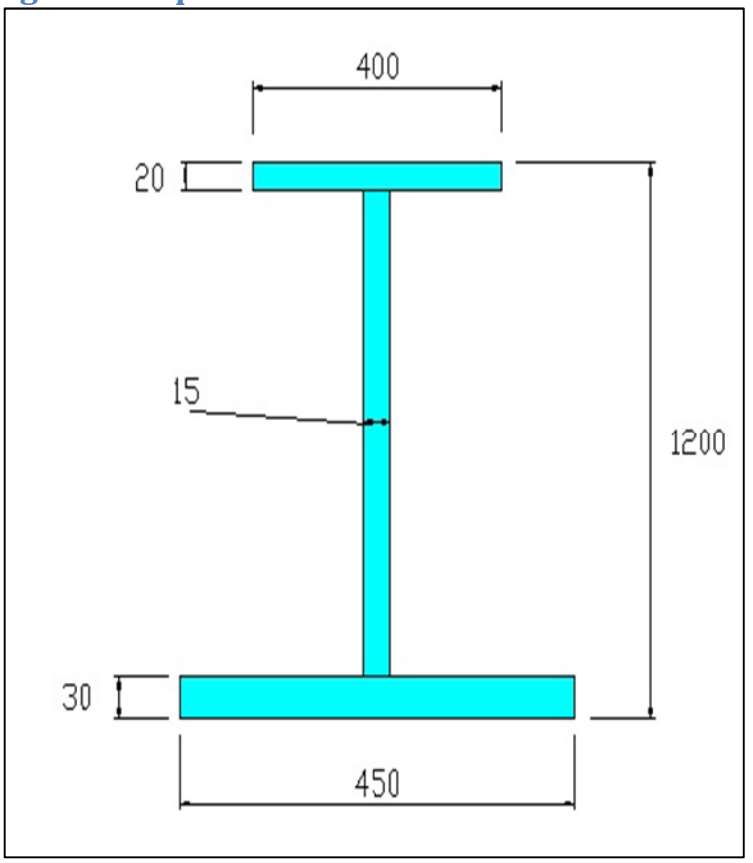


Figure 32 section acier S1

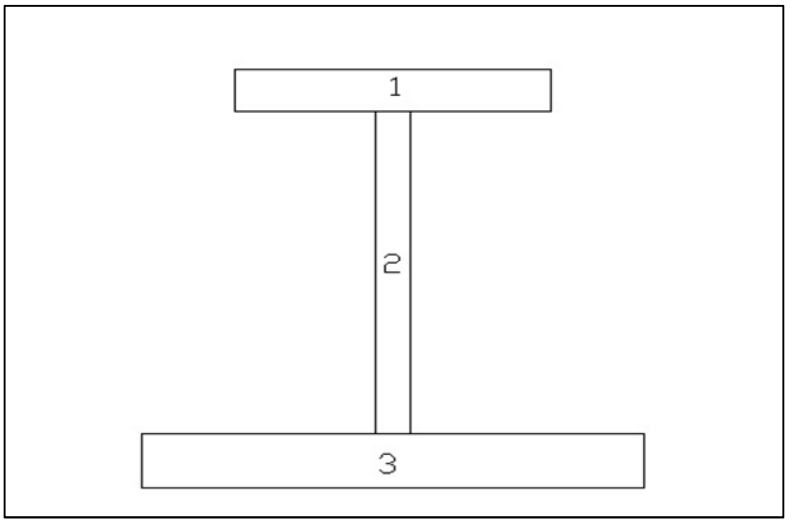


Figure 33 Section acier

Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

	dimension	A (m²)	Z (m)	Z^2 (m²)	$S_\Delta = B.Z$	I_0	I_Δ
1	0.4x0.02	0,0135	0,015	0,000225	0,0002025	1,0125E-06	1,0581E-06
2	1.15x0.015	0,0207	0,605	0,366025	0,0125235	0,002592	0,00717591
3	0.45x0.03	0,008	1,19	1,4161	0,00952	2,6667E-07	0,01348154
A		0,0422					
S_Δ					0,022246		
I_Δ							0,02065851

$$Y_{Ga} = v' = \frac{S_\Delta}{B} = 0.53m$$

$$I_{GA} = I_\Delta - S_\Delta . v' = 0.0089\ m^4$$

Distance entre les centres de gravité de béton et d'acier : $C = 0.893\ m$

Section homogénéisé de la poutre mixte :

Pour le calcul de la caractéristique de la section homogénéisé, on doit prendre en compte des différentes phases en fonction de n coefficient d'équivalence. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

n	$S_n(m^2)$	$a_n(m)$	$b_n(m)$	$I_n(m^4)$
∞	0,0422	0	0,89321397	0,00893139
18	0,09595	0,50036739	0,39284658	0,02837664
6	0,20345	0,70794177	0,1852722	0,03737003

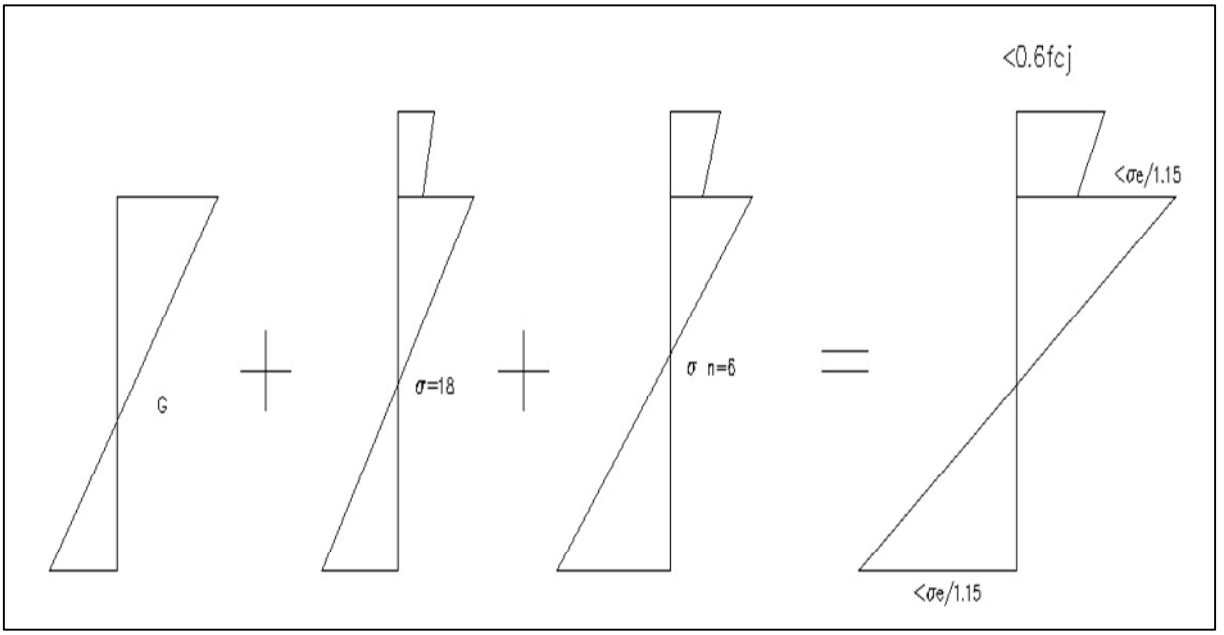
Le tableau ci-après représente les bras de leviers V_b, V_s, V_i en fonction de n coefficient d'équivalence.

n	$V_s(m)$	$V_i(m)$	$V_b(m)$
∞	0,6728436	0,5271564	1,0728436
18	0,17247621	1,02752379	0,57247621
6	0,03509817	1,23509817	0,36490183

8.6.2. Vérification à l'ELS :

La section étant supposée en phase élastique, on calcule de la façon habituelle les contraintes en tenant compte des phases de construction ; on s'assure que leur somme ne dépasse pas les valeurs présentes au tableau suivant :

Elément	Contrainte limite	Valeur MPA	
Acier de charpente (compression ou traction)	$\frac{\sigma_e}{1.15}$	$16 \leq e \leq 40$	$40 \leq e \leq 63$
		309	291
Béton (compression)	$0.6 f_{cj}$	18	
Béton (traction)	$0.6 + 0.06 \times f_{cj}$	2.4	
Armature passives (traction)	$\frac{2}{3} f_e$	240	



8.6.3. Combinaison des sollicitations :

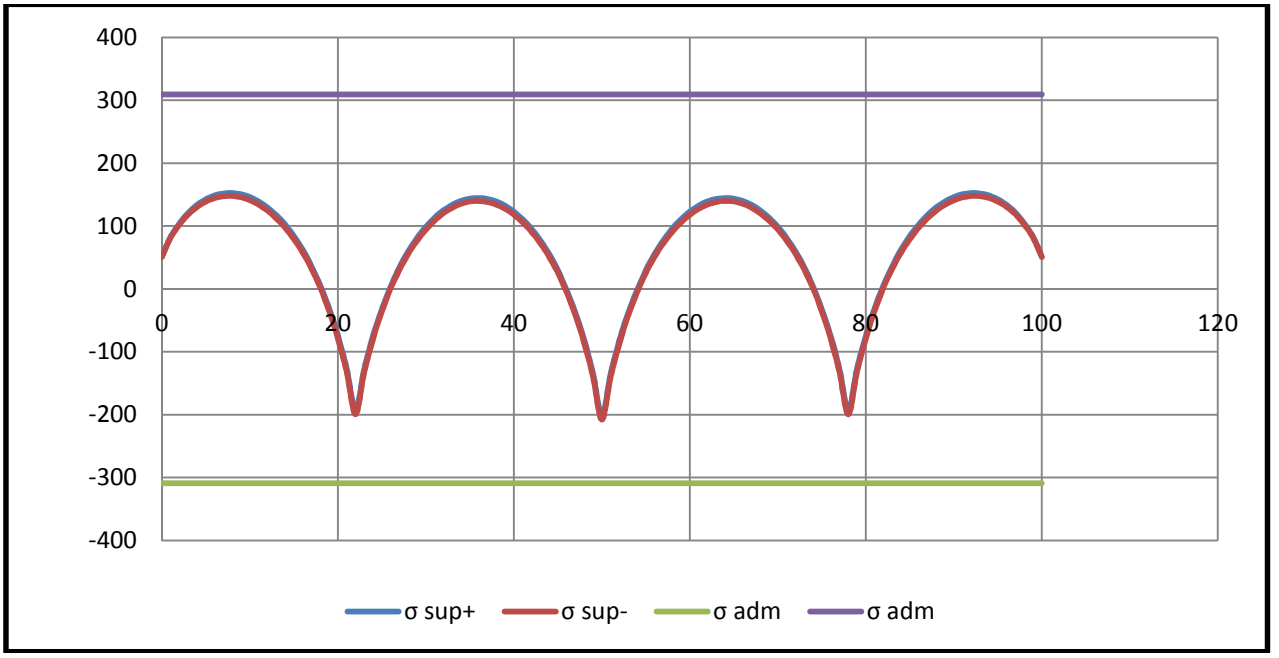
Toutes les actions (permanentes, exploitations) provoquent des contraintes dans la section, le procédé suivi dans notre calcul, c'est de superposer les différentes sollicitations tenant compte des coefficients de pondération, cité avant (chapitre combinaison des charges)

Remarque : dans le dimensionnement, la contrainte due aux surcharges sur accotement n'est pas prise en considération d'après le **livret 2.01**

A l'ELS : $(\sigma_{cp} + \sigma_{ccp} + \sigma_r) + (\sigma_{gr14}) \pm (0.6 \times \sigma_t)$

Semelle supérieure :

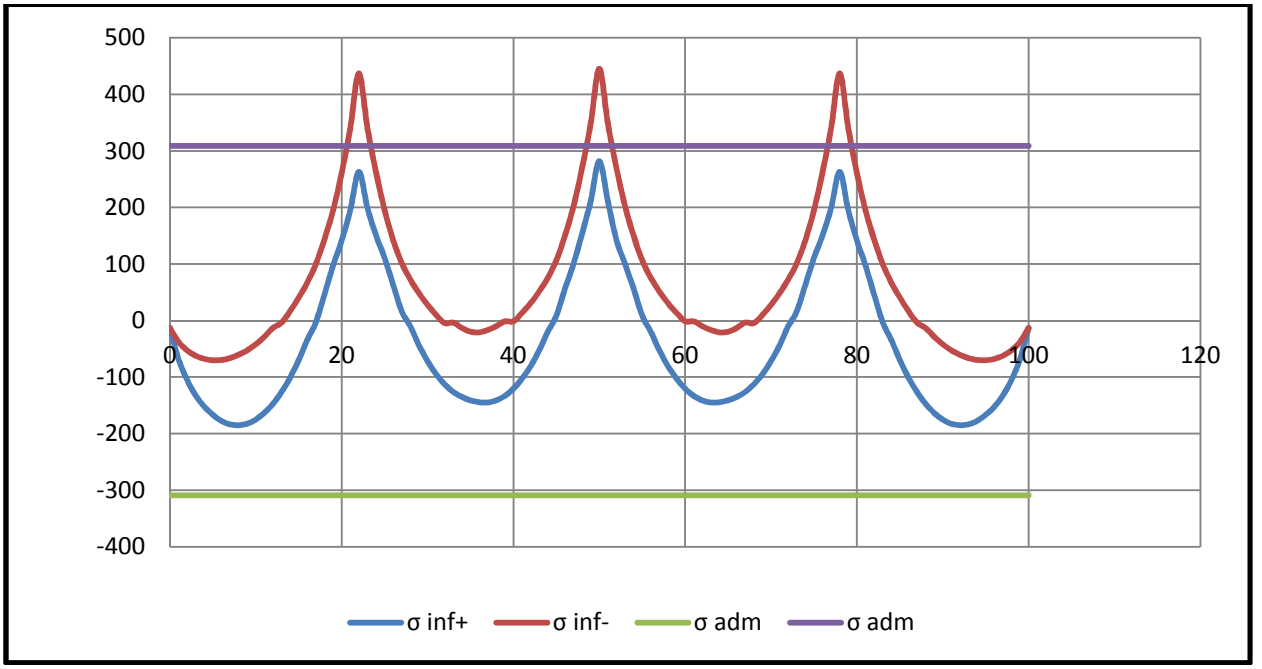
Epaisseur de la semelle : $e = 20\,mm\ \sigma_e^{adm} = 309\,MPA$
Voici le diagramme de contrainte de la semelle supérieure à l'ELS.



➢ On remarque que : $\sigma^{sup} < \sigma_e^{adm}$; Donc l'état de contrainte est vérifié.

Semelle inférieure :

Epaisseur de la semelle : $e = 30\,mm\ \sigma_e^{adm} = 309\,MPA$
Voici le diagramme enveloppe des contraintes de la semelle inférieure à l'ELS.

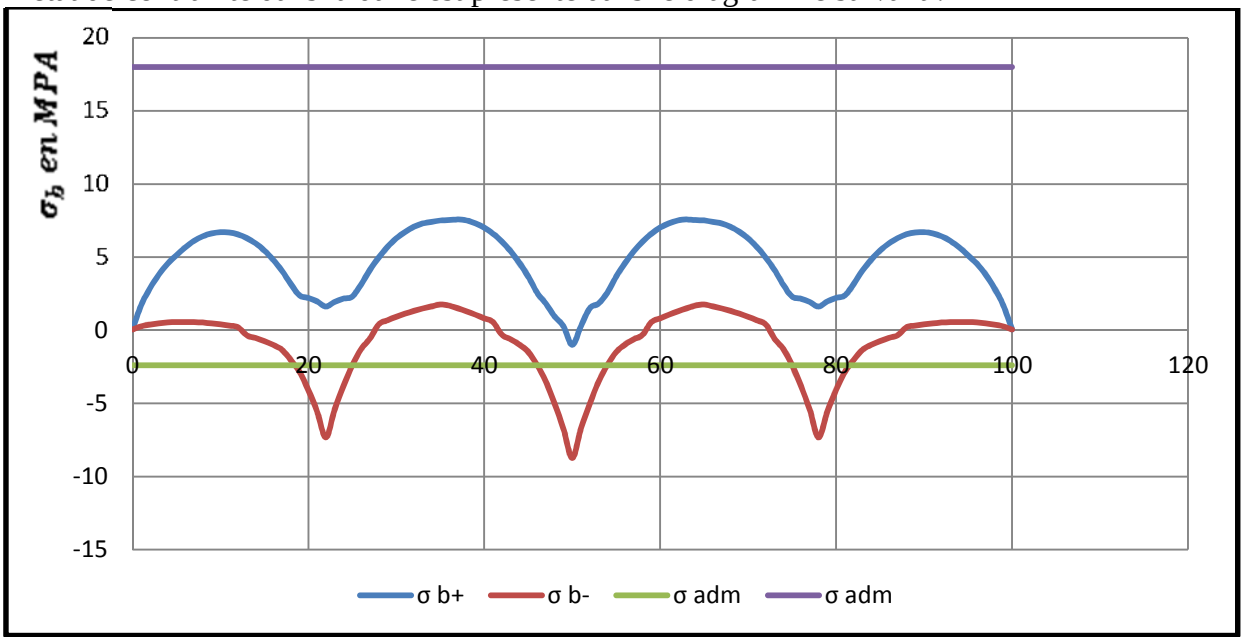


➢ On remarque que l'état de contrainte dans la semelle inférieure est satisfait à mi-travée, exception des tronçons au niveau des appuis intermédiaires.

On procède par la suite à un redimensionnement de la semelle inférieure.

Contrainte dans le béton :

L'état de contrainte dans la dalle est présenté dans le diagramme suivant :



- On remarque que le béton de la dalle est fissuré, au voisinage des appuis intermédiaires, pour diminuer la fissuration on va redimensionner la semelle supérieure.

8.7. Redimensionnement de la section

On garde la section initiale S1 pour les tronçons suivants :

Travée 1 : $0 \leq x \leq 12\ m$.

Travée 2 : $28 \leq x \leq 41\ m$.

Travée 3 : $58 \leq x \leq 71\ m$.

Travée 4 : $88 \leq x \leq 100\ m$.

➢ Pour les autres tronçons on redimensionne la section et on prend :

Section S2

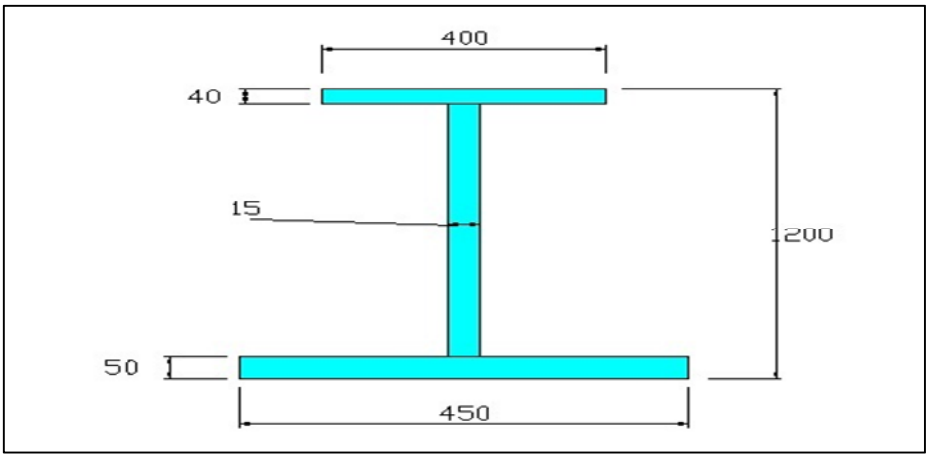
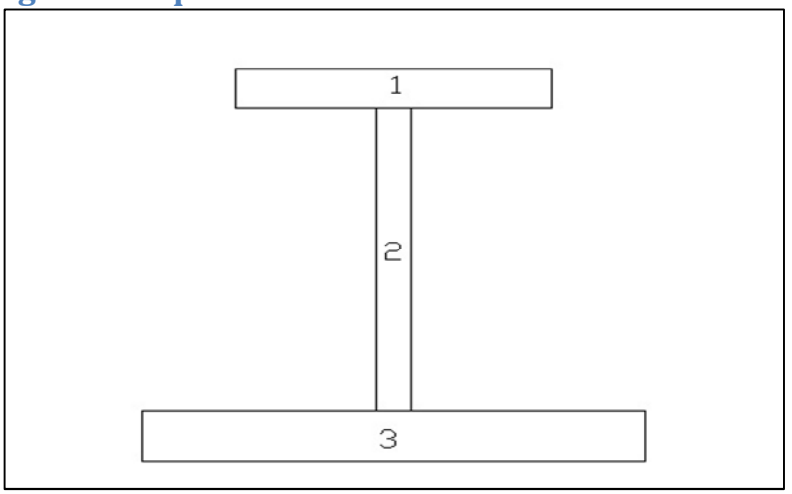


Figure 34 section acier S2

Caractéristique géométrique de la section acier



Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

	dimension	A (m²)	Z (m)	Z ² (m²)	$S_\Delta = B.Z$	I_0	I_Δ
1	0.4x0.04	0,0225	0,025	0,000625	0,0005625	4,6875E-06	5,0391E-06
2	1.11x0.015	0,01665	0,605	0,366025	0,01007325	0,00216	0,00584706
3	0.45x0.05	0,016	1,18	1,3924	0,01888	2,1333E-06	0,02629065
A		0,05515					
S_Δ					0,02951575		
I_Δ							0,03214275

$$Y_{Ga} = v' = \frac{S_\Delta}{B} = 0.535m$$

$$I_{GA} = I_\Delta - S_\Delta . v' = 0.016\, m^4$$

Distance entre les centres de gravité de béton et d'acier : $C = 0.88\, m$

Caractéristique géométrique de la section béton

Les caractéristiques de la section béton restent les mêmes, ils ont été calculé à la page 9 du présent chapitre.

Section homogénéisé de la poutre mixte :

Pour le calcul de la caractéristique de la section homogénéisé, on doit prendre en compte des différents phases en fonction de n coefficient d'équivalence. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

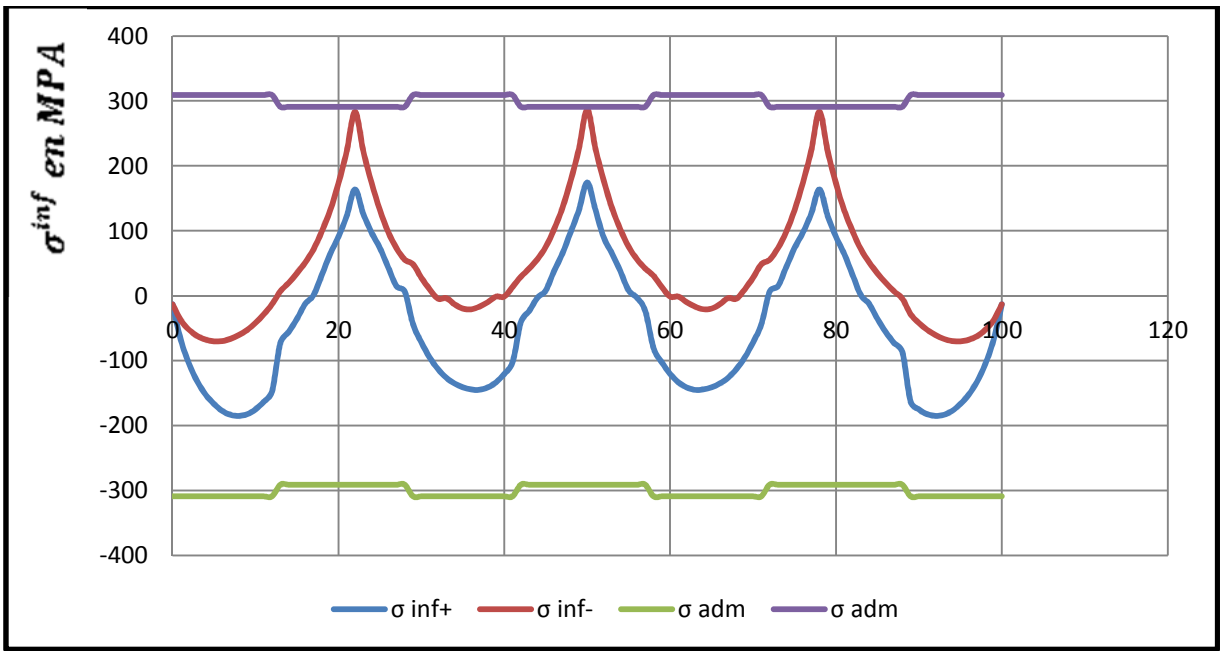
n	$S_n(m^2)$	$a_n(m)$	$b_n(m)$	$I_n(m^4)$
∞	0,05515	0	0,88517998	0,0163462
18	0,1089	0,43690013	0,44827985	0,03825923
6	0,2164	0,65958998	0,22559	0,0502996

Le tableau ci-après représente les bras de leviers V_b, V_s, V_i en fonction de n coefficient d'équivalence.

n	$V_s(m)$	$V_i(m)$	$V_b(m)$
∞	0,66480961	0,53519039	1,06480961
18	0,22790948	0,97209052	0,62790948
6	0,00521963	1,19478037	0,40521963

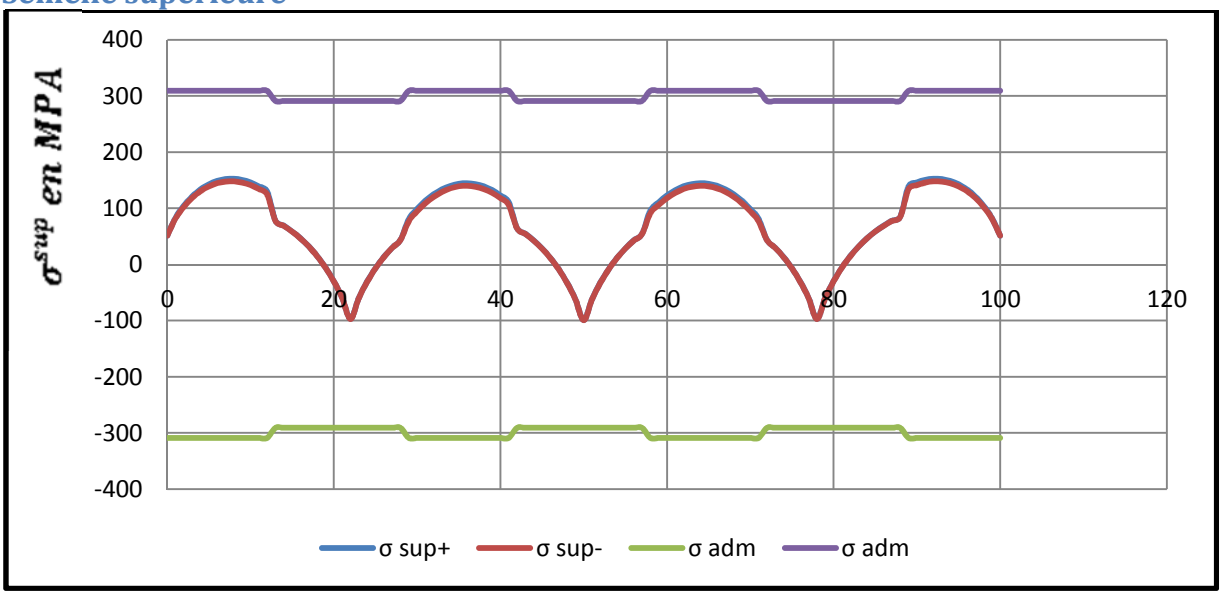
L'état de contrainte : voici les diagrammes d'enveloppes issus du redimensionnement :

Semelle inférieure



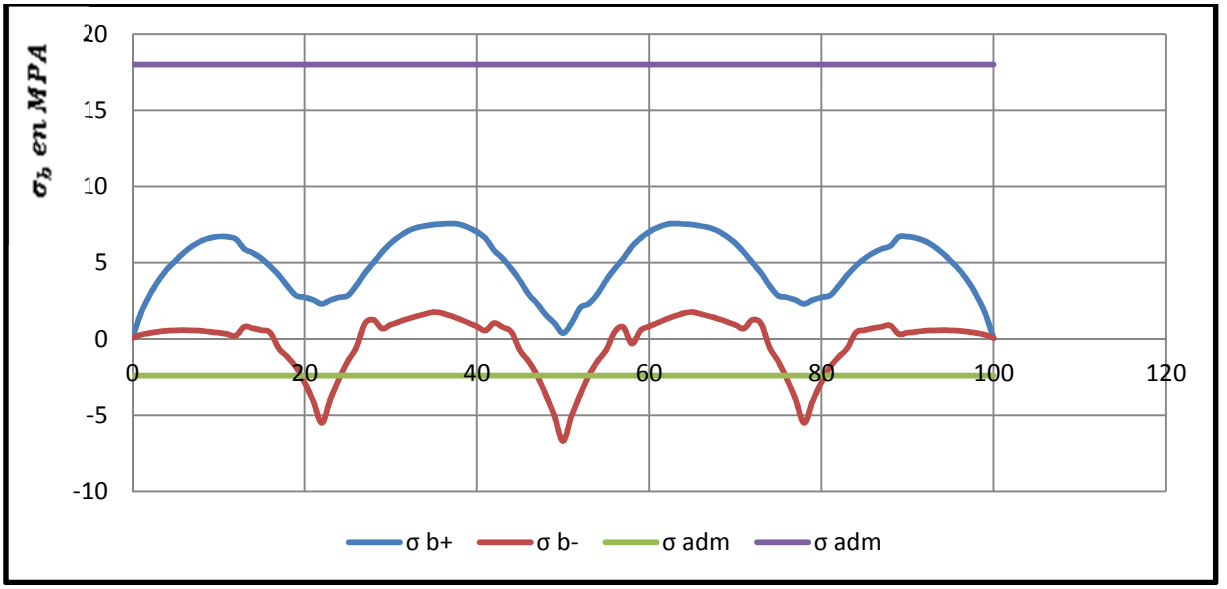
- on remarque que l'état de contrainte dans la semelle inférieure est vérifié

Semelle supérieure



- on remarque que l'état de contrainte dans la semelle supérieure est vérifié.

