

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**Conception et étude du tablier de l'ouvrage  
d'art situé au PK26+960.500  
franchissant la voie ferrée  
pénétrante de Bejaia**

Présenté par :

AIT MANSOUR Thinhinane

Encadré par :

Mr BOUZIANE Nasser  
Mr TAKI Mohamed

Promotion 2018 /2019

## Remerciements

---

---

*Mes remerciements avant tout le bon dieu de m'avoir procuré la santé mentale et physique pour ma quête du savoir*

*J'exprime mes remerciements à mes encadreurs Monsieur BOUZIANE Nasser (Chef de département expertise et études ouvrage spécifique à SAPTA) et Monsieur TAKI Mohamed (Professeur à l'ENSTP) pour l'assistance qu'ils m'ont témoignée, pour leur disponibilité, leurs orientations et conseils sans lesquels ce travail ne verra pas le jour, qu'ils trouvent ici l'expression de notre gratitude.*

*J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur BEN HADJ MEKKI Makram (Expert international dans les ouvrages d'arts) et Monsieur BOUZINA (Ingénieur à SAPTA) qui m'ont aidé dans ce travail.*

*Enfin, je remercie aussi tous mes profs, les employés de l'ENSTP, et tous mes amis(es) et collègues qui m'ont soutenu et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

## Dédicaces

---

*J'adresse ma plus grande gratitude et mon plus profond amour et respect à ma mère et mon père et c'est avec fierté et émotion que je leur exprime tout mon affection, mon admiration de m'avoir aidée à persévérer et soutenu, épaulées encourager tout au long de mes études.*

*A mes chères sœurs : KAHINA, ASSIA et MELISSA.*

*A mes chères frères : MADJID et RACHID.*

*A mes chers grands parents.*

*A mon oncle et mes tantes*

*A mes cousins et cousines*

*A mes amis (es)*

*A Toute la promo 2016-2019*

*Pour n'oublie personne, à tout ceux que j'aime et qui m'aime, et tout ceux qui m'ont assisté et orienté lors de la conduite de cette étude.*

**T AIT-MANSOUR.**

## ملخص

هذا العمل جزء من المشروع النهائي ، الهدف الرئيسي منه هو دراسة وتصميم سطح جسر خرساني مسبق الإجهاد والذي يعد جزءاً من مشروع تحقيق اختراق طريق بجاية السريع الذي يربط الميناء بالطريق السريع شرق-غرب في حنيف.

المذكورة مكونة من 12 فصلاً يحتوي على المراحل الرئيسية للدراسة ، بدءاً من البحث الجغرافي ووصف عام للمشروع. بعد ذلك ، تقديم دراسة مفصلة للبنية الفوقية بما في ذلك تحديد أبعاد جميع العناصر المكونة بما في ذلك دراسة الإجهاد المسبق، والتحقق من القوى (وخاصة القيود) وتحديد التعزيز. وبالمثل، أجريت دراسة زلزالية. أجريت الدراسة بالإشارة إلى اللوائح والأدلة الأساسية ، منها 91BAEL و 91BPEL و RCPR و 2008RPOA. تم وضع نماذج لبعض أجزاء العمل بواسطة برنامج 2010ROBOT. الكلمات الرئيسية: الجسر، سابق الإجهاد، ما بعد التوتر، بسيط، كمر.

## Résumé

Ce présent travail a été réalisé dans le cadre du projet de fin d'étude, son objectif principal est l'étude et la conception d'un tablier d'un pont routier à poutres en béton précontraint qui fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière de Bejaia reliant le port à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif.

Le mémoire structuré en douze chapitres contient les principales étapes de l'étude en commençant par une recherche bibliographique et une description générale du projet. Par la suite, une étude détaillée de la superstructure a été exposée comprenant le dimensionnement de tous les éléments la constituant y compris l'étude de la précontrainte, la vérification des efforts (particulièrement les contraintes) et la détermination du ferrailage. De même une étude sismique a été réalisée.

L'étude est menée en se référant au règlement et aux guides indispensables notamment le BAEL91, BPEL91, RCPR2008 et le RPOA2008.

La modélisation de certaines parties de l'ouvrage est réalisée par le logiciel ROBOT2010.

**Mots clés :** pont, précontrainte, post-tension, isostatique, poutre.

## Abstract

This study was done as a part of the dissertation, the main objective of this work is the study and design of the road surface of the bridge with prestressed concrete girder, which is part of the penetrating highway project of Béjaia linking the port to the East-West highway in Ahnif.