Contrainte dans le béton



- on remarque que les contraintes au niveau des appuis sont encore importantes, donc on procède à un redimensionnement des sections tendues en augmentant l'épaisseur de la semelle inférieure ; et ça sera la section S3.

Les tronçons fissurés sont :

- $17 \leq x \leq 25m$
- $44 \leq x \leq 55m$
- $74 \leq x \leq 83\,m$

8.8. Redimensionnement

Section S3

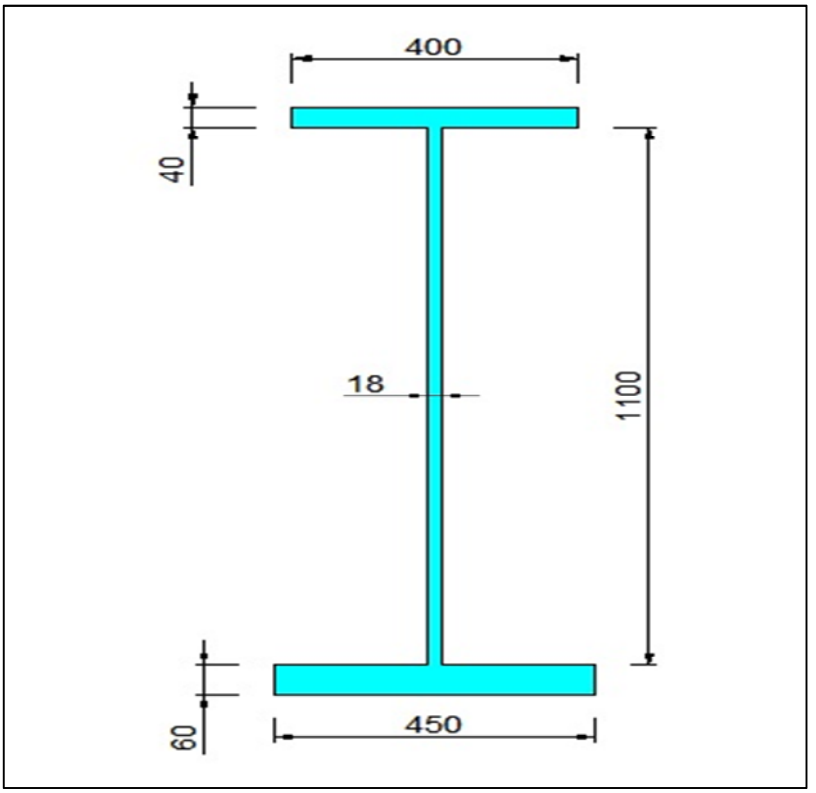
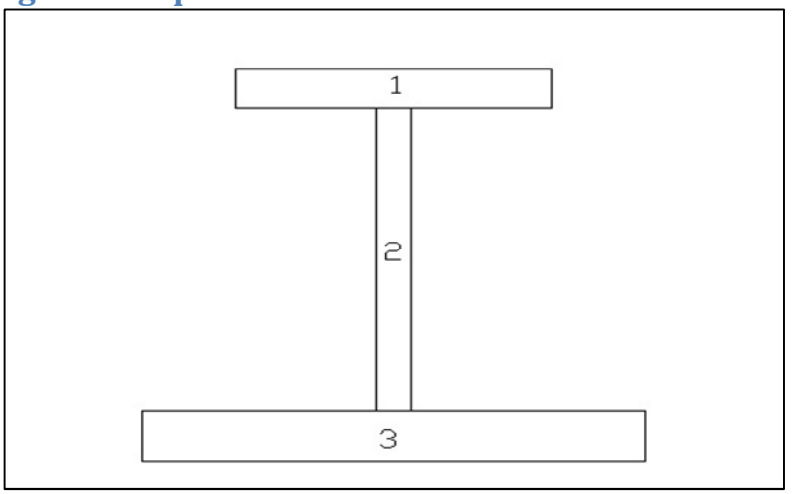


Figure 35 section acier S3

Caractéristique géométrique de la section acier



Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

	dimension	A (m²)	Z (m)	Z^2 (m²)	$S_\Delta = B.Z$	I_0	I_Δ
1	0.4x0.04	0,027	0,03	0,0009	0,00081	0,0000081	8,829E-06
2	1.1x0.018	0,0198	0,61	0,3721	0,012078	0,002592	0,00708622
3	0.45x0.06	0,016	1,18	1,3924	0,01888	2,1333E-06	0,02629065
A		0,0628					
S_Δ					0,031768		
I_Δ							0,0333857

$$Y_{Ga} = v' = \frac{S_\Delta}{B} = 0.506m$$

$$I_{GA} = I_\Delta - S_\Delta . v' = 0.0173\, m^4$$

Distance entre les centres de gravité de béton et d'acier : $C = 0.91\ m$

Caractéristique géométrique de la section béton

Les caractéristiques de la section béton reste fixe, ils ont été calculé à la page 9 du présent chapitre.

Section homogénéisé de la poutre mixte :

Pour le calcul de la caractéristique de la section homogénéisé, on doit prendre en compte des différents phases en fonction de n coefficient d'équivalence. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

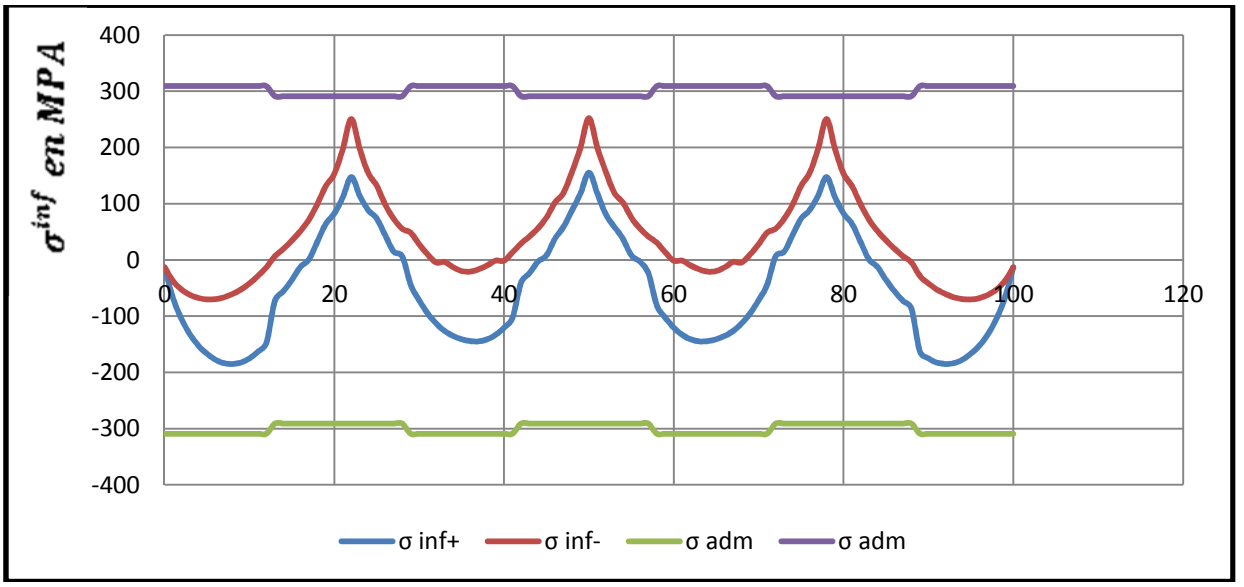
n	$S_n(m^2)$	$a_n(m)$	$b_n(m)$	$I_n(m^4)$
∞	0,0628	0	0,9145105	0,01731554
18	0,11655	0,4217498	0,4927607	0,04212175
6	0,22405	0,65817816	0,25633233	0,05686929

Le tableau ci-après représente les bras de leviers V_b, V_s, V_i en fonction de n coefficient d'équivalence.

n	$V_s(m)$	$V_i(m)$	$V_b(m)$
∞	0,69414013	0,50585987	1,09414013
18	0,27239033	0,92760967	0,67239033
6	0,03596196	1,16403804	0,43596196

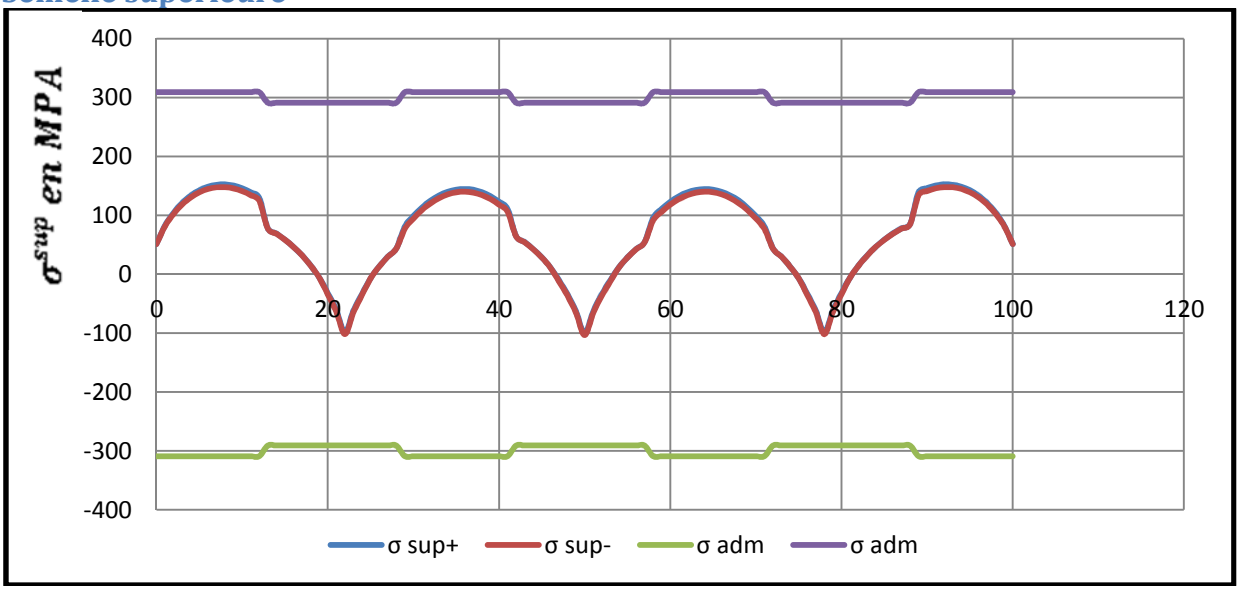
L'état de contrainte : voici les diagrammes d'enveloppes issus du redimensionnement :

Semelle inférieur



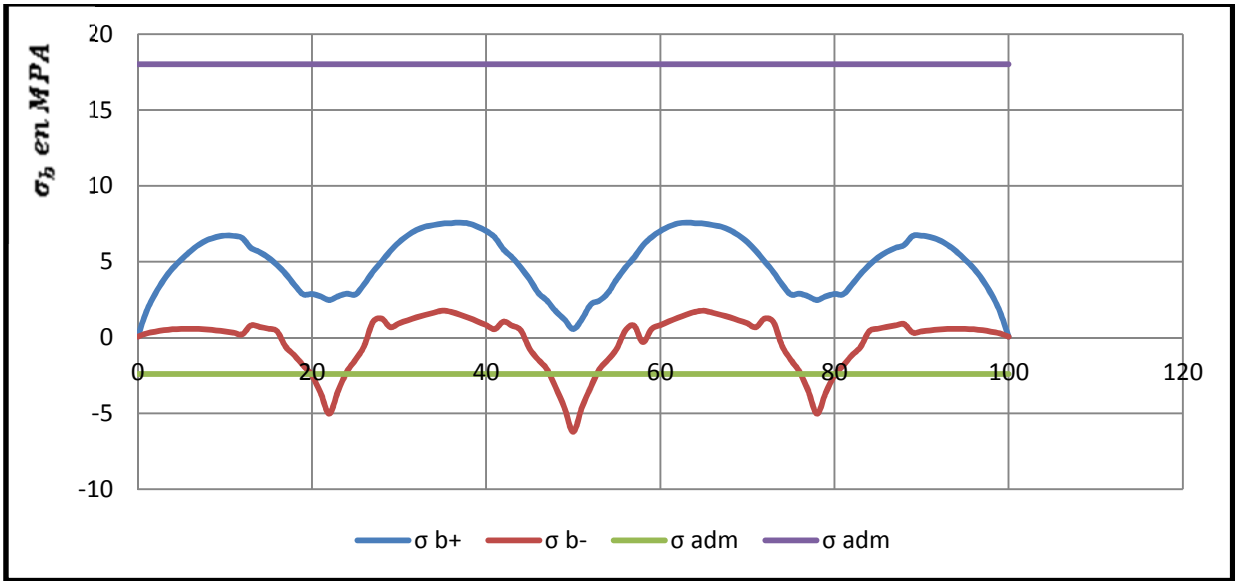
➢ L'état de contrainte est vérifié

Semelle supérieure



➢ L'état de contrainte est vérifié

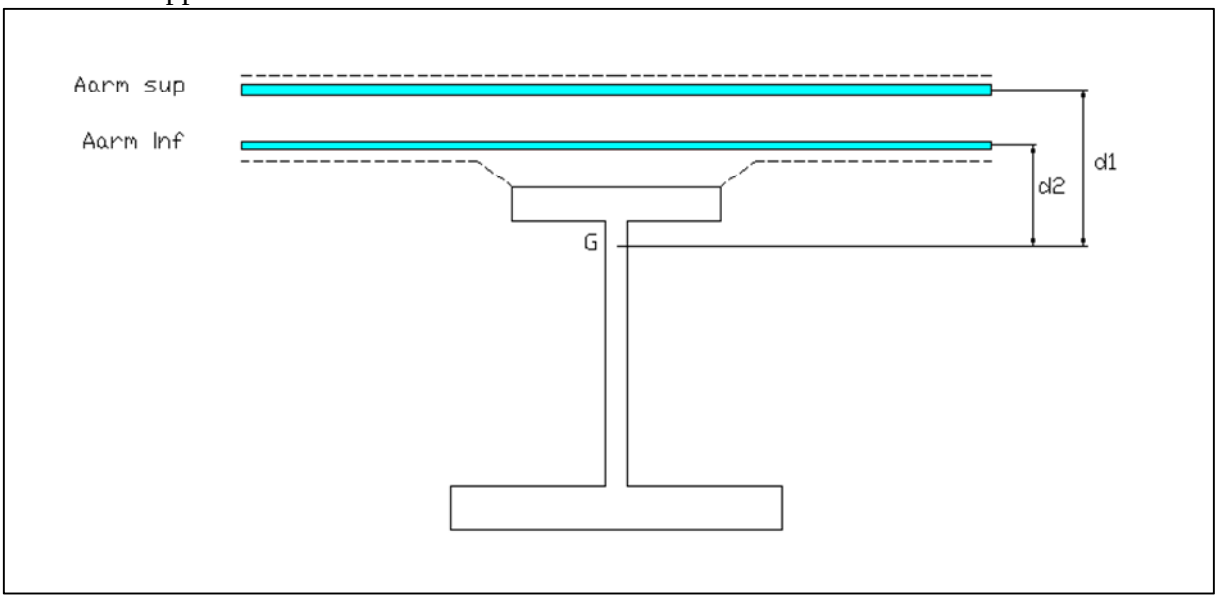
Contrainte dans le béton



- On remarque que le béton est fissuré au niveau des appuis, donc on va revérifier les contraintes des armatures dans le béton.

8.9. Vérification de contraintes des armatures passives

Puisque le béton ne peut pas reprendre les contraintes de traction, on doit vérifié les contraintes des armatures passives, et on se limite à vérifier seulement les contraintes au niveau de l'appui central



$$I_{acier} = I_{poutre} + I_{armature}$$

$$I_{armature} = \sum A_{arm} \times d^2$$

$$A_{armature} = 1\% \times A_b$$

$$A_{armature} = 0.01 \times 0.9675 = 0.009675\ m^2$$

$$A_s = 20HA25 = 98.17\ cm^2$$

$$A_{arm}^{sup} = \frac{2}{3} \times A_{arm}$$

$$A_{arm}^{inf} = \frac{1}{3} \times A_{arm}$$

	$A\ (m^2)$	$d\ (m)$	$A \times d\ (m^3)$	$d^2\ (m^2)$	$I\ (m^4)$	$I_{eq}\ (m^4)$
As_{arm}^{sup}	0,00654467	1,49	0,00975155	2,2201	0	0,00521062
As_{arm}^{inf}	0,00327233	1,25	0,00409042	1,5625	0	0,00139228
As_{poutre}	0,0628	0,50585987	0,031768	0,25589421	0,01731554	0,00093824
somme	0,072617		0,04560997			0,02438139

$$CDG = 0.628\,m$$

$$I_{ga} = 0.024\,m^4$$

- Caractéristique géométrique de la section béton : sont les mêmes qui ont été déterminés précédemment,

$$Y_{Gb} = v' = 0.22m$$

$$I_{GB} = 0.0105\,m^4$$

➢ Le béton est fissuré, donc il n'intervient pas dans le calcul des contraintes. Donc inertie du béton est négligée.

Voici le tableau qui récapitule les différentes caractéristiques de la section mixte (homogénéisé) :

Pour la section S3

n	$A(m^2)$	$a(m)$	$b(m)$	$inertie(m^4)$	Vs	Vi
∞	0,0628	0	0,79228094	0,01731554	0,57191057	0,62808943
18	0,126367	0,33699542	0,45528552	0,04376977	0,23491515	0,96508485
6	0,233867	0,54627332	0,24600762	0,05581017	0,02563725	1,17436275

On s'intéresse aux contraintes des armatures passives,

$$V_{As}^{sup} = Vs + d1$$

$$V_{As}^{inf} = Vs + d2$$

d_i: centre de gravité de la nappe des armatures i

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	$S3$	
n	V_{Arm}^{sup}	V_{Arm}^{inf}
∞	0	0
18	0,52491515	0,28491515
6	0,31563725	0,07563725

La contrainte dans les armatures :

$$\sigma_{arm}^{sup} = \frac{M}{I_n} \times V_{arm}^{sup} < 240\ MPA$$

$$\sigma_{arm}^{sup} = 109.882\ MPA < 240\ MPA$$

$$\sigma_{arm}^{inf} = \frac{M}{I_n} \times V_{arm}^{inf} < 240\ MPA$$
$$\sigma_{arm}^{inf} = 59.642\ MPA < 240\ MPA$$

- Les contraintes dans les armatures supérieures et inférieures sont vérifiées.

8.10. Vérification à ELU :

8.10.1. Moment positifs :

La section mixte à vérifier est supposée entièrement plastifiée. De sorte que ses états successifs lors de l'application des charges n'interviennent plus.
Il suffit de s'assurer que la somme des moments sollicitant (avec majoration d'état-limite ultime) ne dépasse pas le moment résistant ultime de la section :

$$M \leq M_u$$

Le moment résistant de la section est calculé en supposant des diagrammes de contraintes rectangulaires.

1- Axe neutre dans le béton :

$$\frac{A_a.\overline{\sigma_a}}{A_b.\overline{\sigma_b}} \leq 1$$

$$y_b = h_b \frac{A_a.\overline{\sigma_a}}{A_b.\overline{\sigma_b}}$$

$$M_u = A_a\overline{\sigma_a}(a_s + h_0 + h_b - \frac{y_b}{2})$$

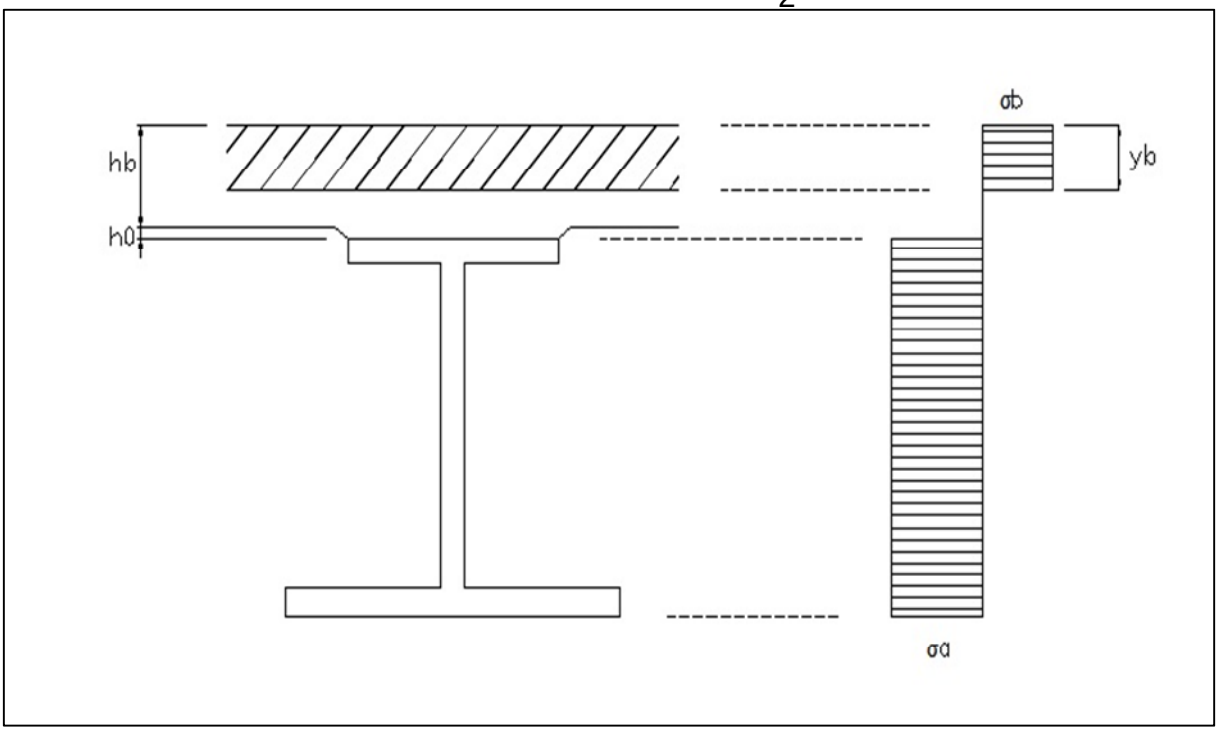


Figure 36 axe neutre dans le béton

2- Axe neutre dans l'acier :

$$\frac{A_a.\overline{\sigma_a}}{A_b.\overline{\sigma_b}} \geq 1$$

Aire d'acier comprimé : $A_c = \frac{1}{2}A_a(1 - \frac{A_b.\overline{\sigma_b}}{A_a.\overline{\sigma_a}})$

$y_a = \frac{A_c - A_s}{t}$ $si\ A_t \geq A_s$ (axe neutre dans l'ame)

$y_a = 0$ $si\ A_t \geq A_s$ $(axe\ neutre\ dans\ la\ membrure\ superieure)$

$M_u = A_a\overline{\sigma_a}a_s - ty_a^2\overline{\sigma_a} + A_b\overline{\sigma_b}\left(h_0 + \frac{h_b}{2}\right)$

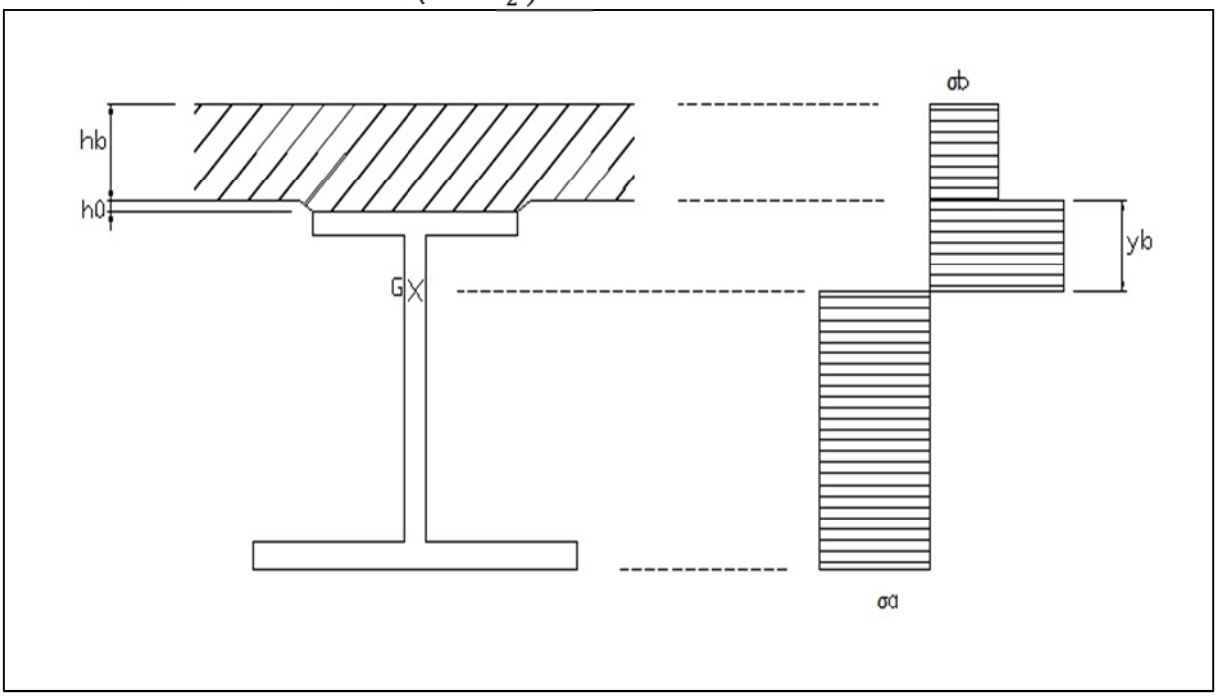


Figure 37 axe neutre dans l'acier

Notre cas le centre de gravité de la section mixte se trouve dans le béton

$$\frac{A_a.\overline{\sigma_a}}{A_b.\overline{\sigma_b}} = \frac{0.03875 \times 319.05}{0.9675 \times 18} = 0.71 \leq 1$$

$$y_b = h_b\ \frac{A_a.\overline{\sigma_a}}{A_b.\overline{\sigma_b}} = 0.35 \times 0.71 = 0.25$$

$$M_u = A_a\overline{\sigma_a}\left(a_s + h_0 + h_b - \frac{y_b}{2}\right) = 0.03875 \times 319.05 \times \left(0.728 + 0.35 + 0.05 - \frac{0.263}{2}\right)$$

$$M_u = 12312\ KN.m$$

$$M_{sol} = 6745.44\ KN.m$$

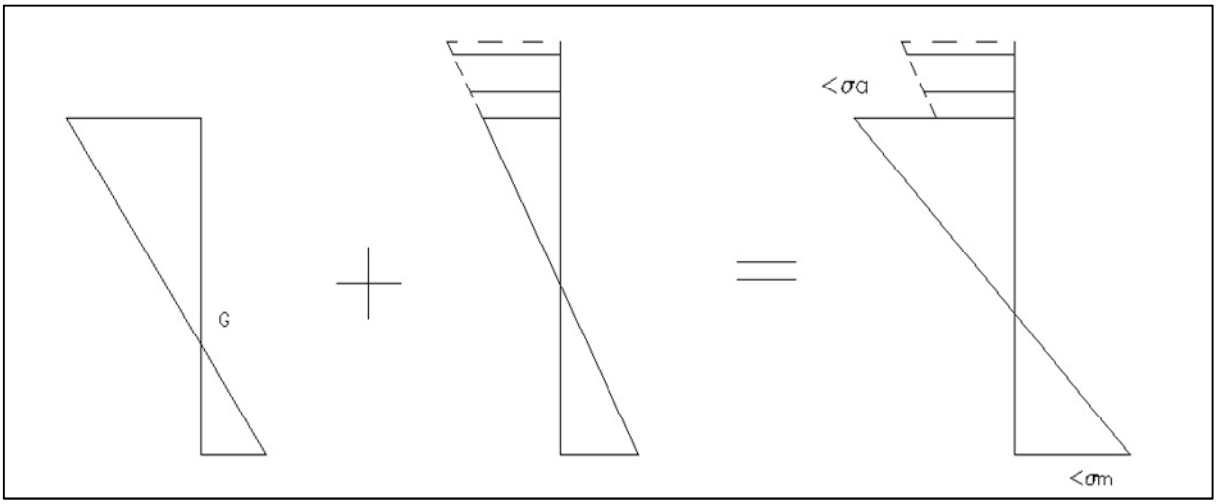
$$M_{sol} < M_u$$

Le moment résistant est vérifié.

8.10.2. Moments négatifs :

Du fait des instabilités, la section de poutre ne peut être plastifiée : on doit donc adopter un diagramme de contrainte élastique pour l'ossature et tenir compte de l'état de la section lors de l'application des charges.
La vérification est donc tout à fait identique dans son principe à celle effectuée en état-limite de service sous moments négatifs ; on calcule les contraintes appliquées à la section dans ses ossature plus armature, et on vérifie que leur somme ne dépasse pas une certaine valeur. Les différences avec la vérification d'état-limite de service sont les suivantes :

- Les actions sont majorées en état-limite ultime et la part isostatique du retrait et de la différence de température n'est pas prise en compte,
- La résistance de calcul de l'acier de l'ossature est prise égale à σ_e
- La résistance de la section n'est pas limitée par contrainte des armatures passives qui sont supposées se plastifier si leur taux de traction atteint $f_e/1.15$.



Elément	Contrainte limite	Valeur MPA	
Acier de charpente (compression ou traction)	$\frac{\sigma_e}{1.05}$	$16 \leq e \leq 40$	$40 \leq e \leq 63$
		338.1	319.05
Béton (traction)	0		
Armature passives (traction)	$\frac{f_e}{1.15}$	347.8	

Les contraintes sont calculés pour un le moment négative maximal sur l'appui (2)

Semelle inférieure :

1- Cp :

$$\sigma_{cp} = 90.822\ MPA$$

2- ccp+retrait ($n_v = 18$)

$$\sigma_{ccp} = 37.624\ MPA$$
$$\sigma_r = -5.573\ MPA$$

3- surcharge+température ($n_i = 6$)

$$\sigma_t = \pm 9.746\ MPA$$
$$\sigma_{gr14} = 101.116 MPA$$

➢ combinaisons des contraintes :

$$\sigma = 1.35 \times (\sigma_{cp} + \sigma_{ccp} + \sigma_r) + 1.35 \times \sigma_{gr14} + 0.9 \times \sigma_t$$
$$\sigma_{inf} = 293.61\ MPA < 319.05\ MPA$$
$$vérifié$$

Semelle supérieure :

1- Cp :

$$\sigma_{cp} = -124.626 MPA$$

2- ccp+retrait+différence de température ($n_v = 18$)

$$\sigma_{ccp} = -11.048\ MPA$$
$$\sigma_r = 1.636\ MPA$$

3- surcharge+température ($n_i = 6$)

$$\sigma_t = \pm 0.301 MPA$$
$$\sigma_{gr14} = -3.123\ MPA$$

➢ combinaisons des contraintes :

$$\sigma = 1.35 \times (\sigma_{cp} + \sigma_{ccp} + \sigma_r) + 1.35 \times \sigma_{gr14} + 0.9 \times \sigma_t$$
$$\sigma_{inf} = 185.44\ MPA < 338.1\ MPA$$
$$vérifié$$

8.11. Vérification des contraintes de cisaillement

Justification à l'effort tranchant : (ELS)

Effort tranchant maximal positif : $T_{max} = 2841.2$ KN

$$\tau_{max} = \frac{T}{h' \times e} \leq 0.6 \times \sigma_e$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times 355 = 213\ MPA$$

- L'épaisseur de l'âme $e = 15\ mm$

A S1 $h' = 1.15$ m

$$\tau_{max} = \frac{2841.2 \times 10^{-3}}{0.015 \times 1.15} = 164.71\ MPA$$

$$\tau_{max} < \bar{\tau}$$

Donc le cisaillement maximal est vérifié.

S2,$h' = 1.11\ m$

$$\tau_{max} = \frac{2841.2 \times 10^{-3}}{0.015 \times 1.11} = 170.62\ MPA$$

$$\tau_{max} < \bar{\tau}$$

Donc : le cisaillement maximal est vérifié.

S3, $h' = 1.1\ m$
Epaisseur de l'âme : $e = 18\ mm$

$$\tau_{max} = \frac{2841.2 \times 10^{-3}}{0.018 \times 1.1} = 143.5\ MPA$$

$$\tau_{max} < \overline{\tau}$$

Donc : le cisaillement maximal est vérifié.

8.12. Conclusion :

Après l'étude de la section mixte, on distingue la distribution de la matière sur toute la longueur du pont suivant présenté dans le schéma suivant :

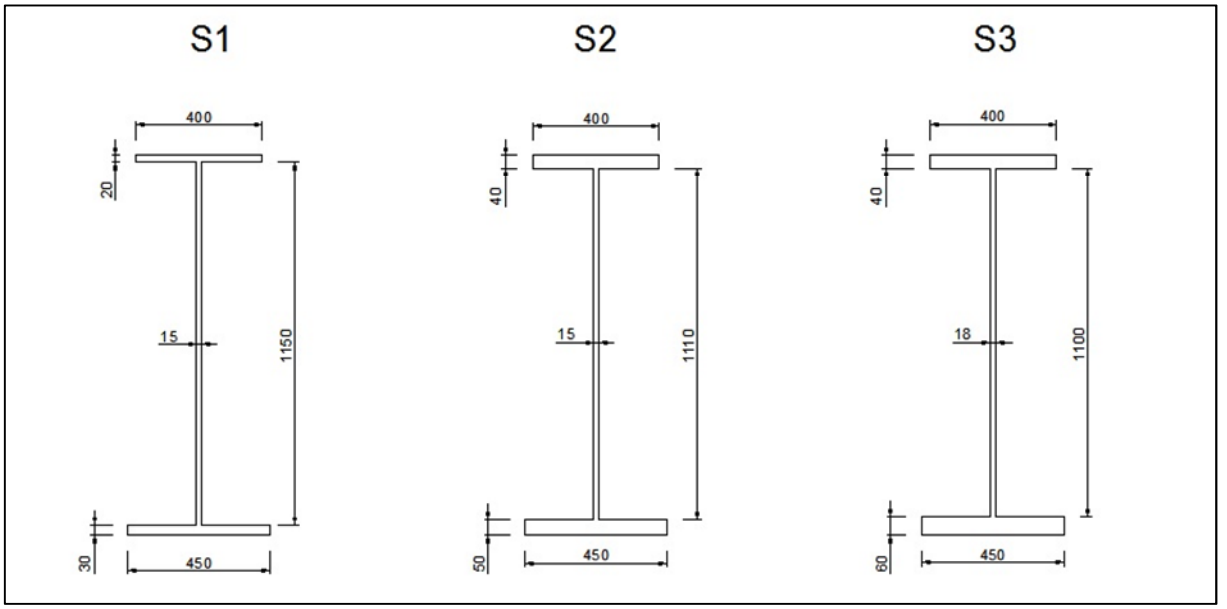


Figure 38 différentes sections du pont

9. Vérification des flèches

9.1. Introduction :

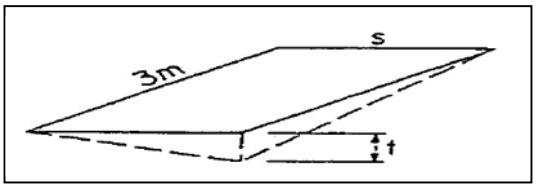
Dans le but d'assurer la stabilité du train, et pour conserver l'esthétique de l'ouvrage les flèches seront limitées.
On prévoit des contre flèche qui vont reprendre le poids propre et la moitié de la surcharge.
Donc il faut que :

$$\frac{1}{2} f_{surcharge} \leq f_{admissible}$$

Vérification du gauche du tablier :

Le gauche du tablier est à calculer en prenant en compte les valeurs caractéristiques du schéma de charge UIC71 multiplié par □
Le gauche maximale sous action de circulation mesuré sur une longueur de 3m ne dépasse la valeur suivante (schéma de charge UIC71 x□)

$$120 < V < 220 km/h$$
$$t < 3.0\, mm/3m$$
$$t < 0.001$$



9.2. Calcul des flèches :

La flèche maximale se trouve au droit de la section ou le moment est max.
Selon le livret 2.01 la flèche admissible est en fonction de la vitesse du train soit égale à $160\ Km/h$ et la longueur de la portée.
Pour les travées de 22 et 28, la flèche admissible est égale à

$$f_{admissible} = \frac{L}{1000}$$

Pour calculer la flèche maximale d'une travée, on utilise les formules de la RDM.

1- Travée 1 : $L = 22\ m$

La flèche admissible égale à

$$f_{adm} = \frac{22}{1000} = 0.022\ m$$

$$f_{adm} = 2.2\ cm$$

- Sous le poids propre :
  On considère la poutre métallique seule, sous une charge repartie la flèche maximum est donnée par la formule suivante :

$$Y_{max} = \frac{ql^4}{185EI}$$

$q = 1.15\ T/ml/poutre \quad E = 2100000\ Kg/cm^2, I = 879752.316\ cm^4$

$$Y_{max} = 0.77\ cm$$

- Sous le poids des compléments de charge permanente :

  On considère la section mixte (poutre métallique et la dalle en béton)
  Sous une charge répartie (dalle+superstructure), la flèche maximum est donnée par la formule suivante :

$$Y_{max} = \frac{ql^4}{185EI}$$

$q = 5.21\ T/ml/poutre\ \ E = 2100000\ Kg/cm^2\ \ I = 3620489.87\ cm^4$

$$Y_{max} = 0.87\ cm$$

- Sous retrait + ΔT :

$c = 271.7\ T.m \quad E = 2100000\ Kg/cm^2 \quad I = 2792038.56\ cm^4$

$$Y_{max} = \frac{cl^2}{32EI}$$

$$Y_{max} = 0.7\ cm$$

- Sous groupe de charge gr14 :

  On considère la section mixte (poutre métallique et la dalle en béton) la flèche maximum due a un moment est donné par :

$$Y_{max} = \frac{ml^2}{8EI}$$

$m = 274.26\ T.ml/poutre\ E = 2100000\ Kg/cm^2\ \ I = 3620489.87\ cm^4$

$$Y_{max} = 2.18\ cm$$

  - Déformation sous l'effet dynamique :

    $Y_{\max dyn} = 1.072 \times 2.18 = 2.34\ cm$

    $\frac{1}{2} f_{surcharge} = 1.17\ cm < f_{adm} = 2.2\ cm$ ➔ La condition de la flèche est vérifiée.

    La contre flèche appliqué égale à : $Y = 3.51\ cm$

2- Travée 2 : $L = 28\ m$

La flèche admissible égale à

$$f_{adm} = \frac{28}{1000} = 0.028\ m$$

$$f_{adm} = 2.8\ cm$$

- Sous poids propre :

On considère la poutre métallique seule, sous une charge repartie la flèche maximum est donnée par la formule suivante :

$$Y_{max} = \frac{ql^4}{384EI}$$

$q = 1.15\ T/ml/poutre \quad E = 2100000\ Kg/cm^2, I = 879752.316\ cm^4$

$$Y_{max} = 0.99\ cm$$

- Sous le poids des compléments de charge permanente :

On considère la section mixte (poutre métallique et la dalle en béton)
Sous une charge répartie (dalle+superstructure) la flèche maximum est donnée par la formule suivante :

$$Y_{max} = \frac{ql^4}{384EI}$$

$q = 5.21\ T/ml/poutre \quad E = 2100000\ Kg/cm^2 \quad I = 3620489.87\ cm^4$

$$Y_{max} = 1.09\ cm$$

- Sous retrait + ΔT :

$m_1 = 100.53\ T.ml \quad m_2 = 153.51\ T.ml \quad E = 2100000\ Kg/cm^2$
$I = 2792038.56\ cm^4$

$$Y_{max} = \frac{(m_1 + m_2)l^2}{16EI}$$

$$Y_{max} = 2.12\ cm$$

- Sous groupe de charge gr14 :

On considère la section mixte (poutre métallique et la dalle en béton) la flèche maximum due a un moment est donné par :

$$Y_{max} = \frac{ml^2}{8EI}$$

$m = 269.97\ T/ml/poutre\ E = 2100000\ Kg/cm^2 \quad I = 3620489.87\ cm^4$

$$Y_{max} = 3.48\ cm$$

➢ Déformation sous l'effet dynamique :

$Y_{\max dyn} = 1.072 \times 3.48 = 3.73\ cm$

$\frac{1}{2} f_{surcharge} = 1.86\ cm < f_{adm} = 2.8\ cm$ ➔ La condition de la flèche est vérifiée.

La contre-flèche appliqué égale à : $Y = 5.97\ cm$.

10. Vérification de la stabilité

10.1. Vérification au voilement de l'âme de la poutre :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques mince soumise à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement),
Le voilement est vérifié par **fascicule 61 titre 5, article 18 – voilement des plaques – Raidissage.**
Contrainte critique :
L'effort de panneau à vérifier est délimité par les semelles et les entretoises, les contraintes critiques sont :

$$\sigma_K = K_T \times \sigma_c \; ; \; \tau_K = K_2 \times \sigma_C$$

Avec :

$$\sigma_C = \frac{\pi^2 . E}{12(1-\nu^2)} (\frac{t}{b})^2$$

E: Module d'élasticité de l'acier
ν: Coefficient de poisson
K_T: Coefficient fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normales à celui-ci.
t: Épaisseur de l'âme.
h: Hauteur de l'âme.

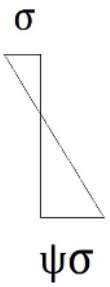
10.2. Principe de vérification :

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.
Les linges définissant le panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire.
La justification est la même on vérifie :

$$S_\sigma^2 \times \left(\frac{\sigma}{\sigma_K}\right)^2 + (\frac{\tau}{\tau^*})^2 < 1.8$$

σ_C, σ_K : Valeur algébrique des contraintes normales de compression et de traction dans la section médiane du panneau considéré.
σ : Contrainte de compression.
τ : Contrainte de cisaillement.
σ_K : Contrainte normale critique de voilement.
σ_i : Contrainte dans la semelle inférieure.
σ_s : Contrainte dans la semelle supérieure.
τ_K : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

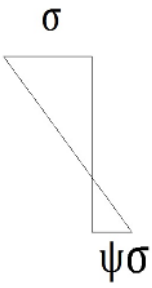
Pour calculer les contraintes critiques, on a utilisé des relations qui se basent sur les abaques de MM. Kloppel et Scheer.



$$\begin{cases} \psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} \\ \psi \leq -1 \\ \alpha \geq 0.667 \end{cases} \qquad K_\sigma = 23.9\,, S_\sigma = 1$$



$$\begin{cases} 0 \leq \psi \leq 1 \\ \alpha \geq 1 \; K_\sigma = \dfrac{8.4}{\psi + 1.1} \\ \alpha \leq 1 \; K_\sigma = \left(\alpha + \dfrac{1}{\alpha}\right)^2 \left(\dfrac{2.1}{\psi + 1.1}\right) \end{cases}$$



$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$\begin{cases} K_\sigma = (1 + \psi).\ K_\sigma(\psi = 0) - \psi.K_\sigma(\psi = -1) + 10\psi(1 + \psi) \\ S_\sigma = 1.4 + 0.4\psi \end{cases}$$

Le voilement sera vérifié seulement dans le cas la phase d'exploitation

.

	$S1$	$S2$	$S3$
$a\ (cm)$	785	700	700
$b\ (cm)$	115	111	110
$t\ (cm)$	1,5	1,5	1,8
$\alpha = a/b$	6,826086957	6,306306306	6,363636364
$k_\tau = 5{,}35 + (4/\alpha^2)$	5,435845268	5,450579592	5,44877551
$Tg\ (kg)$	284119,65	284120,65	284119,65
$Ig\ (cm4)$	37370000	5030000	5588000
$M\ (Kg.cm)$	49828519	49828519	−99055000
$Vs\ (cm)$	3,5	0,52	2,7
$\sigma s\ (kg/cm^2)$	−4,666840153	−5,151258425	47,86122047
$Vi\ (cm)$	123	119	117
$\sigma i\ (kg/cm^2)$	164,0060968	1178,845678	−2073,98622
$\psi = \sigma i/\sigma s$	−35,14285714	−228,8461538	−43,33333333
$K\sigma$	23,9	23,9	23,9
$S\sigma$	1	1	1
$\sigma_C = (\pi^2.E/12(1-\nu^2))(t/b)^2$	327,1775483	351,1827836	514,9396058
$\sigma^{\square} = K_\sigma.\sigma_C\ (kg/cm^2)$	7819,543406	8393,268528	12307,05658
$S_\sigma.(\sigma/\sigma^{\square})^2$	0,010513688	0,471465129	0,678736555
$\tau^{\square} = K_\tau.\sigma_e(kg/cm^2)$	1778,486528	1914,149713	2805,790314
$\tau\ (kg/cm^2)$	1647,070435	1706,43033	1434,947727
$(\tau/\tau^{\square})^2$	0,857675854	0,79474045	0,261554224
$(\tau/\tau^{\square})^2 + S_\sigma.(\sigma/\sigma^{\square})^2$	0,868189543	1,266205579	0,940290779
$valeur\ admissible$	1,8	1,8	1,8
$Etat$	ok	ok	ok

10.3. Conclusion :

Le voilement est vérifier il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme

10.4. Vérification au déversement

Le déversement sera vérifié avec le **fascicule 61 titre 5, article 19**
Le déversement est un phénomène d'instabilité d'écoulement de la flexion et de la torsion de la poutre
Nous aurons à admettre une sécurité suffisante de la contrainte due à la flexion par rapport à la contrainte critique de déversement si la contrainte σ_f due à la flexion.

$$\sigma f < f(\sigma f^{\square})$$

Avec :

$$\begin{cases} f(\sigma f^{\square}) = \sigma_e \left[1 - 0.375 \times \dfrac{\sigma_e}{\sigma f^{\square}}\right] si\ \sigma f^{*} \geq 0.75 \times \sigma_e \\ f(\sigma f^{\square}) = 0.66 \times \sigma f^{\square}\ si\ \sigma f^{\square} \leq 0.75 \times \sigma_e \end{cases}$$

Avec :
σf : Contrainte de flexion maximale due a l'ossature mixte.
$\sigma f^{\square}$: Contrainte critique de déversement.

Le moment critique de déversement $M^{\square}$:

$$M^{\square} = \frac{m1 \times m2}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times K}$$

Avec :

$$m1 = 3.54 \times \sqrt{\sqrt{1 + \frac{2.1}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha}}$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times G \times K}{E \times I_y} \times \left(\frac{l}{b}\right)^2$$

$$m2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}}$$

L: Portée de la pièce fléchie.$(L = 350cm)$
I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axeYY'.
b : Hauteur de la pièce.
K : Le moment de torsion de la pièce considéré.
E : Module d'élasticité longitudinal.
G : Module d'élasticité transversal.

$$G = \frac{1}{2 \times (1 + \upsilon)} \times E = \frac{1}{2 \times (1 + 0.3)} \times 21 \times 10^5$$

$$G = 0.8077 \times 10^6\ kg/cm^2$$

Pour notre cas, on a choisi la section de la poutre sur appui, parce qu'elle nous donne la valeur la plus petite de $\sigma f^{\square}$

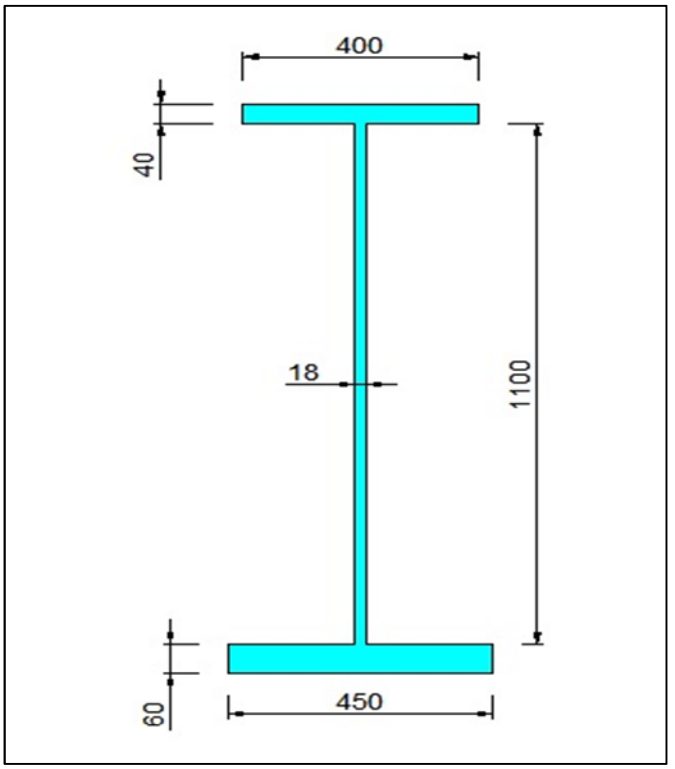


Figure 39 section sur appui S3

- Calcul de l'inertie de la section par rapport à YY'

$$I_{yy'} = \frac{4 \times 40^3}{12} + \frac{112 \times 1.8^3}{12} + \frac{6 \times 45^3}{12} = 66949.29\ cm^4$$

- Calcul du moment d'inertie de torsion K :

$$K = \frac{1}{3}\sum a_i \times t_i^3 = 4307.17\ cm^4$$

- Calcul de *m1* et *m2* :
  m1 dépond des conditions d'appui de la poutre et de la disposition des charges, pour une charge uniformément repartie

$$m1 = 3.54 \times \left| \sqrt{1 + \frac{2.1}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right| \quad ==> \quad m1 = 1.023$$

$$\alpha^2 = \frac{4 \times G \times K}{E \times I_y} \times \left(\frac{l}{b}\right)^2 = 0.842$$

$$\alpha = 0.91$$

$$m2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} \quad ==> \quad m2 = 3.58$$

  Alors le moment critique est égal à :

$$M_{\square} = \frac{m1 \times m2}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times K} \quad ==> M_{\square} = 2.32\ T.cm$$

- Calcul de $\sigma f_{□}$:

$$\sigma f_{□} = \frac{M_{□}}{W_s} = \frac{2.29 \times 10^5}{27638.1943} = 7.6\ T/cm^2$$

$$0.75 \times \sigma_e = 0.75 \times 3.35 = 2.66\ T/cm^2$$

$$\sigma f_{□} > 0.75 \times \sigma_e$$

$$f(\sigma f_{□}) = \sigma_e \times \left(1 - 0.375 \times \frac{\sigma_e}{\sigma f_{□}}\right) = 2.8\ T/cm^2$$

- Calcul de σ_f

C'est la contrainte de la semelle supérieure de flexion due à la charge permanente, (ossature métallique).

$$\sigma_f = 1.24\ T/cm^2$$

$$\sigma f < f(\sigma f_{□})$$

$$donc\ la\ sécurité\ vis - à - vis\ du\ déversement\ est\ assurée.$$

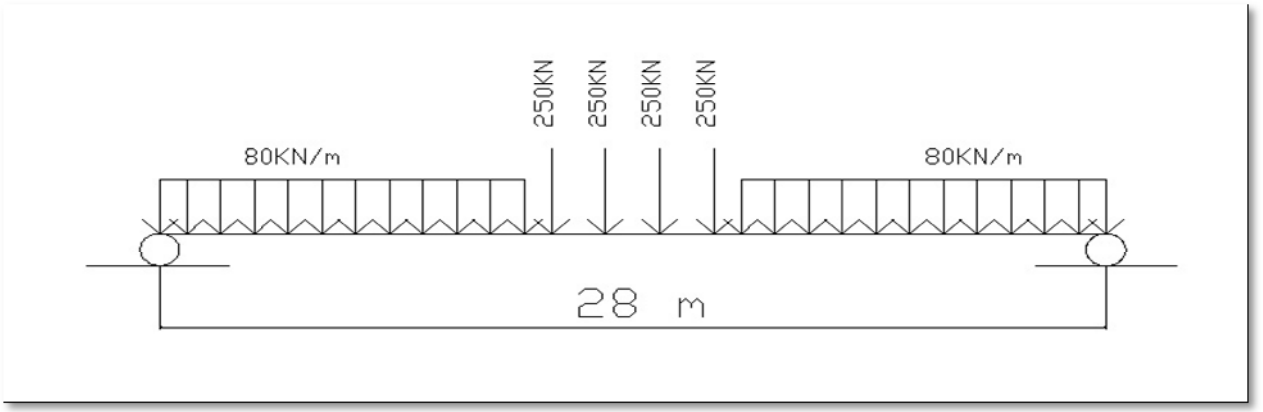
11. Etude de la dalle

11.1. Flexion générale

Pour le calcul du moment de flexion générale, on prendra que le milieu de la dalle (mi-travée) ou le moment est maximal.
Coefficient de majoration dynamique :

$$\phi_2 = 1.072$$

La disposition la plus défavorable est donnée par celle qui suit :