The dissertation consists of twelve chapters contain the main basic steps of the study starting with the bibliographic research and the general description of the project. Thereafter, a detailed study of the superstructure was exposed, containing the dimensioning of all construction elements including the prestressed study, the forces audit (constraints) and the determination of the reinforcement. Likewise, a seismic study was realized.

The study is made referring to the regulation and to the indispensables guides in particular BAEL91, BPEL91, RCPR2008 and RPOA2008.

The modeling of some of construction was realized by ROBOT2010.

**Key Words:** bridge, prestressed, post tensioning, isostatic, beam.

## NOTATIONS ET SYMBOLES

BHP. Béton à Haute Performance	$E_{ij}$ : Module d'élasticité longitudinale instantanée du béton
DIF. Facteur d'augmentation dynamique	$E_{vj}$ : Module d'élasticité longitudinale différé du béton
SHPB. La barre de pression Split Hopkinson	$G$ : Module de cisaillement de béton
HPC. High Performance Concrets	$\nu$ : Coefficient de poisson
VFM. Méthode des champs virtuels	$E_s$ : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif
UHS. Ultra haute vitesse	$\overline{\sigma}_{st}$ : Contrainte admissible de traction de l'acier
$\rho$ . Densité du matériau	$f_e$ : Limite d'élasticité des aciers passifs
$C_0$ . Vitesse d'onde matérielle	$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier
$v_{pb}$ . Vitesse de retour	$E_p$ : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif des câbles
$\sigma_t$ . La contrainte de traction maximale	$\emptyset$ : Diamètre de la gaine
$A$ : Coefficient d'accélération	$\rho_{1000}$ : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs
$B_i$ : Aire de la section (i)	ELU : Etat limite ultime
$Y_i$ : Position de centre de gravité (c.d.g) de la section (i) par rapport à l'axe (XX')	ELS : Etat limite service
$S_{/\Delta}$ : Moment statique	$G$ : Poids propre du tablier
$I_{0i}$ : Moment d'inertie propre de la section (i)	$Q$ : Charge d'exploitation
$I_{/\Delta}$ : Moment d'inertie par rapport à $\Delta$	CP : Charge permanente
$(\Delta)$ : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême	CCP : Compliment des charges permanentes
$v' = Y_g$ : Distance séparant la fibre inférieure du centre de gravité $G$	$L_r$ : Largeur roulable
$v$ : Distance séparant la fibre supérieure du centre de gravité $G$	$L_c$ : Largeur chargeable
$I_g$ : Moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité	$N$ : Nombre de voies
$\rho$ : Coefficient de rendement géométrique de la section	$V$ : Largeur d'une voie
$i^2$ : Rayon de giration	$L$ : Porté d'une travée
$B_n$ : Section nette	$a_1$ : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
$I_n$ : Moment d'inertie nette de la section	$a_2$ : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.
$\rho_b$ : Masse volumique du béton	$b_c$ : Coefficient de pondération du convoi $B_c$ .
$f_{cj}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression au $j^{\text{ème}}$ jours.	$b_t$ : Coefficient de pondération du convoi $B_t$ .
$f_{tj}$ : Résistance caractéristique du béton à la traction au $j^{\text{ème}}$ jours.	$S$ : Charge maximale
$f_{bu}$ : Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU	$\delta$ : Coefficient de majoration dynamique.
$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.	$N1$ : Câble N°01
$t$ : Durée probable d'application de la combinaison d'action considérée	$N2$ : Câble N°02
$\sigma_{bc}$ : Contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S	$N3$ : Câble N°03
$\overline{\sigma}_{bt}$ : Contrainte admissibles à la traction	$A_p$ : Section des aciers actifs.
$\overline{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissibles à la compression	$f_{prg}$ : Contrainte maximale de rupture garantie des aciers actifs
	$f_{peg}$ : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité des aciers actifs
	$M_{max}$ : Moment maximum