11.1.1. Charge uniformément répartie :

$$M_y = \frac{4pb}{\pi} \rangle\!\rangle\ \mu\ sin\frac{\pi x}{l} \qquad pour\ x = \frac{l}{2} \qquad sin\frac{\pi x}{l} = 1$$

$$M_y = \frac{4pb}{\pi} \rangle\!\rangle\ \mu$$

$\sum \mu$: aire de la ligne d'influence μ_α(charge uniforme dans le sens transversal) ou la somme des μ_α (charge concentrée dans le sens transversal) de la fibre considérée
Le cas le plus défavorable est donnée par la fibre « 1.35 »

$Charge$	$\rangle\!\rangle\ \mu\ =$
$Charge\ permanente$	0.0926
$Surcharge\ UIC$	0.1117
	−0.0254
$Surcharge\ sur\ accotement$	−0.524

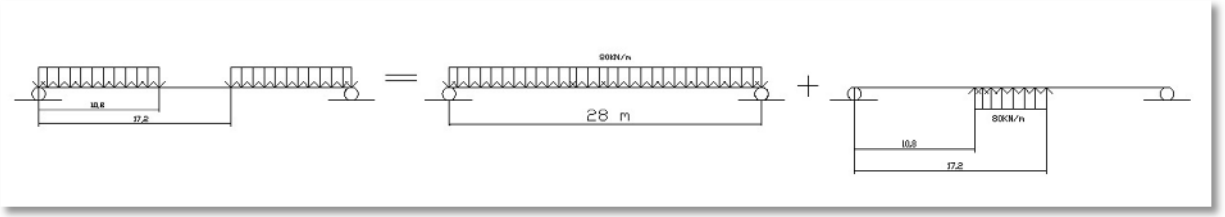
Poids propre et superstructure :

$$P_{moy} = 1.55\ T/m^2$$

$$M_y = \frac{4 \times 1.55 \times 6.605}{\pi}(0.0926) = 1.2\ T.m/ml$$

Charge uniformément répartie de l'UIC :

Pour la charge UIC, on distingue Cas1+Cas2

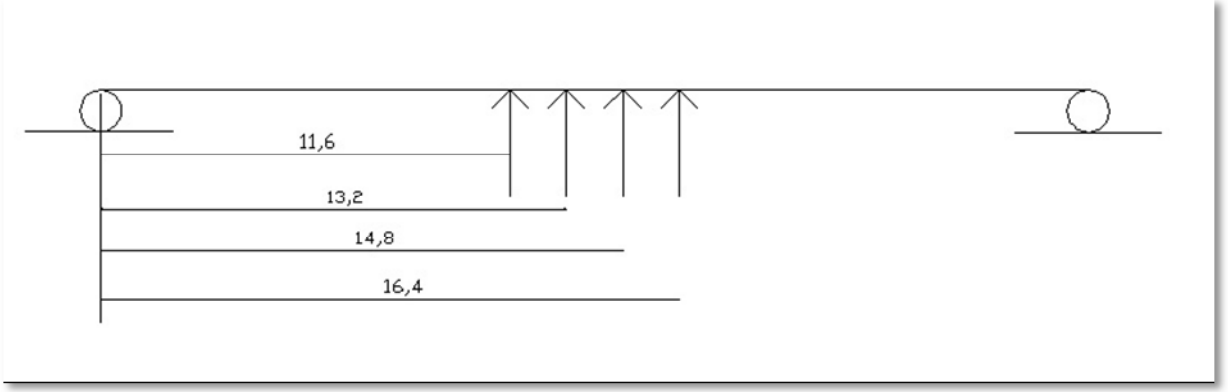


Pour le cas1 : $P = 4000\ Kg/ml$

$$M_y^+ = \frac{4 \times 4 \times 6.605}{\pi} 1.072(0.1117) = 4.03\ T.m/ml$$

$$M_y^- = \frac{4 \times 4 \times 6.605}{\pi} 1.072(-0.0254) = -0.92\ T.m/ml$$

Pour le cas2 : la charge répartie sur $6.4\ m$ sera remplacée par quatre essieux de $-12.8\ T$ chacun suivant la disposition suivante :



11.1.2. Charges concentrées :

$$M_y = \frac{2pb}{l} \rangle\ \mu\ sin\frac{\pi c}{l} sin\frac{\pi x}{l} \qquad pour\ x = \frac{l}{2} \qquad sin\frac{\pi x}{l} = 1$$

$$M_y = \frac{2pb}{l} \rangle\ \mu\ sin\frac{\pi c}{l}$$

$$P = \frac{25 - 12.8}{2} = 6.1\ T$$

$$M_y^+ = \frac{2 \times 6.1 \times 6.605}{28} 1.072(0.1117)\ [sin\frac{16.4 \times \pi}{28} + sin\frac{14.8 \times \pi}{28} + sin\frac{13.2 \times \pi}{28} + sin\frac{11.6 \times \pi}{28}]$$

$$M_y^+ = 0.97\ T.m/ml$$

$$M_y^- = \frac{2 \times 6.1 \times 6.605}{28} 1.072(-0.0254)\ [sin\frac{16.4 \times \pi}{28} + sin\frac{14.8 \times \pi}{28} + sin\frac{13.2 \times \pi}{28} + sin\frac{11.6 \times \pi}{28}]$$

$$M_y^+ = -0.22\ T.m/ml$$

Surcharge sur accotement :

$$p = \frac{0.5}{20} + 0.2 = 0.225\,T$$

$$M_y^- = \frac{4 \times 0.225 \times 6.605}{\pi}(-0.542) = -1.03\,T.m/ml$$

Le tableau qui suit récapitule les derniers résultats :

$charge$	M^+	M^-
CP	1.2	/
$Surcharge\ UIC \times \phi_2$	5	−1.14
$Surcharge\ sur\ accotement$	/	−1.03

11.2. Flexion locale

Le hourdis est appuyé sur les poutres principales et l'entretoises d'about avec des encorbellements de part et d'autre.

$\begin{cases} L_x = 2.7 \\ L_y = 28 \end{cases}$ ➔ $\rho = \frac{2.7}{28} = 0.096$ □ 0.4

Le hourdis est calculé en flexion local comme une poutre continue de largeur $b = 1.00\,m$ sur appuis

11.2.1. Evaluation des charges :

Dalle centrale :

Elément	dimension x densité	Total (Kg/m²)
Dalle	0.35 × 2500	875
Chape d'étanchéité	0.03 × 2200	66
Ballast+traverse	0.6 × 2000	1200
	Total	2141

Donc la charge permanente $q_1 \approx 2141\ Kg/m^2$

Dalle encorbellement :

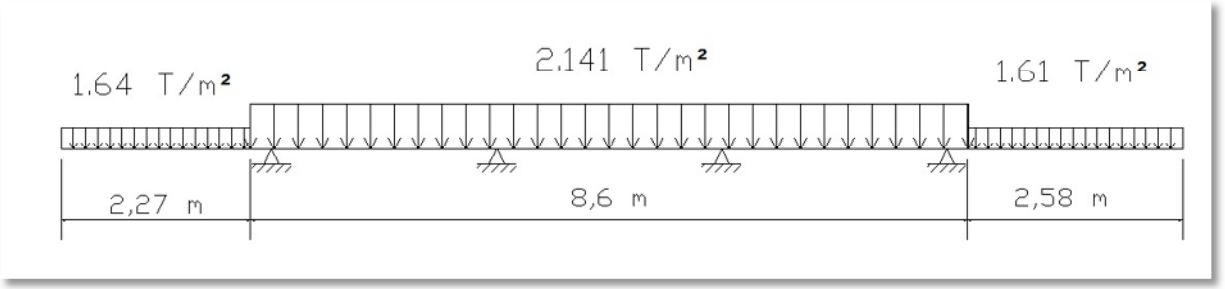
- Coté droite :

Elément	Dimension x densité	Total (Kg/m²)
Dalle	0.35 × 2500	875
Trottoir	0.2 × 2500	500
Corniche	500/2.58	193.8
Garde corps	100/2.58	38.76
	total	1606.76

- Coté gauche :

Elément	Dimension x densité	Total (Kg/m²)
Dalle	0.35 × 2500	875
Trottoir	0.2 × 2500	500
Corniche	500/2.27	220.26
Garde corps	100/2.27	44.05
	total	1639.31

Le schéma de calcul est :



Le calcul de moment est par un logiciel de calcul :

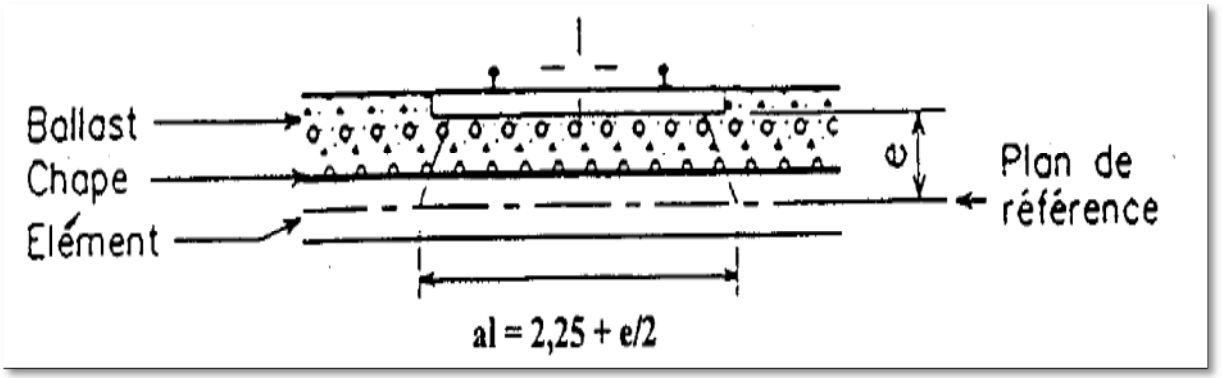
$$M^{+} = 1.537\ T.m$$
$$M^{-} = -6.311\ T.m$$

11.2.2. Calcul des efforts dans la dalle sous l'effet des surcharges :

D'après le livret 2.01, le calcul se fera suivant deux hypothèses de répartition des surcharges.

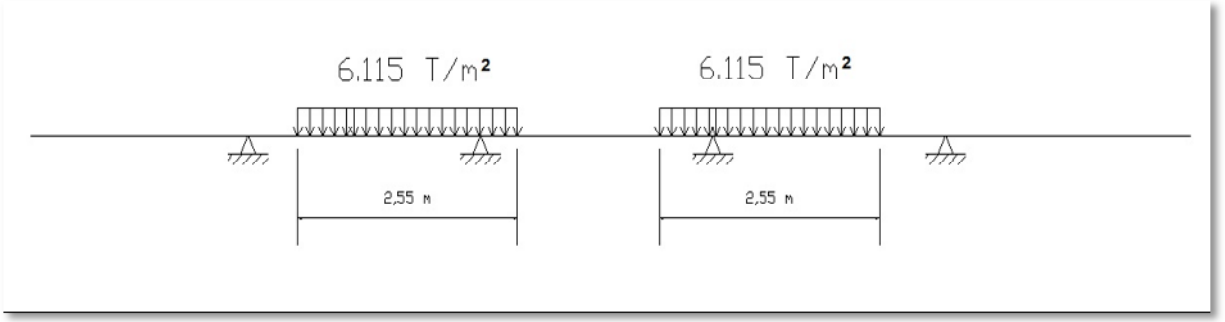
1er Hypothèse :

On suppose que la surcharge $p = 25\ T$ d'un essieu se répartie sur une bande de $(2.25 + e/2)$ de longueur.



$$P = \frac{25}{1.6 \times a_1}$$
$$e = 0.175 + 0.44 = 0.61$$
$$a_1 = 2.25 \times \frac{0.61}{2} = 2.55\ m$$

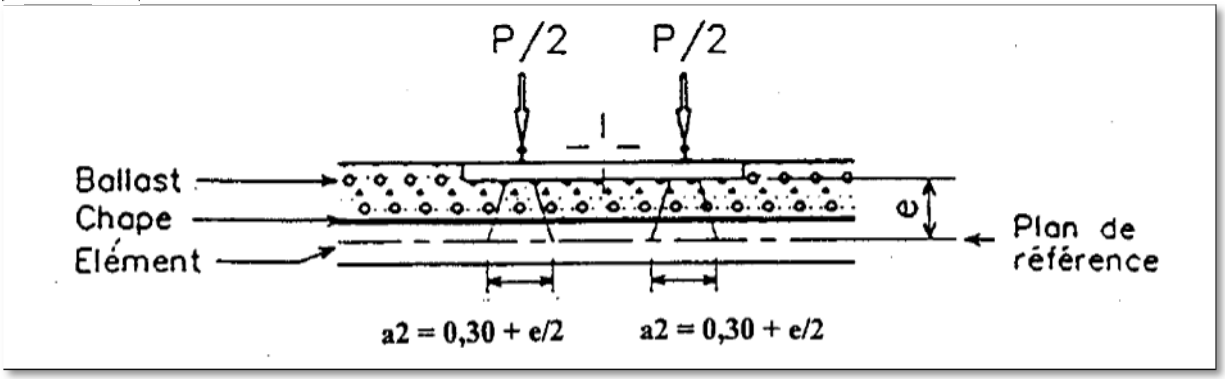
Ce qui nous donne : $p = 6.115\ T/m^2$



$$M^{+} = 3.85\,T.m$$
$$M^{-} = -2.88\,T.m$$

2ème hypothèse :

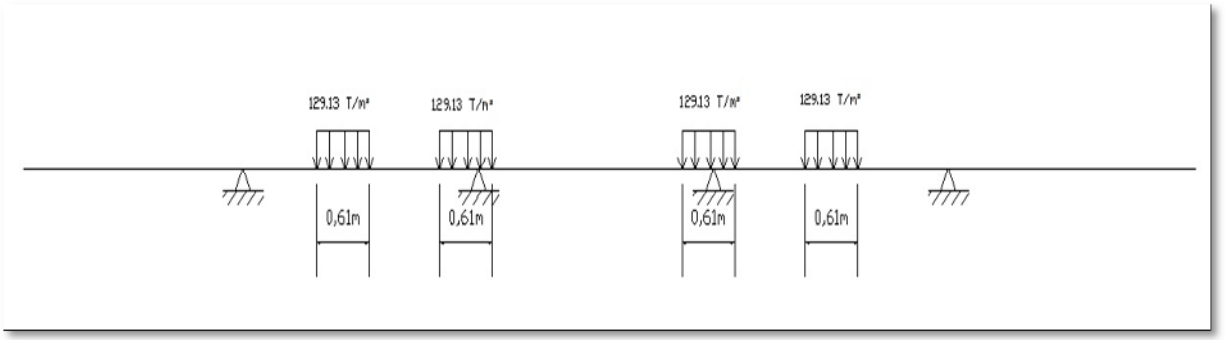
On suppose que la surcharge $p = 25\,T$ d'un essieu se répartie sur deux bandes de largeur $(e + 25cm)$



$$P = \frac{25}{2 \times a_2 \times 1.6}$$
$$e = 0.175 + 0.44 = 0.61$$
$$a_2 = 0.3 + \frac{e}{2} = 0.3 + \frac{0.61}{2} = 0.605\,m$$

La charge répartie est $p = 129.13\,T/m^2$

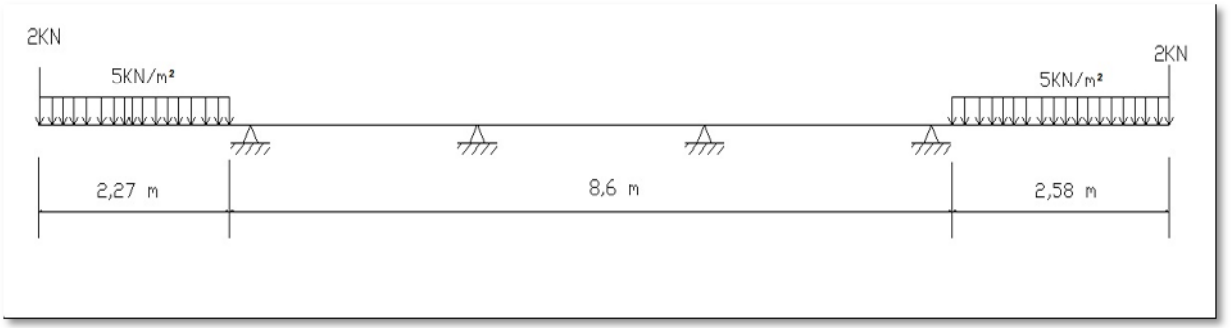
Le schéma de calcul est :



$$M^{+} = 4\,T.m$$
$$M^{-} = -2.33\,T.m$$

11.2.3. Surcharge sur accotement :

Schéma statique :



Les résultats sont : $M^+ = 0.542\ T.m$ $M^- = -2.553\ T.m$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$charge$	M^+	M^-
CP	1.537	−6.311
$Surcharge\ UIC \times \phi_2$	4.127	−3.08
	4.29	−2.45
$Surcharge\ sur\ accotement$	0.542	−2.553

11.2.4. Combinaison d'action :

$$1.35\ G + 1.45\ gr + 1.2\ AQS$$

$$M_U^+ = 1.35 \times (1.2 + 1.537) + 1.45 \times (4 + 5) + 1.2 \times (0.542)$$

$$M_U^+ = 17.39\ T.m/ml$$

$$M_U^- = 1.35 \times (1.2 - 6.311) + 1.45 \times (-2.88 - 3.08) + 1.2 \times (-2.553 - 1.03)$$

$$M_U^- = -19.84\ T.m/ml$$

11.3. Calcul du ferraillage

11.3.1. Ferraillage de la nappe inférieure :

$$M_U^+ = 17.39\,T.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.39 \times 10^{-2}}{1 \times 0.315^2 \times 17} = 0.103 < 0.186$$

⇨ Donc pas d'acier comprimé

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.103}\right) = 0.136$$

$$Z = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.136) = 0.3\,m$$

$$A_s = \frac{17.39 \times 10^{-2}}{0.3 \times 348} = 16.66\,cm^2$$

Choix des barres : 6HA20 espacé de 20 cm

11.3.2. Ferraillage de la nappe supérieure :

$$M_U^- = -19.84\,T.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.84 \times 10^{-2}}{1 \times 0.315^2 \times 17} = 0.12 < 0.186$$

⇨ Donc pas d'acier comprimé

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}\right) = 0.16$$

$$Z = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.16) = 0.29\,m$$

$$A_s = \frac{19.84 \times 10^{-2}}{0.29 \times 348} = 19.66\,cm^2$$

Choix des barres : 5HA25 espacé de 25 cm

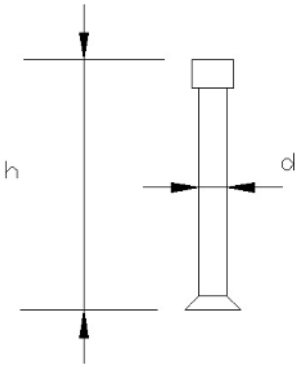
12. Connexion

12.1. Définition

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi, il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.
Toute la théorie de l'élément mixte acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe, une liaison entre l'acier et le béton. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.
On distingue quatre genres de connexion, qui se différenciant par leur mode de fonctionnement :

- La connexion par buter, qui bloque l'effort horizontal avec plus ou moins de brutalité selon son degré de raideur.
- La connexion par encrages, qui travaille en traction comme des barres d'encrage ou comme des étriers de ferraillage.
- La connexion par butées et ancrage, qui reprend les deux modes précédents.
- La connexion par frottement, peu employée, consiste à modéliser le frottement entre le béton et un plat vertical continue soudée sur la semelle de la poutre au moyen d'une précontraintes transversale de la dalle.

Pour notre cas, le choix c'est porté sur des connecteurs de type **goujons**. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.
La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types des connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



Avec :

$$\frac{h}{d} > 4.2$$

Les connecteurs utilisés sont de type goujon ST 37 3K Fe355

$$d = 22\,mm$$
$$h = 18\,cm$$

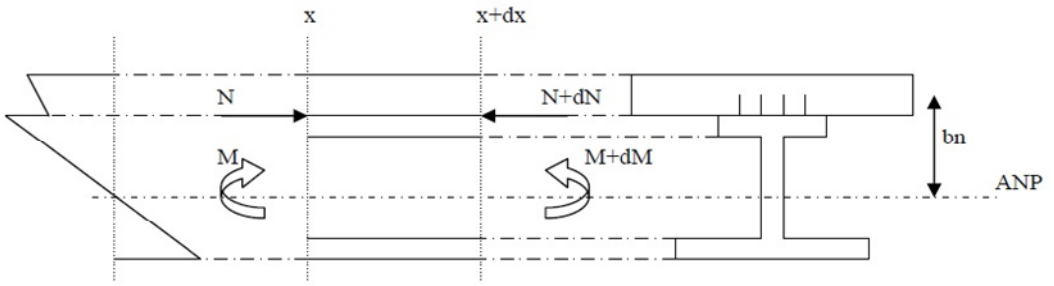
12.2. Calcul des connecteurs :

12.2.1. Principe du calcul :

Le but de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. Les connecteurs sont soumis au glissement du aux actions généré après prise du béton et sous le poids des superstructures (équipement du tablier) et des actions variables (groupe de charge, surcharge sur accotement). Le nombre des connecteurs nécessaires sera déterminé à l'ELS et à l'ELU.

Le glissement peut s'exprimer :

$$g = \frac{(N + dN) - N}{dx} = \frac{dN}{dx}$$



La théorie du glissement montre donc que le glissement de la dalle sur les poutres peut s'écrire :

$$g = \frac{V \times B \times b_n}{n \times I_n}$$

Avec :

V : Effort tranchant du aux actions extérieures.

B : Aire de la section de béton

b_n : distance entre centre de gravité de la section mixte et le centre de gravité du béton en fonction de n.

I_n : inertie de la poutre mixte en fonction de n.

12.2.2. Résistance d'un connecteur :

La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance :

$$R1 = 67\frac{d^2 \times \sqrt{fcj}}{1.3}$$
$$R1 = 136.62\,KN$$

Soit par cisaillement de l'acier avec la résistance :

$$R2 = 0.7 \times \frac{\pi \times d^2}{4}\sigma_c$$
$$R2 = 94.41\,KN$$

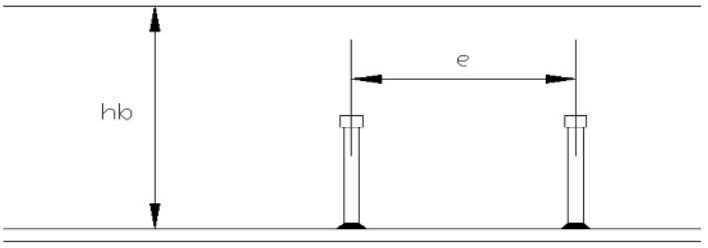
La résistance à la rupture d'un connecteur est donc :

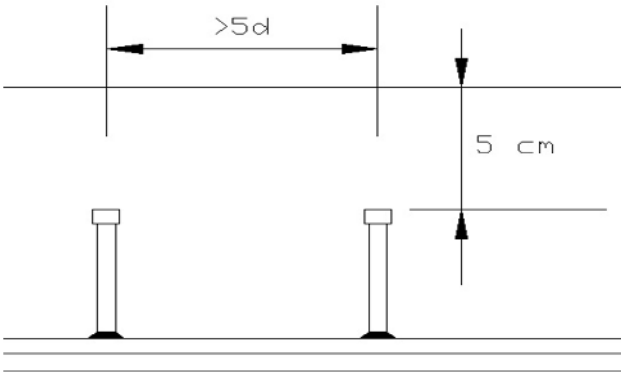
$$R = MIN(R1, R2)$$
$$R_{ELU} = 94.41\,KN$$
$$R_{ELS} = 0.6 \times 94.41 = 56.64\,KN$$

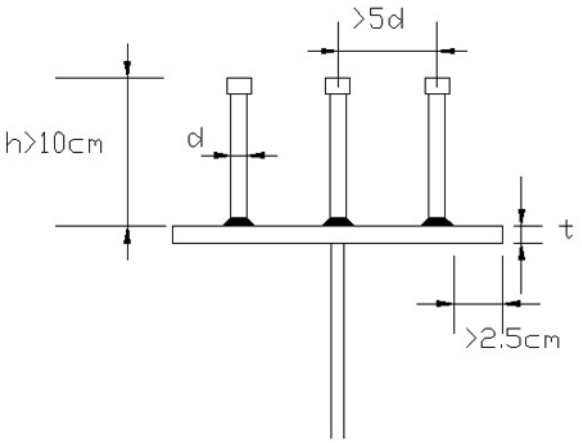
12.2.3. Dispositions constructives concernant la connexion (type goujon) :

D'âpres EC4 :

Espacement uniforme < min{80 cm ; 4 × h_b}



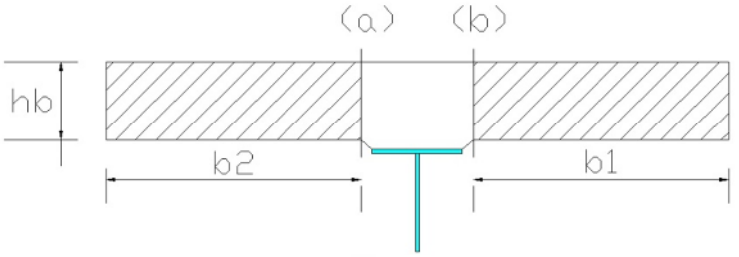




$d < 2t\ semelle\ tjr\ comprimée$
$d < 1.5t\ semelle\ tjr\ tendue$

12.3. Vérification à l'ELS

12.3.1. Glissement : « béton non-fissuré »



$$\tau = \frac{V.S_{b2}}{I_n.h_b}$$

Condition à vérifié :

$$\tau < f_{tj}$$
$$f_{tj} = 2.4\ MPA$$

Avec :

$$S_{b2} = b_2 \times h_b \times V_b/n$$

On doit prendre en considération dans le calcul de glissement les phases constructions,
Pour $n = 18$ « CCP »
Pour $n = 6$ « surcharge »
On utilise la table Excel pour le calcul de glissement ;

$$\tau = 0.541\ MPA$$
$$\tau < 2.4\ MPA$$
$$vérifié$$

12.3.2. Retrait :



$$\tau = \frac{\int \sigma_{retrait}.dA}{b_{eff}.h_b}$$

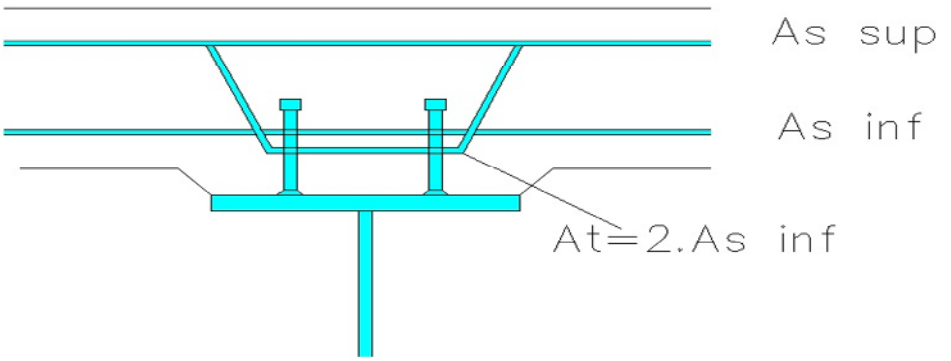
$$\tau = \frac{\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}.b_2}{b_{eff}}$$

On utilise la table Excel pour la détermination du $\max[\frac{(\sigma_1+\sigma_2)}{2}]$

$$MAX\left|\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right| = 1.69\ MPA$$
$$\tau = 0.69\ MPA$$
$$\tau < 2.4\ MPA$$
$$vérifié$$

12.4. Armature transversale

$A_{sup}\ et\ A_{inf}$ Acier d'armature normale à l'axe de la poutre $A = A_{sup} + A_{inf}\ (mm^2/ml)$



12.4.1. Vérification à l'ELU

$$A_t = A_{sup} + A_{inf} \geq \frac{h_b \times \tau_u}{f_e}.1000$$

Il faut que : $A_{inf} \geq 0.5 \times A_t$

$$A_t = 9806.4\ mm^2$$

$$\frac{350 \times 2.13}{400} \times 1000 = 1863.75$$

$$A_t > 1863.75$$

$$condition\ vérifié$$

$$A_{inf} = 1666\ mm^2$$

$$0.5 \times 1863.75 = 931.875\ mm^2$$

$$A_{inf} > 931.875$$

$$condition\ vérifié$$

12.4.2. Vérification à l'ELS

$$A_t = A_{sup} + A_{inf} \geq \frac{h_b \times \tau_u}{\frac{2.f_e}{3}}.1000$$

Il faut que : $A_{inf} \geq 0.5 \times A_t$

$$\frac{350 \times 2.13}{\frac{2 \times 400}{3}} \times 1000 = 2795.62\ mm^2$$

$$A_t > 2795.62\ mm^2$$

$$condition\ vérifié$$

$$0.5 \times 2795.62 = 1397,81\ mm^2$$

$$A_{inf} = 1666\ mm^2$$

$$A_{inf} > 1397.81\ mm^2$$

$$condition\ vérifié$$

12.5. Glissement à l'ELS

Nous avons donc à l'ELS

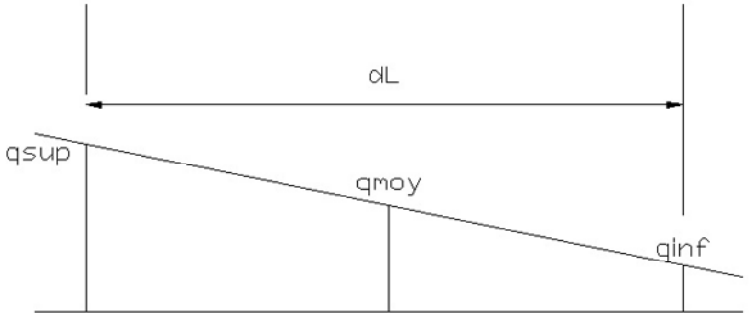
$$g_{ELS} = g_{n=18} + g_{n=6}$$

$g_{n=18}$: Glissement d'où l'effort tranchant du à la superstructure

$g_{n=6}$: Glissement d'où l'effort tranchant du au surcharge (gr 14 et surcharge sur accotement).

Le calcul des glissements à ELS est fait par Excel, l'annexe « connexion » regroupe les valeurs du glissement.

La règle ± 15



$$q_{sup} < 1.15\, q_{moy}$$
$$q_{inf} > 0.85\, q_{moy}$$
$$F_{glissement}\ en\ dL = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} \times dL$$

12.6. Glissement à l'ELU



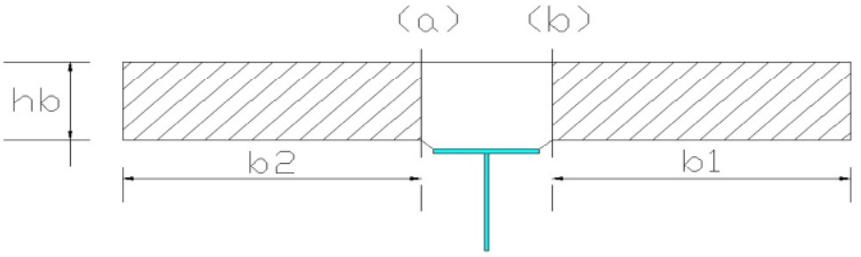
Tronçon $0 - L_1$:

$$F_A = A_a \frac{\sigma_a}{1.05}$$

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_C} \times b_{eff} \times b_h$$
$$G_{ELU} = MIN(F_A, F_B)$$

Calcul de τ_u :

$$\sigma = \frac{F_G^+}{b_{eff} \times h_b}$$



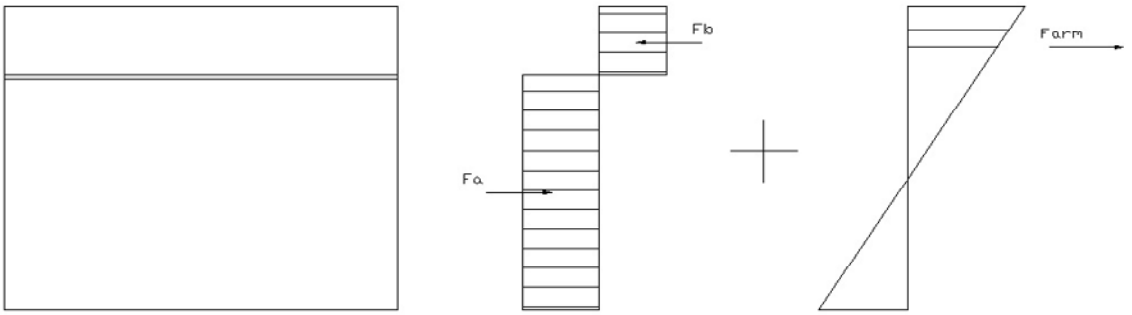
Section (a) :

Notre cas : $F_G^a = F_G^b$

$$F_G^a = F_G^b = b \times \sigma \times h_b$$

Vérification : $\tau_u < \min\{0.13 \times f_{cj}\,; 4\,MPA\}$

Tronçon $L_1 - L_2$



$$F_A = A_a \frac{\sigma_a}{1.05}$$

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_C} \times b_{eff} \times b_h$$

$$G_{ELU} = MIN(F_A, F_B) + F_{arm}$$

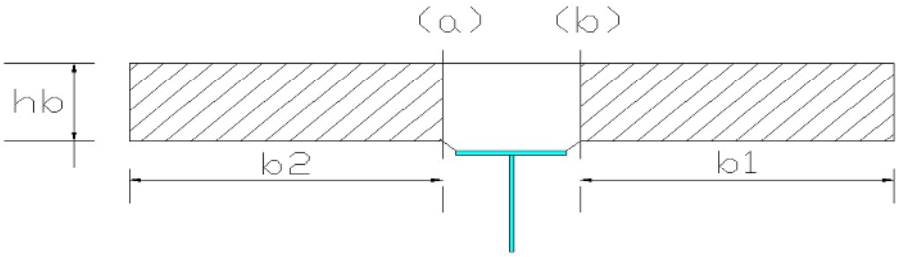
$$F_{arm} = A_{arm} \times \frac{\sigma_e}{1.15}$$

Calcul de τ_u :

$$\sigma = \frac{F_G^+}{b_{eff} \times h_b}$$

Section (a) : notre cas $F_G^a = F_G^b$

$$F_G^a = F_G^b = b \times \sigma \times h_b$$



Vérification : τ_u < min{0.13 × f_{cj} ; 4 MPA}

12.7. Travée 1 (L=22 m)



12.7.1. Tronçon 0 – L_1 (0-11 m)

12.7.1.1. *Glissement à ELU*

$$F_A = A_a \frac{\sigma_a}{1.05} = 0{,}0595 \times \frac{335}{1.05} = 18.98\ MN$$

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_C} \times b_{eff} \times b_h$$

$$F_B = \frac{0.85 \times 30}{1.5} \times 0.35 \times 2.7 = 16.065\ MN$$

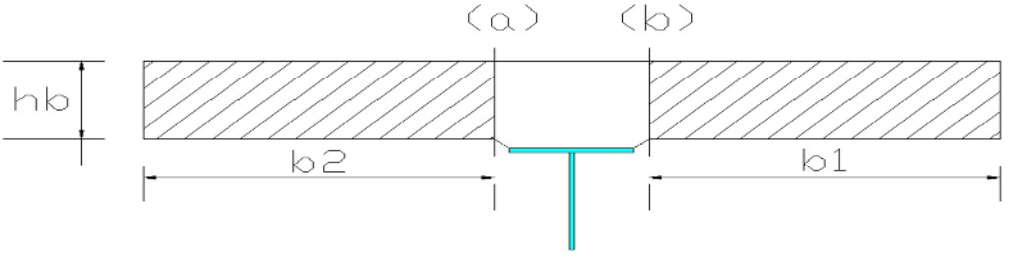
$$G_{ELU} = MIN(F_A, F_B)$$

$$G_{ELU} = 16.065\ MN$$

Calcul de τ_u :

$$\sigma = \frac{F_G^+}{b_{eff} \times h_b} = \frac{16.065}{2.7 \times 0.35} = 17\ MPA$$

Section (a) :



$$F_G^a = F_G^b = b \times \sigma \times h_b$$

$$F_G^a = 1.1 \times 17 \times 0.35 = 6.545\ MN$$

$$\tau_u = \frac{17 \times 1.1}{11} = 1.7\ MPA$$

Vérification : τ_u < min{0.13 × f_{cj} ; 4 MPA}

$$\min\{3.9\ ; 4\ MPA\} = 3.9$$

$$\tau_u = 1.7 < 3.9\ MPA$$

$$condition\ vérifié$$

Nombre de Goujon :

$$N = \frac{G_{ELU}}{R_{ELU}} = \frac{16065}{94.41} = 171\ goujons$$

Espacement des goujons :

$$e = \frac{1100}{171} \approx 6.4\ cm < e_{min} = 10\ cm$$

$$\frac{171}{3} = 57$$

On prend 3 fils de 57 goujons d'espacement 20 cm

12.7.1.2. Glissement à l'ELS

La règle ±15%

- Nombre de connecteur répartie sur dL

On prend

$$q_{sup} = 884.6\ KN/m$$
$$q_{inf} = 721.66\ KN/m$$
$$dL = 1\ m$$
$$q_{moy} = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} = 803.13\ KN/m$$
$$q_{sup} = 884.6 < 1.15\ q_{moy} = 923.59$$
$$q_{inf} = 721.66 > 0.85\ q_{moy} = 642.504$$

$$N = \frac{F_{glissement}}{R_{ELS}}$$
$$N = 15\ sur\ dL = 1m$$

On détermine par la suite le nombre des goujons sur toute la longueur du pont, on se base sur le même principe « règle ±15 % »

Le tableau Excel nous donne :

Pour $L = 11m$

$$N = 78\ goujon$$

x	0 − 4	4 − 11
$Nombre\ de\ goujon$	45	33
$Nombre\ de\ goujon\ d'un\ fils\ de\ 3$	15	11
$espacement\ 3fils(cm)$	25	45

12.7.2. Tronçon $l_1 - l_2$ $(11 - 22\,m)$

12.7.2.1. Glissement à l'ELU

$$F_A = A_a \frac{\sigma_a}{1.05} = 0.0595 \times \frac{335}{1.05} = 18.98\,MN$$

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_C} \times b_{eff} \times b_h$$

$$F_B = \frac{0.85 \times 30}{1.5} \times 0.35 \times 2.7 = 16.065\,MN$$

$$G_{ELU} = MIN(F_A, F_B) + F_{arm}$$

$$F_{arm} = A_{arm} \times \frac{\sigma_e}{1.15}$$

$$F_{arm} = 98.064 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} = 3.41\,MN$$

$$G_{ELU} = 16.065 + 3.41$$

$$G_{ELU} = 19.475\,MN$$

Calcul de τ_u :

$$\sigma = \frac{F_G^+}{b_{eff} \times h_b} = \frac{19.475}{2.7 \times 0.35} = 20.61\,MPA$$

Section (a) :

$$F_G^a = F_G^b = b \times \sigma \times h_b$$

$$F_G^a = 1.1 \times 20.61 \times 0.35 = 7.93\,MN$$

$$\tau_u = \frac{20.61 \times 1.1}{11} = 2.06\,MPA$$

Vérification : $\tau_u < \min\{0.13 \times f_{cj}\,; 4\,MPA\}$

$$\min\{3.9\,; 4\,MPA\} = 3.9$$

$$\tau_u = 2.06 < 3.9\,MPA$$

$$condition\ vérifié$$

Nombre de Goujon :

$$N = \frac{G_{ELU}}{R_{ELU}} = \frac{19475}{94.41} = 206\ goujons$$

$$\frac{206}{3} = 67\ goujons$$

On prend 3 fils de 67 goujons d'espacement égal à 18 cm

12.7.2.2. Glissement à l'ELS

La règle ± 15

- Nombre de connecteur répartie sur dL

  On prend

$$q_{sup} = 1142.07\ KN/m$$
$$q_{inf} = 990.7\ KN/m$$
$$dL = 1\ m$$

$$q_{moy} = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} = 1066.385\ KN/m$$
$$q_{sup} = 1142.07 < 1.15\ q_{moy} = 1226.34$$
$$q_{inf} = 990.7 > 0.85\ q_{moy} = 906.43$$

$$N = \frac{F_{glissement}}{R_{ELS}}$$
$$N = 36\ sur\ dL = 1\ m$$

On utilise le tableau Excel pour la détermination du nombre de goujon
Sur la longueur de $11\ m$

$$N = 137\ goujons$$

La répartition est faite comme suite :

X	$11 - 16$	$16 - 22$
$Nombre\ de\ goujon$	45	92
$Nombre\ de\ goujon\ sur\ fils\ de\ 3$	15	31
$Espacement\ en\ (cm)$	33	19

12.8. Travée 2 (L=28 m)

12.8.1. Tronçon $L_0 - L_1$ (22-36m)

12.8.1.1. Glissement à l'ELU :

Les résultats s'applique pour les deux tançons $(L_0 - L_1) et\ (L_1 - L_2)$

$$F_A = A_a \frac{\sigma_a}{1.05} = 0.0595 \times \frac{335}{1.05} = 18.98\ MN$$

$$F_B = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_C} \times b_{eff} \times b_h$$
$$F_B = \frac{0.85 \times 30}{1.5} \times 0.35 \times 2.7 = 16.065\ MN$$

$$G_{ELU} = MIN(F_A, F_B) + F_{arm}$$

$$F_{arm} = A_{arm} \times \frac{\sigma_e}{1.15}$$
$$F_{arm} = 98.064 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} = 3.41\ MN$$

$$G_{ELU} = 16.065 + 3.41$$
$$G_{ELU} = 19.475\ MN$$

Calcul de τ_u :

$$\sigma = \frac{F_G^+}{b_{eff} \times h_b} = \frac{19.475}{2.7 \times 0.35} = 20.61\ MPA$$

Section (a) :

$$F_G^a = F_G^b = b \times \sigma \times h_b$$
$$F_G^a = 1.1 \times 20.61 \times 0.35 = 7.93\ MN$$

$$\tau_u = \frac{20.61 \times 1.1}{14} = 1.62\ MPA$$

Vérification : $\tau_u < \min\{0.13 \times f_{cj}\ ; 4\ MPA\}$

$$\min\{3.9\ ; 4\ MPA\} = 3.9$$

$$\tau_u = 1.62 < 3.9\ MPA$$

$$condition\ vérifié$$

Nombre de Goujon :

$$N = \frac{G_{ELU}}{R_{ELU}} = \frac{19475}{94.41} = 206\ goujons$$

Sur 3 fils :

$$\frac{206}{3} = 69\ goujons$$

On prend 3 fils de 69 goujons d'espacement 20 cm

12.8.1.2. Glissement à l'ELS :

- Nombre de connecteur répartie sur dL

On prend

$$q_{sup} = 1162.34\ KN/m$$
$$q_{inf} = 1017.89 KN/m$$
$$dL = 1\ m$$
$$q_{moy} = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} = 1090.115\ KN/m$$
$$q_{sup} = 1302.27 < 1.15\ q_{moy} = 1253.63\ KN/m$$
$$q_{inf} = 1140.23 > 0.85\ q_{moy} = 926.6\ KN/m$$

$$N = \frac{F_{glissement}}{R_{ELS}}$$
$$N = 25\ sur\ dL = 1m$$

On détermine par la suite le nombre de goujon sur $L = 14m$ par la même méthode utilisant le tableau Excel.

$$N = 150$$

X	22 − 30	30 − 36
$Nombre\ de\ goujon$	111	39
$Nombre\ de\ goujon\ sur\ un\ Fils\ de\ 3$	37	13
$Espacement\ (cm)$	21	45

12.8.2. Tronçon $L_1 - L_2$ (36-50m)

12.8.2.1. *Glissement à l'ELS :*

- Nombre de connecteur répartie sur dL

On prend

$$q_{sup} = 1187.77\ KN/m$$
$$q_{inf} = 1046.29\ KN/m$$
$$dL = 1\ m$$

$$q_{moy} = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} = 1117.03\ KN/m$$
$$q_{sup} = 1187.77 < 1.15\ q_{moy} = 1284.58$$
$$q_{inf} = 1046.29 > 0.85\ q_{moy} = 949.47$$

$$N = \frac{F_{glissement}}{R_{ELS}}$$

$$N = 22\ sur\ dL = 1\ m$$

On calcul le nombre des goujons de la même façon sur $L = 14m$

$$N = 163$$

X	36 − 42	42 − 50
$Nombre\ de\ goujon$	43	120
$Nombre\ de\ goujon\ d'un\ fils\ de$ 3	15	40
$espacement$	40	20

12.9. Conclusion :

Le nombre de goujon qui sera prise en compte est celui à l'ELS, qui le plus défavorable.
Le tableau récapitule les résultats à prendre :
On prend un nombre de goujon selon l'espacement

x	0-4	4-11	11-16	16-22	22-30	30-36	36-42	42-50
Nombre de goujon	16	24	17	34	45	20	20	45
espacement	25	30	30	18	18	30	30	18

Sur 50 m on a 221 goujons sur 3 fils

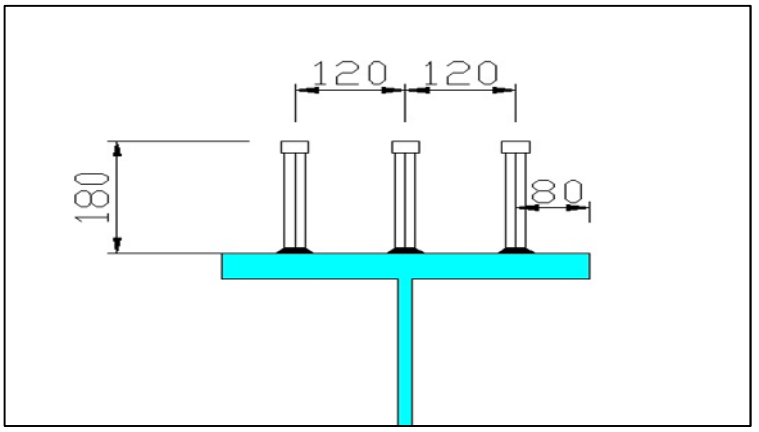
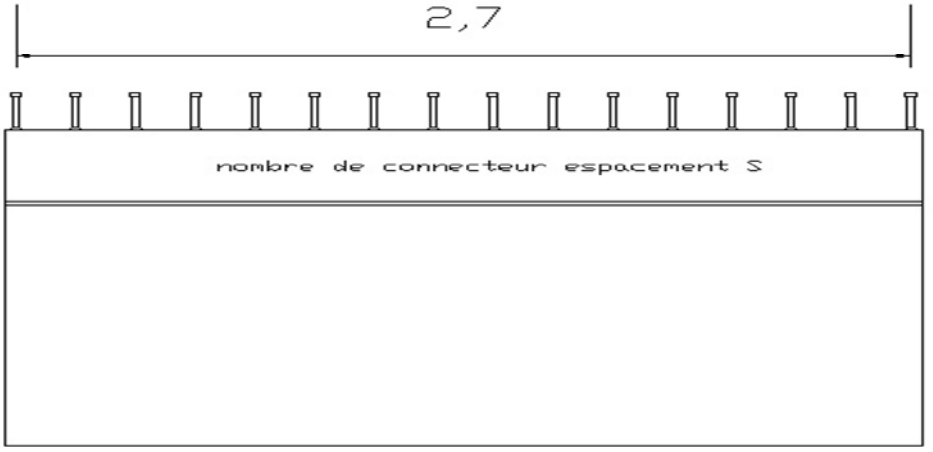


Figure 40 disposition des goujons

12.10. Vérification au retrait

A l'ELS



$$Gr = \frac{N_{retrait}}{b_{eff}}$$

$$Gr \times S < R_{ELS}$$

Avec :

$$R_{ELS} = 54.64\ KN/goujon$$

$$N_{retrait} = 2821.875\ KN$$

$$Gr = \frac{2821.875}{2.7} = 1045.14\ KN/m$$

$$S = 18\ cm$$

$$1045.14 \times \frac{0.18}{16} = 11.76\ KN/goujon < 56.64\ KN/goujon$$

$$vérifié$$

13. Entretoise

13.1. Introduction :

L'importance de l'entretoise réside dans le fait qu'elles sont susceptibles de repartir les surcharges et le poids propre sur les poutres, elles servent aussi de contreventement transversal de l'ouvrage en s'opposant au déversement des poutres. Leurs déformations sont négligeables puisqu'elles sont supposées infiniment rigides.
Pour notre calcul, nous aurons à considérer deux types d'entretoises :

- entretoise d'about.
- entretoise intermédiaire.

13.2. Entretoise d'about :

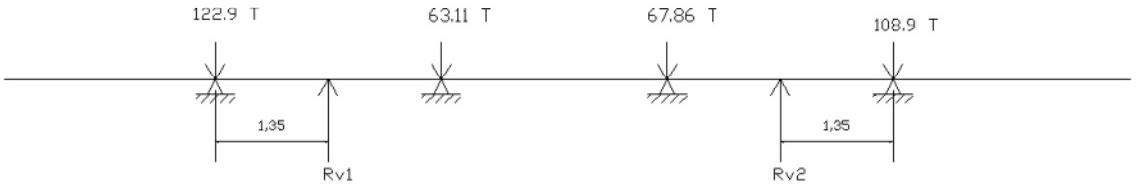
Leur vérification se fera vis-à-vis de l'effort des vérins, lors du soulèvement du tablier pour changer les appareils d'appuis, les entretoises vont supporter le poids propre du tablier sans surcharges d'exploitions.

- Les dispositions des vérins : se fait selon la capacité de soulèvement d'un vérin.

On détermine la réaction maximale du tablier (poutre + superstructure)
On calcul seulement ou on a des réactions maximales, soit donc l'appui central

$$R_1 = 122.9\,T$$
$$R_2 = 63.11\,T$$
$$R_3 = 67.86\,T$$
$$R_4 = 108.9\,T$$

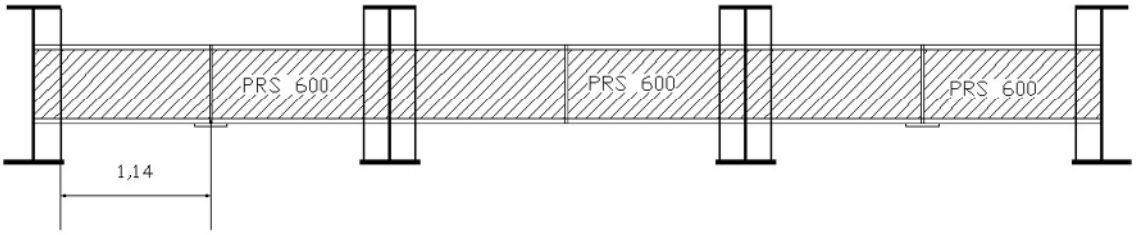
On place deux vérins suivant le schéma de calcul suivant :



$$R_{v1} = 190.7\,T$$
$$R_{v2} = 172.1\,T$$

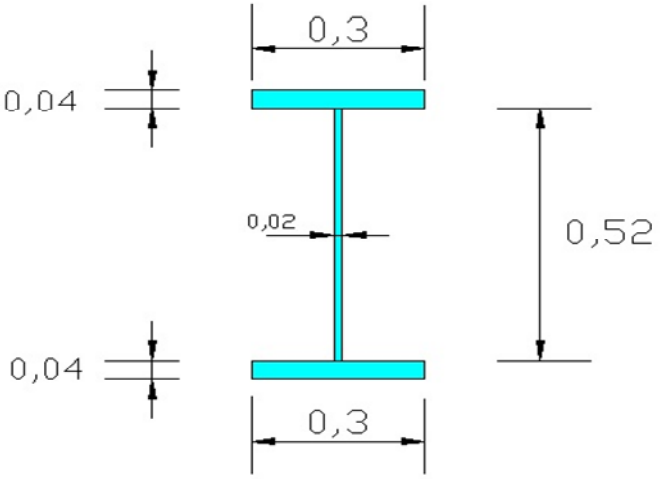
On détermine les efforts internes

$$M_{max} = 165.9\,T.m$$
$$T_{max} = 122.9\,T$$



13.2.1. Choix du profilé

On a choisis pour les entretoises d'abouts un profilé reconstitué soudé « PRS », présenté dans le schéma suivant :



$$I = 0{,}00209571\ \text{m}^4$$

$$v = 0.3\ m$$

$$w = \frac{I}{v} = 0{,}00698571\ \text{m}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w} = 237.5\ \text{MPA}$$

13.2.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{S_{ame}} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142\ MPA$$

$$S_{ame} = 0.00936\ m^2$$

$$\tau = \frac{1.213.68}{0.00936} = 129.7\ MPA$$

Donc :

$$\tau < \bar{\tau}$$

$$Résistance\ au\ cisaillement\ est\ vérifié$$

Au niveau de la fibre neutre,

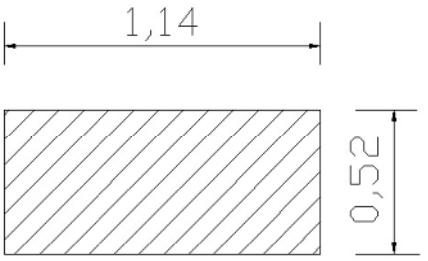
$$(\sigma^2 + 3 \times \tau^2)^{\frac{1}{2}} = (0 + 3 \times 112.4^2)^{\frac{1}{2}} = 224.64\ MPA$$

$$224.64\ MPA < 240\ MPA$$

Donc : le cisaillement est vérifié au niveau de la fibre neutre.