$M_{\min}$  : Moment minimum  
 $P_{\min}$  : Valeur minimale de précontrainte  
 PI : Force minimale en section sous critique  
 PII : Force minimale en section sur critique  
 $P_0$  : Effort à l'origine  
 $n$  : Nombre de câbles  
 $\sigma_{inf}$  : Contrainte sur la fibre inférieure  
 $\sigma_{sup}$  : Contrainte sur la fibre supérieure  
 $\alpha(x)$  : Inclinaison des câbles de précontrainte  
 $e_v$  : Espacement vertical  
 $P$  : Effort de précontrainte  
 $V_M$  : Effort tranchant maximum  
 $V_m$  : Effort tranchant minimum  
 $\bar{V}$  : Effort tranchant limité.  
 $m$  : Nombre de gaine par lit  
 $b_n$  : Largeur nette de la section  
 $\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service  
 $P$  : poutre  
 $P+D$  : poutre+dalle  
 $\Delta\sigma_{pi}(x)$  : La valeur totale de ces pertes de tension instantanées  
 $\sigma_{pi}(x)$  : Tension initiale  
 $\sigma_{p0}$  : Tension appliquée à l'origine  
 $e$  : Base des logarithmes népériens  
 $f$  : Coefficient de frottement en courbe  
 $\alpha$  : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$   
 $\alpha(x)$  : Angle du câble à une distance  
 $\alpha(0)$  : Angle du câble à  $x=0$   
 $x$  : Distance de la section considérée  
 $\omega$  : Coefficient de frottement en ligne  
 $\Delta\sigma_{frot}(x)$  : Perte de tension par frottement  
 $\Delta\sigma_{rec\ max}$  : Pertes max par recul d'ancrage  
 $\Delta\sigma_{rec}$  : Pertes par recul d'ancrage en différentes sections  
 $\psi$  : Courbe totale.  
 $L$  : Longueur de câble  
 $d$  : Distance d'ancrage  
 $g$  : Glissement à l'ancrage  
 $\sigma_b(x)$  : Contrainte normale du béton  
 $e(x)$  : Excentricité du câbles de précontrainte  
 $\Delta\sigma_{racc}(x)$  : Perte de tension par déformation instantanée du béton  
 $\Delta\sigma_{pd}(x)$  : Valeur totale de ces pertes de tension différées

$\sigma_{pf}(x)$  : Tension finale  
 $\varepsilon_r$  : Retrait totale du béton  
 $r(j)$  : Fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps exprimée en (cm)  
 $\Delta\sigma_{pr}$  : Perte finale due au retrait du béton  
 $r_m$  : Rayon moyen de la section  
 $\Delta\sigma_{fl}$  : Perte de tension due au fluage du béton  
 $\sigma_M$  : Contrainte maximal dans le béton après les pertes instantanées.  
 $\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton après les pertes différées.  
 $\Delta\sigma_{relx}$  : Perte de tension due à la relaxation des câbles  
 $\sigma_G$  : Contrainte de au poids propre  
 $\sigma_p$  : Contrainte due au moment de précontrainte  
 $\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle.  
 $V_{red}$  : Effort tranchant réduit  
 $S(y)$  : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situé au dessus de l'axe neutre.  
 $M_{RA}$  : Moment résistants à la rupture des armatures de précontrainte  
 $M_{RB}$  : Moment résistants à la rupture des armatures du béton.  
 $\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime  
 $\tau'_u$  : Contrainte de cisaillement limite  
 $A_s$  : Ferrailage d'éclatement  
 $A_t$  : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  
 $S_t$  : Espacement de deux cours de ces armatures  
 $\sigma_{mj}$  : Contrainte moyenne de compression longitudinale  
 $A_e$  : Ferrailage d'éclatement  
 $A_s$  : Ferrailage de surface  
 $M_{xx}$  : Moment suivant  $xx$   
 $M_{yy}$  : Moment suivant  $yy$   
 $c$  : Enrobage  
 $d$  : Hauteur utile  
 $\bar{M}_1$  : Moment limite de service  
 $M_{ser}$  : Moment maximum à l'ELS

$x$  : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimé  
 $z$  : Distance entre l'armature tendue et l'armature comprimée  
 $A_{\min}$  : Section minimal des aciers passifs  
 $Q_u$  : Charge concentré à l'ELU  
 $P$  : Charge de la roue.  
 $U_c$  : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.  
 $F_g$  : Flèche due au poids propre  
 $F_p$  : Contre flèche due à ma précontrainte  
 $M_p$  : Moment due à la précontrainte  
 $X_G$  : Distance du centre de gravité  
 $F_C$  : Flèche de construction  
 $F_{D240}$  : Flèche due à la surcharge  
 $\bar{M}$  : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.  
 $F_T$  : Flèche totale  
 $\theta_g$  : Rotation sous le poids propre  
 $\theta_p$  : Rotation due à la précontrainte  
 $\theta_{D240}$  : Rotation due à la surcharge maximale  
 $\theta_T$  : Rotation totale  
 $\Delta h_{rot}$  : Déplacement due à la rotation d'appuis  
 $\Delta h_{ret}$  : Déplacement dû au retrait  
 $\Delta h_{flu}$  : Déplacement dû au fluage  
 $\Delta h_{T^\circ}$  : Déplacement dû à la variation de la température  
 $\Delta h_{Totale}$  : Déplacement total  
 $N_{max}$  : Réaction maximale à ELS  
 $T$  : hauteur nette d'élastomère.  
 $t$  : épaisseur d'un feuillet élémentaire  
 $U$  : déplacement due à la variation linéaire lente (retrait, fluage, température).  
 $H_s$  : Effort horizontal due au séisme  
 $K_H$  : Accélération sismique horizontale  
 $H_d$  : Effort due aux déplacements  
 $\tau_N$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal  
 $\tau_H$  : Contrainte de cisaillement due aux déformations tangentielles  
 $\tau_\alpha$  : Contrainte de cisaillement due à la rotation  
 $\alpha_t$  : Angle de rotation exprimé en radian d'un feuillet élémentaire :