13.2.3. Vérification du panneau au voilement :

$$\sigma_f = 237.5\ \text{MPA}$$
$$\tau = 129.7\ MPA$$



$$a = 1.14\ m$$
$$b = 0.52\ m$$
$$t = 0.018\ m$$
$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{1.14}{0.520} = 2.19$$

$$\alpha > 1$$
$$K_\tau = 5.35 + \left(\frac{4}{\alpha^2}\right)$$
$$K_\tau = 6.2$$

$$\sigma_C = \pi^2 \times \frac{E}{12 \times (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

$$\sigma_C = 160\ MPA$$

$$\psi = -1$$
$$\begin{cases} K_\sigma = 23.9 \\ S_\sigma = 1 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma^{□} = K_\sigma \times \sigma_C = 3824.46\ MPA$$
$$\tau^{□} = K_\tau \times \sigma_C = 992\ MPA$$

$$\left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 + S_\sigma \times \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 \leq 1.8$$

$$\left(\frac{129.7}{992}\right)^2 + 1 \times \left(\frac{237.5}{3824.46}\right)^2 = 0.021 \leq 1.8$$

$$pas\ de\ risque\ de\ voilement$$

13.2.4. Vérification au déversement :

$$L = 114\ cm$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4 \times 30^3}{12} = 9000\ cm^4$$

$$S = 4 \times 30 = 120\ cm^2$$

$$i = \left(\frac{I}{S}\right)^{\frac{1}{2}} = 8.66\ cm$$

$$\gamma = \frac{L}{i} = 13.16 < 20 \quad piece\ coutre$$

$$\sigma = 237.5\ MPA < 240\ MPA$$

$$pas\ de\ risque\ de\ déversement$$

13.3. Entretoise intermédiaire

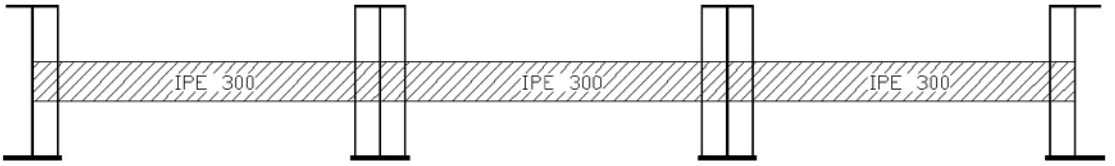
Les entretoise intermédiaires ne portent pas la dalle, elles serviront essentiellement de solidariser les poutres entre-elles.

13.3.1. Principe de vérification :

Les entretoises sont des éléments qui servir à un contreventement des poutres, permet de minimiser le voilement des âmes, les entretoises sont vérifiés en phase de construction (avant que la prise du béton de la dalle),
Les charges qui sollicitent les entretoises sont le poids de la dalle, et la surcharge des ouvriers.
La surcharge des ouvriers est prise : $100 Kg/m^2$.

$$M^{MAX} = 14.65\ KN.m$$
$$T^{MAX} = 4.83\ KN$$

On choisi un profilé IPE 300



Les caractéristiques du profilé :

$$I = 0{,}00008356 \text{ m}^4$$

$$v = 0.15\, m$$

$$w = \frac{I}{v} = 5.57 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M}{w} = 26.3 \text{ MPA}$$

13.3.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{S_{ame}} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142\, MPA$$

$$S_{ame} = 0.00197806\, m^2$$

$$\tau = \frac{4.83 \times 10^{-3}}{0.00197806} = 2.4\, MPA$$

Donc :

$$\tau < \bar{\tau}$$

$$Résistance\ au\ cisaillement\ est\ vérifié$$

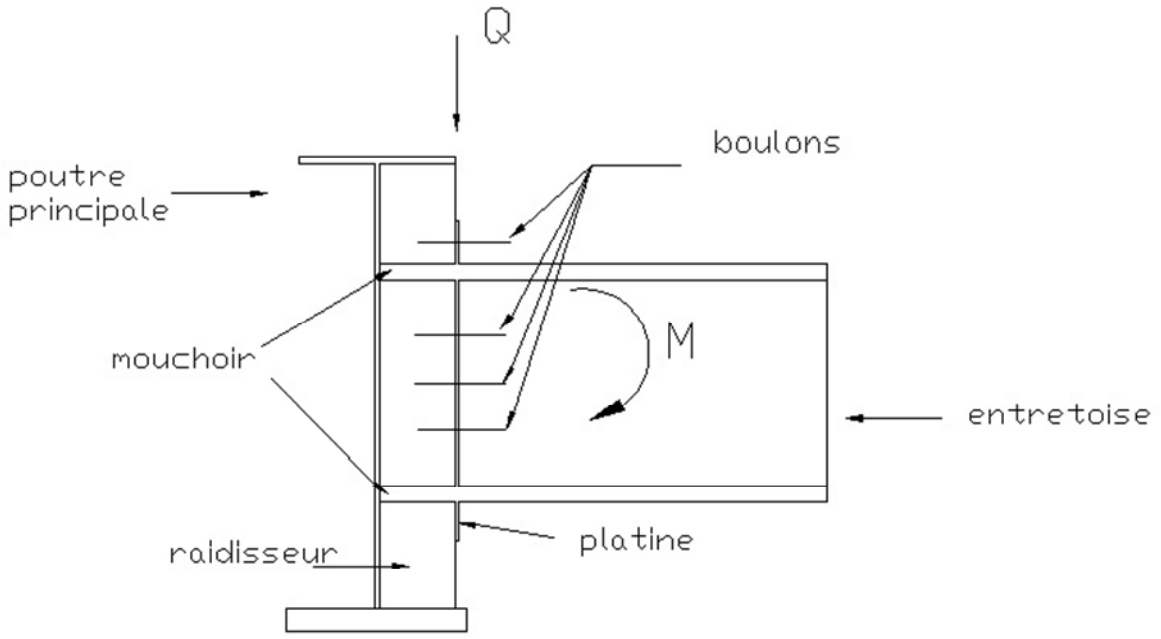
14. Assemblage

14.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment de torsions.

Dans l'assemblage de deux paries constructives d'éléments lorsque les boulons et les soudures sont sollicité et dimensionnés pour des efforts indépendants, vis-à-vis de l'autre procédé d'assemblage,

14.2. Assemblage par serrage contrôlé et soudure



14.2.1. Assemblage des entretoises sur appui

Les caractéristiques mécaniques de boulon :

Classe du boulon : 8.8 « haut résistance »

- contrainte de rupture : σ_R = 800 MPA
- Contrainte limite élastique : σ_e = 640 MPA

Calcul de l'effort par boulon :

$$P_V = 0.8 \times \Omega \times \sigma_e$$

$$Q_{adm} = \varphi \times P_V$$

P_V : Effort précontrainte d'un boulon.

ϕ : Diamètre du boulon égal :24 mm

Ω : Section du vis égale : 1808,64 mm^2

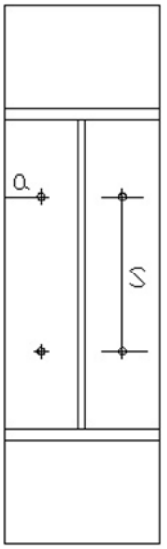
φ : dépond de la préparation de la surface à assembler, dans notre cas on prendra une surface nettoyées par brossage métallique, donc : $\varphi = 0.3$.

$$P_V = 92.60\ T$$
$$Q_{adm} = 0.3 \times 57.87 = 27.78\ T$$

La section est soumise à :

$$Q = 112.9\ T$$
$$M = 165.9\ T.m$$

La disposition des boulons :
Les dispositions constructives est donnée par la norme **NFP 22460 Boulons**



Assemblage à deux files de boulons :

- Distance « s » entraxe des boulons :

$$s \leq 15\ e_{min}$$

On prend $s = 10\ cm$

- Pince : La distance « a » au bord libre des pièces

$$1.5 d_{tr} \leq a \leq 6\ e_{min}$$

On prend $a = 4\ cm$

- Epaisseur des platines

$$e \leq 2 \times d$$

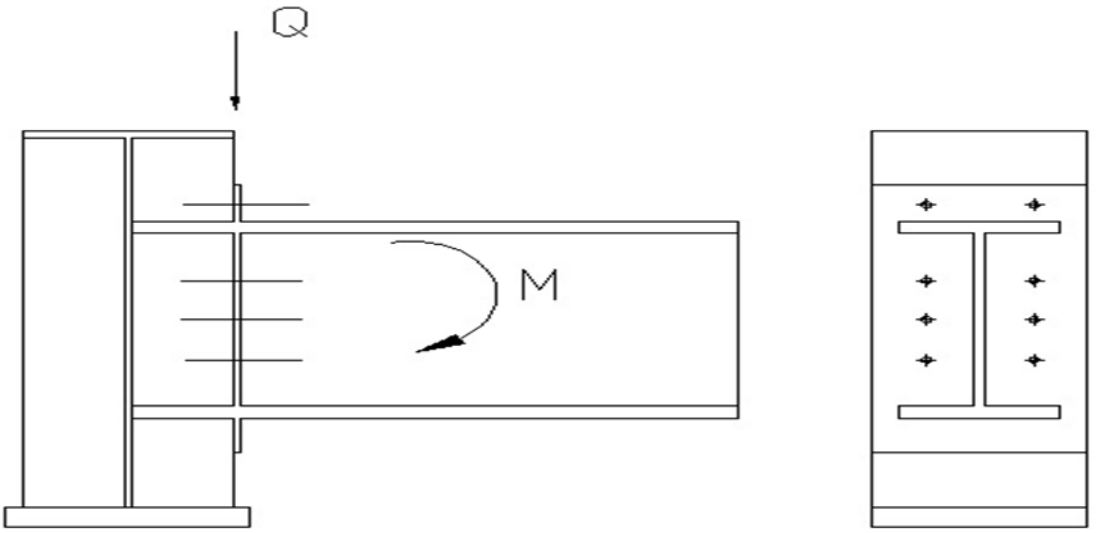
On prend $e = 10\ mm$

d_{tr} : diamètre des trous

e_{min} : épaisseur minimale des pièces.

Nombre des boulons :

On prend $n = 8\ boulons$
On adopte le schéma suivant :



Vérification a l'effort tranchant ou au glissement :

$$Q_1 \geq \frac{Q}{n}$$

$$\frac{112.9}{8} = 14.11 < 27.78$$

$$vérifié$$

Vérification au moment résistant :

$$M_{sol} + N.h' \times \frac{b.e_s}{A} \leq M_R$$

$$A = 0.0344\ m^2$$

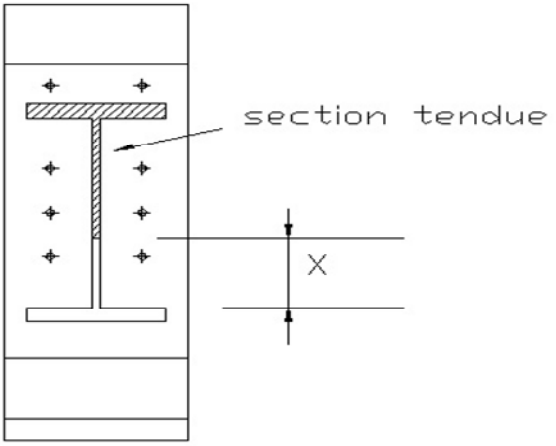
$$e_s = 0.04\ m$$

Calcul de N_{boulon} : effort normal de traction

$$N = 0.15 \times n \times P_V$$

$$N = 0.15 \times 8 \times 92.6 = 111.12\ T$$

Détermination de la zone tendue



$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}}$$

$$x = 0.04 \times \sqrt{\frac{0.3}{0.02}}$$

$$x = 0.155\ m$$

$$h' = h - e_s$$

$$h' = 0.6 - 0.04 = 0.56\ m$$

$$N.h' \times \frac{b.e_s}{A} = 111.12 \times 0.56 \times \frac{0.3 \times 0.04}{0.0344} = 21.70\ T.m$$

$$M_{sol} + N.h' \times \frac{b.e_s}{A} = 165.9 + 21.7 = 187.61\ T.m$$

Calcul du moment résistant de l'assemblage

$$M_R = n \times N_{boulon} \times \sum d_i$$

$$M_R = 2 \times 92.6 \times [0.24 + 0.36 + 0.59] = 220.39\ T.m$$

$$187.61 < 220.39\ T.m$$

$$condition\ vérifié$$

14.2.2. Assemblage des entretoises courantes « entretoise intermédiaire » :

La section est soumise à :

$$Q = 4.83\ KN$$

$$M = 14.65\ KN.m$$

Les caractéristiques mécaniques de boulon :

- Classe du boulon : 8.8 « haut résistance »
  - contrainte de rupture : $\sigma_R = 800\ MPA$
  - Contrainte limite élastique : $\sigma_e = 640\ MPA$

Calcul de l'effort par boulon :

$$P_V = 0.8 \times \Omega \times \sigma_e$$

$$Q_{adm} = \varphi \times P_V$$

P_V : Effort précontrainte d'un boulon.

Q_{adm} : Effort de glissement admissible d'un boulon.

ϕ : Diamètre du boulon égal :24 mm

Ω : Section du vis égale : 1808,64 mm^2

φ : dépond de la préparation de la surface à assembler, dans notre cas on prendra une surface nettoyées par brossage métallique, donc : $\varphi = 0.3$.

$$P_V = 92.6\ T$$

$$Q_{adm} = 0.3 \times 34.72 = 27.78\ T$$

La section est soumise à :

$$Q = 0.483\ T$$

$$M = 1.465\ T.m$$

La disposition des boulons

Les dispositions constructives est donnée par la norme **NFP 22460 Boulons**

- ➢ Assemblage à deux files de boulons :

- Distance « s » entraxe des boulons :

$$s \leq 15\, e_{min}$$

On prend $s = 10\, cm$

- Pince : La distance « a » au bord libre des pièces

$$1.5 d_{tr} \leq a \leq 6\, e_{min}$$

On prend $a = 4\, cm$

- Epaisseur des platines

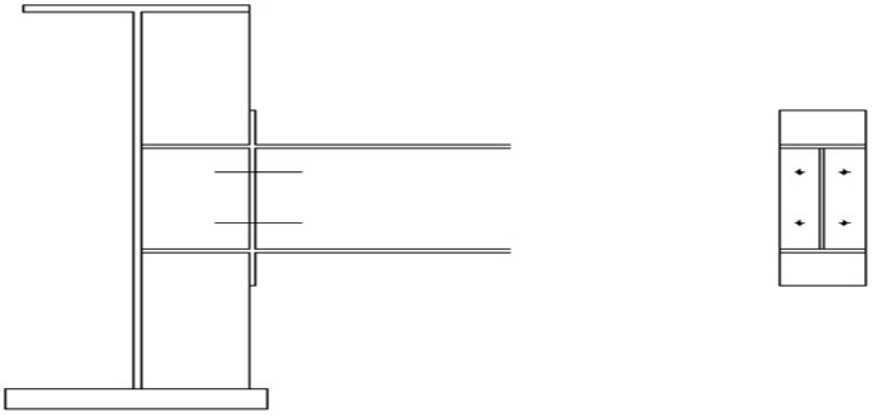
$$e \leq 2 \times d$$

On prend $e = 10\, mm$

Nombre des boulons :

On prend $n = 4\, boulons$

On adopte le schéma suivant :



Vérification a l'effort tranchant ou au glissement

$$Q_{adm} \geq \frac{Q}{n}$$

$$\frac{0.483}{4} = 0.12075 < 27.78\, T$$

$$vérifié$$

Vérification au moment résistant

$$M_{sol} + N.h' \times \frac{b.e_s}{A} \leq M_R$$

$$A = 0.00538\, m^2$$

$$e_s = 0.0107\, m$$

Calcul de N_{boulon} : effort normal de traction

$$N = 0.15 \times n \times P_V$$

$$N = 0.15 \times 2 \times 34.72 = 20.832\, T$$

Détermination de la zone tendue

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_a}}$$

$$x = 0.0107 \times \sqrt{\frac{0.15}{0.0071}}$$

$$x = 0.05\, m$$

$$h' = h - e_s$$

$$h' = 0.3 - 0.0107 = 0.2893\, m$$

$$N.h' \times \frac{b.e_s}{A} = 20.832 \times 0.2893 \times \frac{0.15 \times 0.0107}{0.00538} = 1.8\, T.m$$

$$M_{sol} + N.h' \times \frac{b.e_s}{A} = 1.465 + 1.8 = 3.26\ T.m$$

Calcul du moment résistant de l'assemblage

$$M_R = n \times N_{boulon} \times \sum d_i$$

$$M_R = 2 \times 34.72 \times [0.2179] = 15.06\, T.m$$

$$3.26 < 15.06\, T.m$$

$$condition\ vérifié$$

14.3. Assemblage soudée

14.3.1. Introduction

La soudure est un moyen d'assemblage qui permet la création de la continuité de al matière entre deux pièces différentes.

Les principaux avantages qu'offre l'emploi de la soudure sont :

- La réalisation d'assemblages rigides, donc peur déformable.
- Une simplification des assemblages.
- La réalisation d'un assemblage étanche.

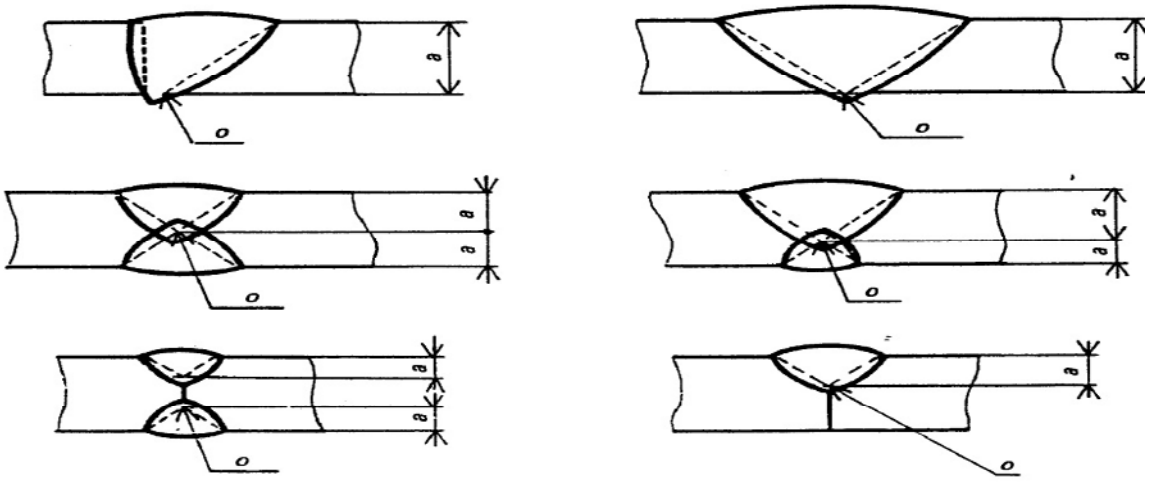
L'utilisation de la soudure nécessite certaine précaution de mise en œuvre, notamment :

- Le recours à un personnel et une main d'œuvre qualifiée.
- La protection des soudures sur le chantier vis-à-vis des intempéries.

14.3.2. Contrôle des soudures

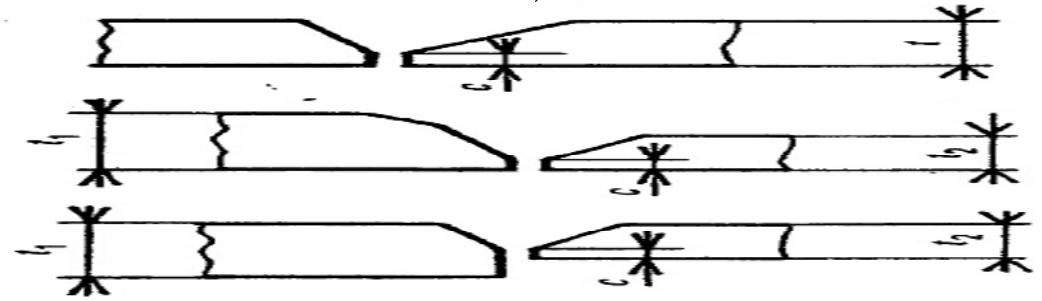
- Soudure bout à bout : Racine d'une soudure « O »

  La racine d'une soudure est par convention le sommet de l'angle dièdre formé par les faces des chanfreins

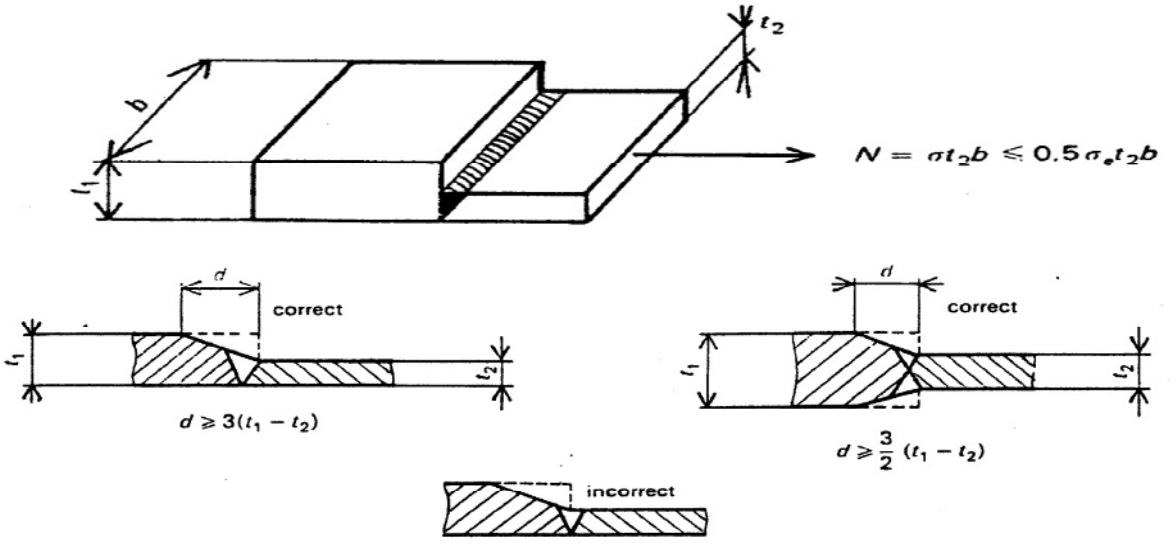


- Soudure à pénétration garantie :

Les soudures à pénétration pareille ne sont pas admises que dans les conditions suivantes : Assemblage sollicités en traction, compression et cisaillement, la valeur du talon « c » est inferieur aux valeurs suivantes : $t/5\ et\ 3mm$, $2t/5\ et\ 3mm$.



- Epaisseur utile « a » : l'épaisseur utile ou gorge d'une soudure est la distance minimale de la racine à la surface, compte non tenu d'un bombé éventuel.
- Largeur utile d'un cordon : la longueur utile d'un cordon de soudure est la distance à sa longueur réelle diminuée des cratères d'extrémité lorsqu'aucune mesure n'est prise pour les éliminer. La longueur de chacun des cratères est prise forfaitairement à la longueur utile « a »
- Disposition constructives : assemblages par soudure bout à bout



$$d \geq 3(t_1 - t_2)$$

Semelle supérieure :

On $t_1 = 40\,mm$, $t_2 = 20\,mm$

Donc : $d \geq 60\,mm$

Semelle inférieure

On $t_1 = 50\,mm$, $t_2 = 30\,mm$

Donc : $d \geq 60\,mm$

On $t_1 60\,mm$, $t_2 = 50\,mm$

Donc : $d \geq 30\,mm$

$$d \geq \frac{3}{2}(t_1 - t_2)$$

Semelle supérieure :

On $t_1 = 40\,mm$, $t_2 = 20\,mm$

Donc : $d \geq 30\,mm$

Semelle inférieure

On $t_1 = 50\,mm$, $t_2 = 30\,mm$

Donc : $d \geq 30\,mm$

On $t_1 60\,mm$, $t_2 = 50\,mm$

Donc : $d \geq 15\,mm$

- Calcul de la contrainte de traction :

  Effort normal

  Effort de freinage : $N = 1031.25\,KN$

  Effort de démarrage : $N = 375\,KN$

$$N \leq 0.5 \times \sigma_e \times t_2 \times b$$

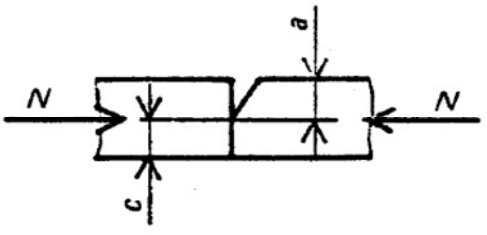
$$0.5 \times 355 \times 0.03 \times 0.45 \times 10^3 = 2396.25\,KN$$

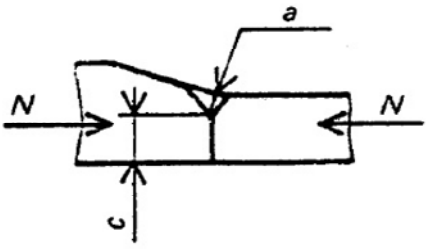
Pour $n = 1031.25\,KN < 2396.25\,KN$ $v\acute{e}rifi\acute{e}$

Justification de la soudure

- Soudure bout à bout :

Aucune vérification n'est exigée pour les pièces chanfreinées avec ou sans talon si celui-ci est égal à la plus faible des valeurs :$t_1/5$ et $3\,mm$, $t_2/5$ et $3\,mm$





14.3.3. Assemblage de pièce fléchie

Cordon entre âme et semelle d'une poutre à âme pleine

Elément de réduction :

- Moment fléchissant M
- Effort tranchant T

- Contrainte dans les cordons :

$$\tau = \frac{V.S}{2.a.I_{xx}}$$

S : Moment statique de la semelle par rapport à l'axe d'inertie de la section complète.

V : Effort tranchant.

I_{xx} : Moment d'inertie de la section complète par rapport à l'axe xx

$$V = 2309.61\ KN$$
$$S = 0.0108\ m^3$$
$$I_{xx} = 0.01965\ m^4$$

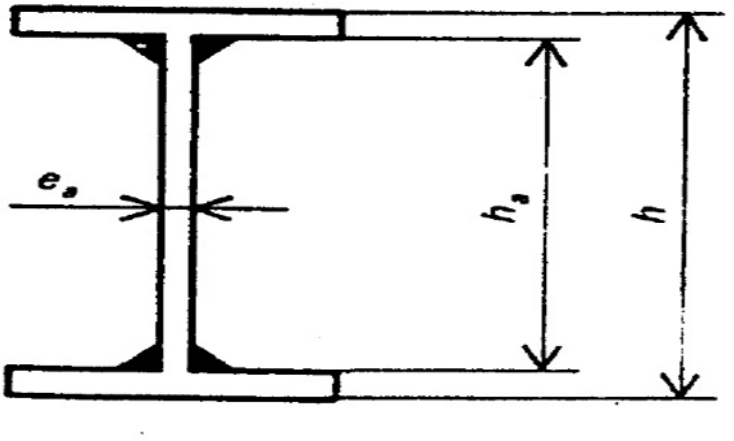
Formule de vérification :

$$K\sqrt{3}\frac{V \times S}{2.a.I_{xx}} \leq \sigma_e$$
$$1 \times \sqrt{3} \times \frac{2309.61 \times 0.0108}{2 \times 0.01 \times 0.01965} = 109.93 < 235\ MPA$$

Epaisseur utile « a » :

$$a \geq \frac{K\sqrt{3}}{2\sigma_e}$$
$$a \geq 2.5\ mm$$

Dans le cas d'un cordon simple, la valeur de « a » est à multiplier par deux



En se plaçant en sécurité, la formule simplifiée suivante peu être utilisée :

$$a \geq \frac{K\sqrt{3}}{2\sigma_e}\frac{V}{h_a}$$

En admettant que

$$\tau_{||} \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$$

La condition ci-dessus devient, avec

$$V = \tau_{||} h_a e_a$$
$$donc: a \geq K\frac{e_a}{2}$$

Pour les aciers E36 (S355) et supérieure :$K = 1$

$$a \geq 1.\frac{15}{2} = 7.5\ mm$$

Donc on prend $a = 10\ mm$

Dans le cas d'un cordon simple, la valeur de « a » est multipliée par deux.

15. Conclusion générale

Ce projet a été une occasion pour nous, il nous permet de découvrir un autre type de pont « pont rail » et de bien comprendre le comportement des ossatures mixtes « acier-béton », aussi de mettre en pratique les connaissances acquises « Résistance des matériaux, charpente métallique » lors des cinq ans de notre formation.

Bibliographie

- Construction métallique – ouvrage d'art – par François CIOLINA
- Livret 2.01 (février 1995) « SNCF ».
- Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode GYON – MASSONNET – BARES.
- Le nouveau règlement de calcul des ponts mixtes (instruction technique du 21 juillet 1981).
- BAEL 91 rév99.
- Fascicule 61 titre 5.
- EC3 « article 6.5 »
- Norme NFP 22460 Boulons.
- Norme NFP 22470 Soudure.
- Cours RDM, ouvrage d'art de l'école nationale supérieure des travaux publics.
- Anciens PFE d'ENSTP et d'USTHB.

Logiciels utilisés :

- Excel.
- AutoCAD.

Annexe1 : récapitulation des efforts internes

	cp	CCP	UIC71 G+	UIC71 G-	SW/0 G +	SW/0 G-	SW/2 D +	SW/2 D -	uic71+sw0 +	uic71+sw0 -	acc	ΔT
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	397,27	218,32	322,22	-36,595	203,32	-42,26	420,11	-38,46	322,22	-42,26	8,94	16,14635233
2	665,785	365,885	510,88	-67,83	371,72	-78,62	740,58	-86,135	510,88	-78,62	35,22	32,29270466
3	876,52	481,69	636,04	-97,895	523,065	-113,71	1008,13	-137,46	636,04	-113,71	62,58	48,43905699
4	1035,89	569,275	720,01	-127,725	654,215	-148,545	1226,735	-189,75	720,01	-148,545	89,045	64,58540932
5	1151,565	632,845	774,63	-157,885	766,385	-183,75	1400,815	-241,45	774,63	-183,75	112,045	80,73176164
6	1229,535	675,69	805,375	-188,45	859,65	-219,395	1534,785	-292,23	859,65	-219,395	130,05	96,87811397
7	1273,42	699,81	815,045	-219,21	930,905	-255,255	1632,925	-342,245	930,905	-255,255	142,295	113,0244663
8	1285,205	706,29	804,92	-249,93	978,525	-291,07	1697,28	-391,845	978,525	-291,07	148,43	129,1708186
9	1265,795	695,615	776,345	-280,36	1007,715	-326,565	1729,46	-441,405	1007,715	-326,565	148,335	145,317171
10	1215,39	667,92	731,27	-310,315	1013,66	-361,535	1729,94	-491,31	1013,66	-361,535	142,035	161,4635233
11	1133,705	623,03	669,595	-339,63	996,05	-395,82	1699,03	-541,99	996,05	-395,82	129,61	177,6098756
12	1019,96	560,52	590,945	-368,19	959,685	-429,29	1636,475	-593,94	959,685	-429,29	111,255	193,7562279
13	872,855	479,675	496,2	-395,89	898,145	-461,85	1541,795	-647,825	898,145	-461,85	87,23	209,9025803
14	690,305	379,36	385,655	-422,605	818,885	-493,37	1414,08	-704,525	818,885	-493,37	57,925	226,0489326
15	469,165	257,83	260,01	-448,26	715,49	-523,74	1251,785	-765,24	715,49	-523,74	23,96	242,1952849
16	204,73	112,51	130,535	-472,715	593,9	-552,745	1052,405	-831,65	593,9	-552,745	-13,74	258,3416373
17	-109,925	-60,41	134,205	-495,97	449,66	-580,265	811,795	-934,295	449,66	-580,265	-53,725	274,4879896
18	-484,715	-266,375	141,015	-518,025	288,51	-606,07	523,695	-1220,22	288,51	-606,07	-93,855	290,6343419
19	-933,035	-512,755	148,015	-539,295	181,935	-630,235	276,605	-1549,94	181,935	-630,235	-130,905	306,7806943
20	-1471,96	-808,92	155,56	-634,57	191,245	-819,095	292,76	-1920,725	191,245	-819,095	-160,135	322,9270466
21	-2127,24	-1169,025	164,305	-799,91	201,96	-1064,37	307,705	-2336,125	201,96	-1064,37	-175,135	339,0733989
22	-2965,59	-1629,74	175,88	-979,575	216,005	-1342,8	322,095	-2819,545	216,005	-1342,8	-168,83	355,2197512
23	-2126,85	-1168,815	142,51	-804,065	175,27	-1068,65	271,82	-2282,54	175,27	-1068,65	-174,905	351,3483582
24	-1471,35	-808,58	112,135	-642,84	138,085	-829,345	221,03	-1825,665	138,085	-829,345	-159,655	347,4769652
25	-932,48	-512,45	82,88	-488,085	102,18	-605,245	169,05	-1416,76	102,18	-605,245	-130,15	343,6055722
26	-484,435	-266,225	197,99	-343,195	183,485	-482,375	399,46	-1056,545	197,99	-482,375	-92,8	339,7341793
27	-110,195	-60,56	350,225	-209,915	361,88	-462,57	684,6	-790,115	361,88	-462,57	-52,305	335,8627863
28	203,575	111,875	479,045	-88,92	518,03	-441,4	921,45	-723,65	518,03	-441,4	-11,88	331,9913933
29	466,685	256,47	590,43	-30,665	651,38	-419,095	1120,105	-664,87	651,38	-419,095	26,35	328,1200003
30	685,935	376,96	678,445	-58,985	759,79	-395,725	1282,445	-611,485	759,79	-395,725	60,975	324,2486073
31	865,905	475,86	749,055	-87,295	842,905	-371,345	1412,325	-561,935	842,905	-371,345	91,095	320,3772143
32	1009,58	554,82	798,72	-115,57	904,665	-346,055	1510,56	-514,94	904,665	-346,055	116,135	316,5058213
33	1118,86	614,875	830,045	-143,785	942,075	-320,08	1580,165	-469,445	942,075	-320,08	135,755	312,6344283
34	1194,92	656,67	844	-171,76	956,65	-293,5	1617,205	-425,1	956,65	-293,5	149,735	308,7630353
35	1238,425	680,58	838,24	-199,485	949,03	-266,325	1676,12	-381,5	949,03	-266,325	157,94	304,8916423
36	1249,735	686,79	816,475	-226,865	938,495	-278,55	1719,245	-396,77	938,495	-278,55	160,315	301,0202493
37	1228,955	675,37	776,8	-253,86	966,825	-311,78	1732,925	-448,46	966,825	-311,78	156,835	297,1488563
38	1175,975	646,26	720,125	-280,495	975,68	-344,57	1718,135	-500,785	975,68	-344,57	147,535	293,2774633
39	1090,435	599,25	649,075	-306,575	960,755	-376,67	1669,54	-553,86	960,755	-376,67	132,475	289,4060703
40	971,64	533,965	601,27	-332,1	924,725	-408,055	1592,43	-608,34	924,725	-408,055	111,755	285,5346773
41	818,395	449,75	555,205	-357,045	863,695	-438,685	1482,475	-664,69	863,695	-438,685	85,565	281,6632843

42	628,77	345,545	494,31	-381,255	781,625	-468,375	1340,795	-723,88	781,625	-468,375	54,25	277,7918913
43	399,735	219,675	418,63	-404,64	675,02	-497,02	1165,885	-786,995	675,02	-497,02	18,37	273,9204983
44	126,675	69,615	328,13	-426,885	543,52	-524,35	953,335	-855,83	543,52	-524,35	-21,15	270,0491053
45	-197,285	-108,42	223,165	-447,765	389,525	-550,265	702,99	-995,53	389,525	-550,265	-62,915	266,1777123
46	-582,005	-319,845	104,55	-466,805	213,26	-574,535	404,405	-1333,375	213,26	-574,535	-104,77	262,3063193
47	-1040,88	-572,01	-26,075	-574,15	146,45	-660,835	223,94	-1719,935	146,45	-660,835	-143,5	258,4349263
48	-1590,89	-874,275	-165,67	-738,915	153,875	-895,85	237,165	-2151,395	-165,67	-895,85	-174,34	254,5635333
49	-2257,78	-1240,765	-310,295	-914,505	162,505	-1149,495	249,29	-2624,22	-310,295	-1149,495	-190,875	250,6921403
50	-3108,84	-1708,465	-457,915	-1116,825	174,075	-1440,945	260,79	-3167,35	-457,915	-1440,945	-186,025	246,8207473
51	-2257,55	-1240,64	-310,395	-923,84	162,505	-1149,705	249,275	-2623,36	-310,395	-1149,705	-191,32	250,6921403
52	-1590,53	-874,08	-132,14	-749	153,92	-896,8	237,165	-2151,31	153,92	-896,8	-175,23	254,5635333
53	-1040,56	-571,84	45,26	-583,675	146,47	-661,375	223,97	-1720,105	146,47	-661,375	-144,82	258,4349263
54	-581,76	-319,71	205,65	-429,195	212,875	-574,545	405,07	-1333,18	212,875	-574,545	-106,52	262,3063193
55	-197,115	-108,32	344,615	-338,135	389,29	-550,26	703,395	-995,33	389,29	-550,26	-65,07	266,1777123
56	126,79	69,68	461,04	-319,26	543,56	-524,355	953,485	-855,735	543,56	-524,355	-23,685	270,0491053
57	399,815	219,72	554,995	-301,82	675,17	-497,005	1165,655	-786,89	675,17	-497,005	15,505	273,9204983
58	628,82	345,565	627,71	-284,8	781,815	-468,355	1339,915	-723,805	781,815	-468,355	51,1	277,7918913
59	818,425	449,765	681,06	-267,53	863,51	-438,58	1481,66	-664,79	863,51	-438,58	82,19	281,6632843
60	971,665	533,98	717,665	-249,745	924,705	-407,99	1592,815	-608,35	924,705	-407,99	108,235	285,5346773
61	1090,46	599,265	738,725	-231,305	960,75	-376,65	1669,22	-553,85	960,75	-376,65	128,88	289,4060703
62	1175,995	646,27	756,455	-212,17	975,865	-344,565	1717,245	-500,665	975,865	-344,565	143,935	293,2774633
63	1228,965	675,38	787,07	-192,415	967,085	-311,855	1732,71	-448,46	967,085	-311,855	153,285	297,1488563
64	1249,725	686,785	797,905	-172,12	938,1	-278,57	1719,655	-396,86	938,1	-278,57	156,875	301,0202493
65	1238,39	680,56	789,65	-151,4	948,795	-266,34	1676,96	-381,595	948,795	-266,34	154,685	304,8916423
66	1194,85	656,63	762,035	-130,405	956,73	-293,535	1617,255	-425,125	956,73	-293,535	146,74	308,7630353
67	1118,75	614,81	715,48	-109,155	942,455	-320,155	1579,295	-469,43	942,455	-320,155	133,09	312,6344283
68	1009,41	554,725	650,705	-87,75	905,17	-346,11	1510,41	-514,815	905,17	-346,11	113,84	316,5058213
69	865,675	475,73	566,625	-66,23	842,72	-371,29	1412,685	-562	842,72	-371,29	89,21	320,3772143
70	685,635	376,79	496,055	-44,655	759,495	-395,745	1283,26	-611,68	759,495	-395,745	59,525	324,2486073
71	466,33	256,275	422,825	-23,135	651,37	-419,17	1120,97	-664,925	651,37	-419,17	25,355	328,1200003
72	203,255	111,7	334,56	-96,005	518,16	-441,425	921,67	-723,685	518,16	-441,425	-12,41	331,9913933
73	-110,035	-60,47	231,6	-219,6	362,04	-462,51	684,555	-790,09	362,04	-462,51	-52,37	335,8627863
74	-483,935	-265,95	114,425	-356,19	183,635	-482,315	398,83	-1056,75	183,635	-482,315	-92,4	339,7341793
75	-932,54	-512,48	63,085	-504,94	102,145	-604,945	169	-1416,64	102,145	-604,945	-129,3	343,6055722
76	-1471,06	-808,42	85,225	-664,09	138,015	-828,545	221,035	-1825,98	138,015	-828,545	-158,355	347,4769652
77	-2126,9	-1168,84	108,225	-832,165	175,305	-1069,325	271,83	-2282,605	175,305	-1069,325	-173,175	351,3483582
78	-2966,03	-1629,98	133,32	-1065,955	216,025	-1343,605	322,08	-2819,13	216,025	-1343,605	-166,69	355,2197512
79	-2127,5	-1169,17	124,685	-877,695	201,945	-1063,93	307,77	-2336,29	201,945	-1063,93	-173,04	339,0733989
80	-1472,09	-808,99	118,13	-707,505	191,275	-819,295	292,76	-1920,57	191,275	-819,295	-158,09	322,9270466
81	-933,085	-512,775	112,4	-546,2	181,95	-630,325	276,585	-1549,505	181,95	-630,325	-128,935	306,7806943
82	-484,705	-266,365	107,045	-396,235	288,47	-606,16	523,16	-1220,055	288,47	-606,16	-91,975	290,6343419
83	-109,895	-60,395	101,82	-379,135	449,57	-580,15	811,225	-934,08	449,57	-580,15	-51,94	274,4879896
84	204,76	112,525	221,715	-361,575	594,195	-552,78	1053,04	-831,545	594,195	-552,78	-12,05	258,3416373
85	469,185	257,845	359,995	-342,965	715,61	-523,805	1251,565	-765,21	715,61	-523,805	25,545	242,1952849
86	690,315	379,36	478,38	-323,31	818,7	-493,325	1413,62	-704,625	818,7	-493,325	59,41	226,0489326

87	872,855	479,68	576,925	-302,9	897,965	-461,8	1542,5	-647,87	897,965	-461,8	88,61	209,9025803
88	1019,96	560,52	654,8	-281,775	959,635	-429,3	1636,86	-593,94	959,635	-429,3	112,535	193,7562279
89	1133,69	623,02	714,29	-259,95	996,005	-395,84	1698,765	-541,92	996,005	-395,84	130,78	177,6098756
90	1215,37	667,905	752,53	-237,53	1013,75	-361,56	1728,935	-491,28	1013,75	-361,56	143,095	161,4635233
91	1265,755	695,595	776,23	-214,59	1007,56	-326,555	1728,455	-441,41	1007,56	-326,555	149,295	145,317171
92	1285,165	706,265	805,2	-191,295	978,785	-291,06	1697,325	-391,75	978,785	-291,06	149,28	129,1708186
93	1273,385	699,79	815,355	-167,825	931,31	-255,31	1632,485	-342,215	931,31	-255,31	143,04	113,0244663
94	1229,51	675,68	805,305	-144,265	859,7	-219,42	1534,355	-292,25	859,7	-219,42	130,685	96,87811397
95	1151,59	632,855	774,37	-120,825	766,225	-183,71	1401,41	-241,43	774,37	-183,71	112,58	80,73176164
96	1036,02	569,345	719,85	-97,74	654,13	-148,51	1227,965	-189,8	719,85	-148,51	89,475	64,58540932
97	876,95	481,925	635,84	-74,9	522,965	-113,665	1008,99	-137,58	635,84	-113,665	62,885	48,43905699
98	666,345	366,195	511,155	-51,92	372,025	-78,635	740,93	-86,19	511,155	-78,635	35,39	32,29270466
99	396,685	218	321,965	-27,905	203,035	-42,125	420,685	-38,645	321,965	-42,125	9	16,14635233
100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Annexe 2 : Contrainte à l'ELS

1- Dimensionnement 1 (S1)

	σ inf+ (MPA)	σ inf- (MPA)	σ sup+ (MPA)	σ sup- (MPA)	σ b+ (MPA)	σ b- (MPA)
0	-13,1882797	-13,1882797	51,1061648	51,1061648	0,05346409	0,05346409
1	-68,226365	-37,7262816	82,9482857	81,8230488	1,71434027	0,26994382
2	-105,063987	-52,582758	104,405196	102,469011	2,87068999	0,38532954
3	-132,487716	-62,2513661	121,063863	118,47264	3,80397315	0,4777811
4	-152,535232	-67,8576179	133,549997	130,425994	4,54768469	0,5375958
5	-166,690919	-70,3178074	142,532418	138,976933	5,12675166	0,56279759
6	-177,523709	-69,8327157	148,529075	144,556041	5,66572454	0,56578803
7	-183,560944	-66,4103114	151,728897	147,406869	6,10511821	0,55720031
8	-184,947903	-60,4825123	152,319625	147,727735	6,42412163	0,52979778
9	-182,566762	-52,6752431	150,465818	145,673742	6,61866295	0,46737324
10	-175,155395	-41,8805363	146,009517	141,09262	6,71441835	0,40290339
11	-163,249694	-28,6242787	139,012118	134,045395	6,69462197	0,31914853
12	-147,236417	-13,1112764	129,460347	124,51208	6,5584916	0,20670974
13	-126,478201	-3,64595068	117,200299	112,347426	6,30140849	-0,34027154
14	-100,774663	16,9870522	102,034629	97,3441124	5,94188174	-0,52311051
15	-69,8625496	40,7589746	83,7464091	79,2946042	5,4557154	-0,73457612
16	-34,0588048	67,5344548	62,0534441	57,9100079	4,82950214	-0,99667491
17	-2,76879238	100,103073	36,2300874	32,434845	4,07705385	-1,33388756
18	46,3496912	144,125425	5,57796978	1,97073849	3,17482996	-2,02649238
19	97,424891	195,208777	-31,1677384	-34,7752705	2,38710946	-2,84631807
20	141,570127	261,036661	-74,0931156	-78,5005837	2,20935722	-4,08261745
21	195,130562	340,030879	-126,232634	-131,578428	1,96910835	-5,55905642
22	262,97449	437,160705	-192,801038	-199,227275	1,62181463	-7,32496537
23	199,400547	340,154883	-126,633102	-131,825939	1,93786889	-5,41806799
24	150,671715	262,367315	-74,9902325	-79,1110082	2,16381681	-3,80837643
25	110,545928	195,527227	-32,4578334	-35,5930408	2,30204347	-2,39743187
26	62,7703254	141,938618	3,91654955	0,9958009	3,12805485	-1,28852789
27	16,2434208	101,444471	34,1145775	30,9712629	4,12447195	-0,57019962
28	-10,2426515	72,5027106	59,5528399	55,9920441	4,96902522	0,39825324
29	-43,8608172	48,3435785	80,8299778	76,9261354	5,69213949	0,68102006
30	-71,7623885	27,791549	98,565668	94,3966044	6,28094192	0,92937454
31	-94,9958735	9,87204333	113,209715	108,850528	6,72780116	1,13218422
32	-112,854451	-4,57563668	124,836061	120,356961	7,07603973	1,32649774
33	-126,326289	-3,60092771	133,72042	129,192724	7,30198721	1,49006618
34	-135,134526	-13,1247434	139,910124	135,408828	7,41039974	1,63236644
35	-141,093411	-19,8055054	143,490974	139,01631	7,5066417	1,76279446
36	-144,387915	-20,8734164	144,592092	140,035283	7,53379763	1,68450533
37	-144,951036	-16,7328432	143,092342	138,362	7,57444529	1,50239951
38	-141,207327	-10,0549304	138,988596	134,150003	7,51127505	1,3002738
39	-133,329787	-1,37491254	132,323192	127,454993	7,31056458	1,06156028
40	-120,441269	-1,34172747	122,884335	118,053424	7,0190172	0,81787866

41	-102,702113	13,4450162	110,650547	105,934485	6,60489878	0,55118327
42	-80,70791	30,6018831	95,5605955	91,0289215	6,05937405	-0,30336925
43	-52,9169461	51,5216159	77,2007841	72,9285345	5,40494758	-0,61718342
44	-19,9081789	75,5050062	55,3687664	51,435414	4,5972972	-0,98220732
45	8,85203248	106,62091	29,3576501	25,7506717	3,66929487	-1,48365834
46	56,2019574	149,793171	-1,94129367	-5,39414583	2,58041054	-2,3670952
47	100,386036	202,33684	-38,2833287	-42,0445905	1,8290159	-3,50677083
48	154,204426	269,776785	-81,9649826	-86,2287832	0,94787356	-5,02538567
49	211,041292	348,624628	-134,633699	-139,709548	0,28730158	-6,72072912
50	281,925346	445,391785	-201,742013	-207,772765	-0,99365002	-8,73495163
51	211,027243	348,582229	-134,615353	-139,690157	0,2872388	-6,71944936
52	142,333362	269,780946	-81,5000678	-86,20198	1,50894906	-5,02668678
53	100,359257	202,338224	-38,2580662	-42,0203671	1,82929275	-3,50782773
54	56,1723154	149,767049	-1,92159432	-5,37457636	2,58105209	-2,36662037
55	8,83212713	106,599708	29,3713215	25,764391	3,66970445	-1,48318734
56	-19,9243242	75,4925666	55,3781023	51,4446132	4,59770294	-0,98197707
57	-52,9203069	51,5108436	77,2069873	72,9350112	5,40485724	-0,61692277
58	-80,6859889	30,5947141	95,5635518	91,0329509	6,05818539	-0,30318028
59	-102,667357	13,4425292	110,651537	105,936849	6,60316053	0,55120873
60	-120,456807	-1,34577748	122,886812	118,055478	7,01967443	0,81799187
61	-133,319755	-1,37803612	132,324726	127,457012	7,31001091	1,06162962
62	-141,182736	-10,061097	138,989204	134,151745	7,51004895	1,30050429
63	-144,953658	-16,7310188	143,093218	138,362711	7,57453538	1,50227902
64	-144,387703	-20,8685729	144,591327	140,034347	7,53381839	1,68430672
65	-141,113051	-19,79865	143,489038	139,013396	7,50768118	1,76257917
66	-135,133786	-13,1169618	139,904775	135,403219	7,41058339	1,63221664
67	-126,299316	-3,58988961	133,711052	129,183945	7,30105499	1,48988858
68	-112,854188	-4,56481271	124,823136	120,343646	7,07655706	1,32651491
69	-94,9841496	9,89062283	113,191802	108,832362	6,72796366	1,13202206
70	-71,7578912	27,8232834	98,5426996	94,3726311	6,28166538	0,92880813
71	-43,8646083	48,376289	80,8031609	76,8979718	5,69342304	0,68057501
72	-10,2305077	72,530048	59,5280962	55,9667397	4,96944479	0,39795328
73	16,2265084	101,42867	34,12736	30,9840043	4,12477388	-0,56995034
74	63,2863312	141,904692	3,93548138	1,03502131	3,1020631	-1,28847646
75	110,553681	195,516266	-32,462663	-35,59718	2,30186093	-2,39672817
76	150,651021	262,32624	-74,9670771	-79,0871008	2,16388072	-3,80734731
77	199,402426	340,185852	-126,636589	-131,8305	1,93792005	-5,41939445
78	263,009102	437,209955	-192,836087	-199,262864	1,62155643	-7,32591676
79	195,149509	340,041488	-126,253453	-131,59894	1,9690348	-5,55873511
80	141,579176	261,04849	-74,103315	-78,5108856	2,209332	-4,08277429
81	97,4287248	195,199641	-31,1716449	-34,7786984	2,38707844	-2,84573487
82	46,3700444	144,121691	5,5779974	1,97165476	3,17383199	-2,02634963
83	-2,74663617	100,088542	36,2315418	32,4376528	4,07591228	-1,33329174
84	-34,0955698	67,5295591	62,0570722	57,9124602	4,83115091	-0,99653538

85	-69,8605659	40,7585496	83,7478717	79,2961557	5,4555566	-0,73462086
86	-100,75134	16,9885107	102,034505	97,3447946	5,9407498	-0,52320703
87	-126,497844	-3,64632358	117,201045	112,347461	6,30233539	-0,3402572
88	-147,248831	-13,1109058	129,460805	124,512067	6,5590795	0,20669219
89	-163,236961	-28,6248869	139,010502	134,044271	6,69406682	0,31922515
90	-175,119765	-41,8789996	146,006667	141,091027	6,7127959	0,40289548
91	-182,520707	-52,6723595	150,46109	145,670607	6,61660498	0,46735977
92	-184,955949	-60,4831468	152,316872	147,724708	6,42462908	0,52995424
93	-183,556868	-66,4066058	151,726086	147,404072	6,10503454	0,55713419
94	-177,507803	-69,8292238	148,526605	144,554029	5,66504654	0,56569793
95	-166,705157	-70,3218551	142,534826	138,978965	5,12735069	0,56291401
96	-152,585045	-67,8672235	133,561701	130,436214	4,54964033	0,53764734
97	-132,545915	-62,2823278	121,098657	118,506429	3,80539281	0,47791089
98	-105,131238	-52,6242541	104,450211	102,513075	2,87213165	0,38555153
99	-68,192309	-37,6785144	82,9026132	81,7768705	1,7145459	0,26950012
100	-13,1882797	-13,1882797	51,1061648	51,1061648	0,05346409	0,05346409

2- Dimensionnement 2 (S1+S2)

	σ inf+ (MPA)	σ inf- (MPA)	σ sup+ (MPA)	σ sup- (MPA)	σ b+ (MPA)	σ b- (MPA)
0	-13,1882797	-13,1882797	51,1061648	51,1061648	0,05346409	0,05346409
1	-68,226365	-37,7262816	82,9482857	81,8230488	1,71434027	0,26994382
2	-105,063987	-52,582758	104,405196	102,469011	2,87068999	0,38532954
3	-132,487716	-62,2513661	121,063863	118,47264	3,80397315	0,4777811
4	-152,535232	-67,8576179	133,549997	130,425994	4,54768469	0,5375958
5	-166,690919	-70,3178074	142,532418	138,976933	5,12675166	0,56279759
6	-177,523709	-69,8327157	148,529075	144,556041	5,66572454	0,56578803
7	-183,560944	-66,4103114	151,728897	147,406869	6,10511821	0,55720031
8	-184,947903	-60,4825123	152,319625	147,727735	6,42412163	0,52979778
9	-182,566762	-52,6752431	150,465818	145,673742	6,61866295	0,46737324
10	-175,155395	-41,8805363	146,009517	141,09262	6,71441835	0,40290339
11	-163,249694	-28,6242787	139,012118	134,045395	6,69462197	0,31914853
12	-147,236417	-13,1112764	129,460347	124,51208	6,5584916	0,20670974
13	-72,8686519	6,62058544	77,672646	77,2777787	5,90535773	0,79618316
14	-55,9537484	19,6733819	68,9964782	68,6148214	5,63655572	0,69831238
15	-35,7412501	34,6016359	58,6179233	58,25569	5,26389834	0,57697449
16	-12,5491242	51,2121514	46,4361664	46,0990244	4,77383455	0,41156558
17	0,81591002	71,5030081	31,9349164	31,6261062	4,18280683	-0,61833348
18	32,0402776	99,2256333	14,783928	14,4904158	3,46895466	-1,18162453
19	64,0400368	131,230994	-5,6045124	-5,8980491	2,84776059	-1,85051495
20	90,6172462	172,707161	-29,8663926	-30,2250183	2,72687836	-2,86096092
21	122,848475	222,414891	-59,2939122	-59,7288874	2,55605155	-4,0670507
22	163,559394	283,249243	-96,7662234	-97,2891117	2,29748516	-5,51050157
23	125,905194	222,622751	-59,707345	-60,1298744	2,54877453	-3,94931163
24	97,1813057	173,931521	-30,8057103	-31,1410085	2,72877303	-2,62927145
25	73,4525128	131,846335	-6,92385158	-7,17895629	2,83430423	-1,4747597
26	43,8708078	98,2702962	12,9844337	12,746779	3,50652691	-0,5653916
27	14,608924	73,1537453	29,5851473	29,3293829	4,31853578	1,00920918
28	6,38223736	55,4684304	43,6278242	43,3380903	5,00345154	1,25459471
29	-43,8608172	48,3435785	80,8299778	76,9261354	5,69213949	0,68102006
30	-71,7623885	27,791549	98,565668	94,3966044	6,28094192	0,92937454
31	-94,9958735	9,87204333	113,209715	108,850528	6,72780116	1,13218422
32	-112,854451	-4,57563668	124,836061	120,356961	7,07603973	1,32649774
33	-126,326289	-3,60092771	133,72042	129,192724	7,30198721	1,49006618
34	-135,134526	-13,1247434	139,910124	135,408828	7,41039974	1,63236644
35	-141,093411	-19,8055054	143,490974	139,01631	7,5066417	1,76279446
36	-144,387915	-20,8734164	144,592092	140,035283	7,53379763	1,68450533
37	-144,951036	-16,7328432	143,092342	138,362	7,57444529	1,50239951
38	-141,207327	-10,0549304	138,988596	134,150003	7,51127505	1,3002738
39	-133,329787	-1,37491254	132,323192	127,454993	7,31056458	1,06156028
40	-120,441269	-1,34172747	122,884335	118,053424	7,0190172	0,81787866
41	-102,702113	13,4450162	110,650547	105,934485	6,60489878	0,55118327

42	-40,8224644	29,1601136	64,3869974	64,0182654	5,81318062	1,04216934
43	-23,5076286	41,8440915	54,3959455	54,0483222	5,27138633	0,77350085
44	-2,99436342	56,2463047	42,5688122	42,2487642	4,60137837	0,46028869
45	8,06359006	75,2442349	28,3926952	28,0992035	3,83523186	-0,74331576
46	37,7734444	102,08346	11,5386858	11,2577351	2,93715185	-1,46776932
47	64,701332	134,755535	-8,50153164	-8,80757698	2,31334105	-2,40491802
48	97,6505707	177,064652	-32,5986634	-32,9455992	1,58569791	-3,650281
49	131,821565	226,360209	-61,813654	-62,2266644	1,03899827	-5,04055724
50	174,236048	286,559939	-99,0165554	-99,507264	0,37865985	-6,69487101
51	131,813623	226,332788	-61,8033646	-62,2162899	1,03894672	-5,03950768
52	89,4961085	177,0701	-32,5475118	-32,9300957	2,04588083	-3,65134825
53	64,6852624	134,758817	-8,4874988	-8,79362869	2,31356802	-2,40578496
54	37,754863	102,067298	11,5494855	11,2685242	2,93767796	-1,46737995
55	8,0511545	75,2309081	28,4002238	28,106736	3,83556773	-0,74292951
56	-3,00461822	56,2385962	42,5738976	42,2538385	4,60171111	0,4604775
57	-23,5093542	41,8372732	54,3994583	54,0518573	5,27131222	0,7737146
58	-80,6859889	30,5947141	95,5635518	91,0329509	6,05818539	-0,30318028
59	-102,667357	13,4425292	110,651537	105,936849	6,60316053	0,55120873
60	-120,456807	-1,34577748	122,886812	118,055478	7,01967443	0,81799187
61	-133,319755	-1,37803612	132,324726	127,457012	7,31001091	1,06162962
62	-141,182736	-10,061097	138,989204	134,151745	7,51004895	1,30050429
63	-144,953658	-16,7310188	143,093218	138,362711	7,57453538	1,50227902
64	-144,387703	-20,8685729	144,591327	140,034347	7,53381839	1,68430672
65	-141,113051	-19,79865	143,489038	139,013396	7,50768118	1,76257917
66	-135,133786	-13,1169618	139,904775	135,403219	7,41058339	1,63221664
67	-126,299316	-3,58988961	133,711052	129,183945	7,30105499	1,48988858
68	-112,854188	-4,56481271	124,823136	120,343646	7,07655706	1,32651491
69	-94,9841496	9,89062283	113,191802	108,832362	6,72796366	1,13202206
70	-71,7578912	27,8232834	98,5426996	94,3726311	6,28166538	0,92880813
71	-43,8646083	48,376289	80,8031609	76,8979718	5,69342304	0,68057501
72	6,38824864	55,4848817	43,6138061	43,3240266	5,00379575	1,25434879
73	14,5984705	73,1440556	29,5922035	29,3364358	4,31878336	1,00941358
74	44,2290209	98,2506307	13,0047402	12,7687364	3,48520884	-0,56534957
75	73,4574039	131,838367	-6,92647998	-7,18152852	2,83415453	-1,47418252
76	97,169237	173,905448	-30,7927666	-31,1280036	2,72882535	-2,62842748
77	125,906156	222,643703	-59,7093191	-60,1319358	2,5488165	-3,95039955
78	163,579934	283,279842	-96,7857509	-97,3086831	2,29727353	-5,51128175
79	122,859563	222,420249	-59,3055481	-59,7404983	2,55599131	-4,06678709
80	90,6225172	172,714341	-29,8720934	-30,2307274	2,72685772	-2,86108951
81	64,0423093	131,224355	-5,60666562	-5,90016339	2,84773515	-1,85003661
82	32,0543377	99,223142	14,7843304	14,4908904	3,46813614	-1,18150746
83	0,8313526	71,4932418	31,9361525	31,6274523	4,18187052	-0,61784482
84	-12,5741686	51,2090056	46,4375794	46,1003417	4,77518683	0,41168001
85	-35,7397397	34,6014912	58,6188149	58,2565889	5,26376808	0,57693779

86	-55,9376518	19,674455	68,9968131	68,615222	5,63562733	0,69823321
87	-72,8821472	6,62033108	77,6727342	77,277809	5,90611795	0,79619492
88	-86,6195016	-4,50657534	84,7329049	84,3302373	6,09190862	0,88180612
89	-163,236961	-28,6248869	139,010502	134,044271	6,69406682	0,31922515
90	-175,119765	-41,8789996	146,006667	141,091027	6,7127959	0,40289548
91	-182,520707	-52,6723595	150,46109	145,670607	6,61660498	0,46735977
92	-184,955949	-60,4831468	152,316872	147,724708	6,42462908	0,52995424
93	-183,556868	-66,4066058	151,726086	147,404072	6,10503454	0,55713419
94	-177,507803	-69,8292238	148,526605	144,554029	5,66504654	0,56569793
95	-166,705157	-70,3218551	142,534826	138,978965	5,12735069	0,56291401
96	-152,585045	-67,8672235	133,561701	130,436214	4,54964033	0,53764734
97	-132,545915	-62,2823278	121,098657	118,506429	3,80539281	0,47791089
98	-105,131238	-52,6242541	104,450211	102,513075	2,87213165	0,38555153
99	-68,192309	-37,6785144	82,9026132	81,7768705	1,7145459	0,26950012
100	-13,1882797	-13,1882797	51,1061648	51,1061648	0,05346409	0,05346409

3- Dimensionnement 3 (S1+S2+S3)

	σ inf+ (MPA)	σ inf- (MPA)	σ sup+ (MPA)	σ sup- (MPA)	σ b+ (MPA)	σ b- (MPA)
0	-13,1882797	-13,1882797	51,1061648	51,1061648	0,05346409	0,05346409
1	-68,226365	-37,7262816	82,9482857	81,8230488	1,71434027	0,26994382
2	-105,063987	-52,582758	104,405196	102,469011	2,87068999	0,38532954
3	-132,487716	-62,2513661	121,063863	118,47264	3,80397315	0,4777811
4	-152,535232	-67,8576179	133,549997	130,425994	4,54768469	0,5375958
5	-166,690919	-70,3178074	142,532418	138,976933	5,12675166	0,56279759
6	-177,523709	-69,8327157	148,529075	144,556041	5,66572454	0,56578803
7	-183,560944	-66,4103114	151,728897	147,406869	6,10511821	0,55720031
8	-184,947903	-60,4825123	152,319625	147,727735	6,42412163	0,52979778
9	-182,566762	-52,6752431	150,465818	145,673742	6,61866295	0,46737324
10	-175,155395	-41,8805363	146,009517	141,09262	6,71441835	0,40290339
11	-163,249694	-28,6242787	139,012118	134,045395	6,69462197	0,31914853
12	-147,236417	-13,1112764	129,460347	124,51208	6,5584916	0,20670974
13	-72,8686519	6,62058544	77,672646	77,2777787	5,90535773	0,79618316
14	-55,9537484	19,6733819	68,9964782	68,6148214	5,63655572	0,69831238
15	-35,7412501	34,6016359	58,6179233	58,25569	5,26389834	0,57697449
16	-12,5491242	51,2121514	46,4361664	46,0990244	4,77383455	0,41156558
17	0,81591002	71,5030081	31,9349164	31,6261062	4,18280683	-0,61833348
18	32,0402776	99,2256333	14,783928	14,4904158	3,46895466	-1,18162453
19	64,0400368	131,230994	-5,6045124	-5,8980491	2,84776059	-1,85051495
20	82,4431975	153,181657	-32,012875	-34,1982795	2,86503561	-2,50570674
21	111,143454	196,941752	-61,3598003	-64,0104656	2,70829195	-3,65025846
22	147,346857	250,485905	-98,6945174	-101,88091	2,4661247	-5,02261045
23	113,924625	197,268007	-61,8979679	-64,4727906	2,70998188	-3,53163841
24	88,4349769	154,572115	-33,2218542	-35,2651047	2,88596474	-2,27017483
25	73,4525128	131,846335	-6,92385158	-7,17895629	2,83430423	-1,4747597
26	43,8708078	98,2702962	12,9844337	12,746779	3,50652691	-0,5653916
27	14,608924	73,1537453	29,5851473	29,3293829	4,31853578	1,00920918
28	6,38223736	55,4684304	43,6278242	43,3380903	5,00345154	1,25459471
29	-43,8608172	48,3435785	80,8299778	76,9261354	5,69213949	0,68102006
30	-71,7623885	27,791549	98,565668	94,3966044	6,28094192	0,92937454
31	-94,9958735	9,87204333	113,209715	108,850528	6,72780116	1,13218422
32	-112,854451	-4,57563668	124,836061	120,356961	7,07603973	1,32649774
33	-126,326289	-3,60092771	133,72042	129,192724	7,30198721	1,49006618
34	-135,134526	-13,1247434	139,910124	135,408828	7,41039974	1,63236644
35	-141,093411	-19,8055054	143,490974	139,01631	7,5066417	1,76279446
36	-144,387915	-20,8734164	144,592092	140,035283	7,53379763	1,68450533
37	-144,951036	-16,7328432	143,092342	138,362	7,57444529	1,50239951
38	-141,207327	-10,0549304	138,988596	134,150003	7,51127505	1,3002738
39	-133,329787	-1,37491254	132,323192	127,454993	7,31056458	1,06156028
40	-120,441269	-1,34172747	122,884335	118,053424	7,0190172	0,81787866
41	-102,702113	13,4450162	110,650547	105,934485	6,60489878	0,55118327

42	-40,8224644	29,1601136	64,3869974	64,0182654	5,81318062	1,04216934
43	-23,5076286	41,8440915	54,3959455	54,0483222	5,27138633	0,77350085
44	-2,99436342	56,2463047	42,5688122	42,2487642	4,60137837	0,46028869
45	8,06359006	75,2442349	28,3926952	28,0992035	3,83523186	-0,74331576
46	37,7734444	102,08346	11,5386858	11,2577351	2,93715185	-1,46776932
47	58,7928703	119,159925	-10,3340056	-12,1989943	2,42706605	-2,10552309
48	87,7389826	156,171625	-34,4112025	-36,5253706	1,72663134	-3,29796806
49	117,863062	199,328832	-63,4765779	-65,9933934	1,19714508	-4,62954302
50	155,246958	252,038618	-100,455767	-103,446063	0,55567998	-6,2162131
51	117,855967	199,304952	-63,4664269	-65,9827238	1,19709842	-4,62854189
52	80,7117454	156,17594	-34,1790629	-36,5104649	2,16453548	-3,29897989
53	58,7786809	119,162412	-10,3200443	-12,1855482	2,4272853	-2,10634479
54	37,754863	102,067298	11,5494855	11,2685242	2,93767796	-1,46737995
55	8,0511545	75,2309081	28,4002238	28,106736	3,83556773	-0,74292951
56	-3,00461822	56,2385962	42,5738976	42,2538385	4,60171111	0,4604775
57	-23,5093542	41,8372732	54,3994583	54,0518573	5,27131222	0,7737146
58	-80,6859889	30,5947141	95,5635518	91,0329509	6,05818539	-0,30318028
59	-102,667357	13,4425292	110,651537	105,936849	6,60316053	0,55120873
60	-120,456807	-1,34577748	122,886812	118,055478	7,01967443	0,81799187
61	-133,319755	-1,37803612	132,324726	127,457012	7,31001091	1,06162962
62	-141,182736	-10,061097	138,989204	134,151745	7,51004895	1,30050429
63	-144,953658	-16,7310188	143,093218	138,362711	7,57453538	1,50227902
64	-144,387703	-20,8685729	144,591327	140,034347	7,53381839	1,68430672
65	-141,113051	-19,79865	143,489038	139,013396	7,50768118	1,76257917
66	-135,133786	-13,1169618	139,904775	135,403219	7,41058339	1,63221664
67	-126,299316	-3,58988961	133,711052	129,183945	7,30105499	1,48988858
68	-112,854188	-4,56481271	124,823136	120,343646	7,07655706	1,32651491
69	-94,9841496	9,89062283	113,191802	108,832362	6,72796366	1,13202206
70	-71,7578912	27,8232834	98,5426996	94,3726311	6,28166538	0,92880813
71	-43,8646083	48,376289	80,8031609	76,8979718	5,69342304	0,68057501
72	6,38824864	55,4848817	43,6138061	43,3240266	5,00379575	1,25434879
73	14,5984705	73,1440556	29,5922035	29,3364358	4,31878336	1,00941358
74	44,2290209	98,2506307	13,0047402	12,7687364	3,48520884	-0,56534957
75	73,4574039	131,838367	-6,92647998	-7,18152852	2,83415453	-1,47418252
76	88,4242614	154,549332	-33,2090377	-35,2519154	2,8860176	-2,26936865
77	113,925503	197,286109	-61,899903	-64,4752579	2,71002134	-3,53267413
78	147,365033	250,512748	-98,7139051	-101,900566	2,46591871	-5,02335746
79	111,153292	196,946653	-61,3713273	-64,0218401	2,70823185	-3,6500104
80	82,4478786	153,187984	-32,0185188	-34,203974	2,86501462	-2,50583046
81	64,0423093	131,224355	-5,60666562	-5,90016339	2,84773515	-1,85003661
82	32,0543377	99,223142	14,7843304	14,4908904	3,46813614	-1,18150746
83	0,8313526	71,4932418	31,9361525	31,6274523	4,18187052	-0,61784482
84	-12,5741686	51,2090056	46,4375794	46,1003417	4,77518683	0,41168001
85	-35,7397397	34,6014912	58,6188149	58,2565889	5,26376808	0,57693779

86	-55,9376518	19,674455	68,9968131	68,615222	5,63562733	0,69823321
87	-72,8821472	6,62033108	77,6727342	77,277809	5,90611795	0,79619492
88	-86,6195016	-4,50657534	84,7329049	84,3302373	6,09190862	0,88180612
89	-163,236961	-28,6248869	139,010502	134,044271	6,69406682	0,31922515
90	-175,119765	-41,8789996	146,006667	141,091027	6,7127959	0,40289548
91	-182,520707	-52,6723595	150,46109	145,670607	6,61660498	0,46735977
92	-184,955949	-60,4831468	152,316872	147,724708	6,42462908	0,52995424
93	-183,556868	-66,4066058	151,726086	147,404072	6,10503454	0,55713419
94	-177,507803	-69,8292238	148,526605	144,554029	5,66504654	0,56569793
95	-166,705157	-70,3218551	142,534826	138,978965	5,12735069	0,56291401
96	-152,585045	-67,8672235	133,561701	130,436214	4,54964033	0,53764734
97	-132,545915	-62,2823278	121,098657	118,506429	3,80539281	0,47791089
98	-105,131238	-52,6242541	104,450211	102,513075	2,87213165	0,38555153
99	-68,192309	-37,6785144	82,9026132	81,7768705	1,7145459	0,26950012
100	-13,1882797	-13,1882797	51,1061648	51,1061648	0,05346409	0,05346409

Contrainte des armatures passives :

	arm sup (MPA)	arm sup (MPA)	arm inf (MPA)	arm inf (MPA)
0	0	0	0	0
1	27,2728103	4,76262365	11,3676629	1,98512363
2	45,9195997	7,35671711	19,1398878	3,0663756
3	60,3558559	8,99143807	25,1571076	3,74774861
4	71,4345795	9,83939871	29,774864	4,10118966
5	79,7376343	10,0585176	33,2356855	4,19252126
6	87,2033783	9,74678874	36,347505	4,06258862
7	92,7357139	8,95353091	38,6534546	3,73194841
8	96,1382257	7,69783319	40,0716658	3,20855723
9	97,6204337	5,98192777	40,6894695	2,49334548
10	97,0608464	3,79834574	40,4562262	1,58320002
11	94,4547572	1,12998379	39,3699742	0,47099198
12	89,921769	-2,04885873	37,4805656	-0,85399103
13	65,2528865	-4,52813348	32,7414304	-2,27204611
14	58,460642	-7,92428313	29,333339	-3,97610555
15	49,8942448	-11,8584093	25,0350449	-5,95010125
16	39,5770386	-16,422763	19,858261	-8,24032132
17	27,2343504	-22,3878439	13,6651669	-11,2333733
18	12,7396406	-33,1915392	6,39226981	-16,654259
19	-0,44730578	-45,8758154	-0,23901182	-24,5131244
20	-6,12017692	-60,511209	-3,27023415	-32,3333499
21	-13,137721	-77,5048038	-7,01996433	-41,4136485
22	-22,2152906	-98,1596905	-11,8704415	-52,4503092
23	-14,5486336	-76,2883685	-7,77386649	-40,7636627
24	-8,9378093	-58,3539346	-4,77579808	-31,1806394
25	-4,67751422	-42,8570679	-2,49936676	-22,9000973
26	7,88951156	-29,4894529	3,95865849	-14,7966921
27	22,3729251	-19,1326534	11,2258876	-9,60004181
28	34,8895723	-13,995436	17,5062677	-7,02238045
29	57,9693569	-12,2707919	24,1623837	-5,11462605
30	69,0155014	-7,49128335	28,7665608	-3,12246457
31	77,8159342	-3,40297222	32,4346959	-1,41840319
32	84,5521165	0,07541846	35,2424245	0,0314354
33	89,2524597	3,00213928	37,2015888	1,25133079
34	91,8645419	5,40462718	38,2903387	2,25271907
35	93,9864051	7,30464344	39,1747589	3,04467062
36	95,0929849	7,03141881	39,6359959	2,93078703
37	95,9970081	5,23406968	40,0128045	2,18162848
38	95,0430272	2,94266447	39,6151728	1,22654091
39	91,9474733	0,14824006	38,3249056	0,06178839
40	86,9298923	-3,17817234	36,2335124	-1,32470366
41	79,735542	-7,06759403	33,2348134	-2,94586533

42	55,2495478	-9,07455629	27,7221333	-4,55326911
43	46,2340252	-13,1544135	23,1984851	-6,60038717
44	35,2953038	-17,8734959	17,7098485	-8,96824422
45	22,4043261	-24,7838212	11,2416434	-12,4355841
46	7,21597275	-36,8759712	3,62070219	-18,5029676
47	-3,69134728	-50,971056	-1,97242173	-27,2356976
48	-16,8294126	-67,1075233	-8,99257005	-35,8580017
49	-27,5589938	-85,5346955	-14,7257773	-45,7043131
50	-40,5059045	-107,687502	-21,6437848	-57,541367
51	-27,5589575	-85,5126063	-14,7257579	-45,69251
52	-9,5966988	-67,1014864	-5,12786681	-35,8547759
53	-3,6866295	-50,9713143	-1,96990084	-27,2358356
54	7,22514651	-36,8687184	3,62530524	-18,4993284
55	22,4102761	-24,7771933	11,2446289	-12,4322584
56	35,300968	-17,8699787	17,7126905	-8,96647942
57	46,2331659	-13,151092	23,1980539	-6,59872053
58	70,4630166	-11,5737973	29,369904	-4,8241096
59	79,7071153	-7,07007362	33,2229648	-2,94689886
60	86,9408187	-3,17805723	36,2380667	-1,32465569
61	91,938507	0,14893176	38,3211683	0,0620767
62	95,022971	2,94639301	39,6068131	1,22809502
63	95,9985744	5,23433862	40,0134573	2,18174058
64	95,0932829	7,02868964	39,6361201	2,92964948
65	94,0033093	7,30136671	39,1818049	3,04330484
66	91,867214	5,40283069	38,2914525	2,25197027
67	89,236585	3,00082364	37,194972	1,25078242
68	84,5597962	0,07646731	35,2456255	0,03187257
69	77,8174833	-3,40834235	32,4353415	-1,42064153
70	69,0259211	-7,50147713	28,7709038	-3,12671347
71	57,9887623	-12,2776218	24,1704721	-5,11747285
72	34,8937928	-13,9999163	17,5083854	-7,02462845
73	22,3774213	-19,1301911	11,2281436	-9,59880632
74	7,55665991	-29,4882884	3,79164612	-14,7961077
75	-4,68006976	-42,8549867	-2,50073227	-22,8989852
76	-8,93590362	-58,3576835	-4,7747798	-31,1826426
77	-14,5481432	-76,2903662	-7,77360448	-40,7647301
78	-22,2202413	-98,1553677	-11,8730868	-52,4479993
79	-13,1396494	-77,5115952	-7,02099479	-41,4172774
80	-6,12097532	-60,5091801	-3,27066076	-32,3322658
81	-0,44784086	-45,8663984	-0,23929773	-24,5080925
82	12,7376428	-33,2157257	6,80618796	-17,7483759
83	27,2197511	-22,3826689	13,6578416	-11,2307766
84	39,5983721	-16,4200739	19,8689653	-8,23897202
85	49,8923011	-11,8574151	25,0340696	-5,9496024

86	58,4460655	-7,92654305	29,3260251	-3,97723949
87	65,2648565	-4,52904504	32,7474364	-2,27250349
88	70,4952256	-1,60605434	35,3718378	-0,80585732
89	94,445551	1,13173296	39,366137	0,47172105
90	97,0340635	3,79880724	40,4450627	1,58339238
91	97,586453	5,98124575	40,6753059	2,49306121
92	96,1463465	7,6998997	40,0750507	3,20941858
93	92,734167	8,95385794	38,6528098	3,73208472
94	87,192154	9,74594321	36,3428265	4,06223619
95	79,7475613	10,0593631	33,2398232	4,19287369
96	71,4673102	9,83983977	29,7885066	4,1013735
97	60,3812038	8,99429848	25,1676729	3,74894087
98	45,9459555	7,3634685	19,1508733	3,06918967
99	27,2734299	4,74868412	11,3679212	1,97931345
100	0	0	0	0

Annexe 3 : Connexion

	G KN/m	q moy	nombre des goujons	nombre des goujons	3 fils de goujons
0	884,478449		0		
1	721,664944	803,071696	14		
2	610,003778	665,834361	12		
3	534,114835	572,059306	10		
4	457,801379	495,958107	9		
5	382,638448	420,219913	7		
6	310,328063	346,483255	6		
7	240,39545	275,361757	5		
8	172,064566	206,230008	4		
9	-229,812944	-28,8741893	1		
10	-297,823438	-263,818191	5		
11	-366,054612	-331,939025	6	78	26
12	-435,464999	-400,759805	7		
13	-459,154326	-447,309662	8		
14	-528,692537	-493,923431	9		
15	-600,640559	-564,666548	10		
16	-675,127976	-637,884267	11		
17	-752,163095	-713,645536	13		
18	-831,608041	-791,885568	14		
19	-911,578371	-871,593206	15		
20	-1000,36012	-955,969248	17		
21	-1153,23181	-1076,79597	19		
22	-437,409994	-795,320902	14	137	46
23	1173,85057	368,220288	7		
24	1028,00982	1100,93019	19		
25	942,881612	985,445715	17		
26	863,332051	903,106832	16		
27	783,89979	823,61592	15		
28	708,024669	745,962229	13		
29	699,846182	703,935425	12		
30	619,840727	659,843454	12		
31	542,141952	580,99134	10		
32	466,984052	504,563002	9		
33	391,467644	429,225848	8		
34	315,676554	353,572099	6		
35	240,128986	277,90277	5		
36	-179,626089	30,2514484	1	149	50
37	-255,738785	-217,682437	4		
38	-331,503515	-293,62115	5		
39	-408,533594	-370,018555	7		

40	-485,783847	-447,158721	8		
41	-563,561284	-524,672566	9		
42	-582,835622	-573,198453	10		
43	-655,591732	-619,213677	11		
44	-730,68343	-693,137581	12		
45	-808,109812	-769,396621	14		
46	-887,591066	-847,850439	15		
47	-967,955177	-927,773121	16		
48	-1056,6742	-1012,31469	18		
49	-1199,5081	-1128,09115	20		
50	-445,296751	-822,402423	15	163	54
51	1196,5357	375,619474	7		
52	1053,71587	1125,12578	20		
53	967,095449	1010,40566	18		
54	887,28676	927,191104	16		
55	807,716263	847,501511	15		
56	730,455208	769,085735	14		
57	655,155162	692,805185	12		
58	641,945277	648,550219	11		
59	564,146508	603,045892	11		
60	486,378969	525,262738	9		
61	408,922063	447,650516	8		
62	332,360804	370,641434	7		
63	256,031178	294,195991	5		
64	180,466514	218,248846	4	156	52
65	-239,066592	-29,3000387	1		
66	-314,920464	-276,993528	5		
67	-390,448605	-352,684534	6		
68	-466,213955	-428,33128	8		
69	-542,594515	-504,404235	9		
70	-619,481592	-581,038053	10		
71	-699,411877	-659,446735	12		
72	-708,067103	-703,73949	12		
73	-784,449543	-746,258323	13		
74	-863,598339	-824,023941	15		
75	-943,199224	-903,398782	16		
76	-1030,50531	-986,852268	17		
77	-1175,66556	-1103,08544	19		
78	437,344069	-369,160747	7	150	50
79	1153,06344	795,203755	14		
80	999,94255	1076,503	19		
81	911,135995	955,539273	17		
82	829,858882	870,497438	15		
83	752,841049	791,349966	14		

84	674,9702	713,905625	13		
85	599,608951	637,289576	11		
86	528,901066	564,255009	10		
87	459,471925	494,186496	9		
88	395,309323	427,390624	8	129	43
89	365,490816	380,400069	7		
90	297,162656	331,326736	6		
91	230,157595	263,660126	5		
92	-171,483734	29,3369305	1		
93	-240,702641	-206,093187	4		
94	-310,554833	-275,628737	5		
95	-382,038481	-346,296657	6		
96	-457,534832	-419,786657	7		
97	-534,204588	-495,86971	9		
98	-610,454942	-572,329765	10		
99	-721,719105	-666,087023	12		
100	-883,315647	-802,517376	14	85	28
		somme	1047		