$\alpha_0$  : Rotation supplémentaire. Pour les poutres préfabriquées en BP  
 $\alpha$  : Rotation maximale de l'appareil d'appui,  
 $n$  : nombre de feuillet  
 $\sigma_e$  : Limite d'élasticité en traction de l'acier  
 $t_s$  : Épaisseur des frettes intermédiaires  
 $H_t$  : Hauteur totale de l'appareil d'appui  
 $\Delta H_{frein}$  : Déplacement due au freinage  
 $\Delta H_s$  : Déplacement due au séisme  
 $\Delta H_{lin}$  : Déplacement due aux variations linéaires  
 $cdm$  : Centre de masse.  
 $cea$  : Centre élastique des appuis.  
 $S_a(T)$  : Accélération spectrale  
 $T$  : Période fondamentale T  
 $S_{ae}(T)$  : Spectre de réponse élastique  
 $g$  : Accélération de la pesanteur  
 $(T_1, T_2)$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site .  
 $S$  : Coefficient de site.  
 $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement.  
 $(\xi)$  : Taux d'amortissement  
 $F_{longitudinale}$  : Effort longitudinal global  
 $d_{long}^{tablier}$  : Déplacement longitudinal du tablier par rapport au sol  
 $d_{long}^{pile}$  : Déplacement de la tête de pile par rapport au sol  
 $I_x$  : Le moment d'inertie de la section transversale des fûts.  
 $R_i$  : L'action sismique verticale  
 $a$  : Accélération du sol ;  
 $b$  : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage  
 $\mu$  : Masse linéique du tablier  
 $L$  : Longueur travée

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Vue longitudinale d'un pont type.....	3
Figure I.2: Section transversale d'un pont à poutres.....	3
Figure I.3. les éléments principaux d'un pont.....	3
Figure I.4. Pont droit (Tracé en plan).....	5
Figure I.5. Pont biais (Tracé en plan).....	5
Figure I.6. Pont courbe (Tracé en plan).....	5
Figure I.7. Pont cantilever du 1 <sup>er</sup> type.....	6
Figure I.8. Pont cantilever du 2 <sup>ème</sup> type.....	6
Figure I.9 : Béton à haute performance, les granulats sont également fissurés.....	8
Figure I.10. Diagramme contrainte déformation.....	9
Figure I.11. Chargement dynamique et moyens d'essais correspondants.....	10
Figure I.12. Configuration typique pour un périphérique SHPB.....	11
Figure I.13. Graphique des résultats expérimentaux des facteurs d'augmentation dynamique (DIF) comparés aux facteurs d'augmentation dynamique (DIF) dérivés du modèle concret CEB.....	12
Figure I.14. Le montage photomécanique utilisé pour effectuer les tests d'écaillage.....	14
Figure I.15. Image d'un spécimen avec un motif de grille au pas de 1 mm pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.....	14
Figure I.16. Comparaison de la contrainte axiale obtenue à l'aide d'une jauge de contrainte et d'une jauge de contrainte virtuelle déduites des mesures en plein champ à 40 mm de l'extrémité libre de l'échantillon.....	15
Figure I.17. Comparaison de la vitesse de face arrière obtenue à l'aide d'un interféromètre laser et des mesures en plein champ de la caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.....	16
Figure I.18. Image d'un échantillon avec un motif de grille au pas de 1 mm, pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.....	16
Figure II.1. Site de l'ouvrage (Google earth).....	19
Figure II.2. Tracé en plan.....	19
Figure II.3. Profil en long.....	20
Figure II.4. Profil en travers.....	20
Figure II.5. Carte de zonage sismique en Algérie (RPOA-2008).....	22
Figure III.1. Domaine privilégiés d'emploi (selon SETRA).....	24
Figure III.2. Coupe transversale sur pile.....	28
Figure III.3. Coupe transversale à mi-travée.....	28
Figure III.4. Plan de la structure de poutre.....	29
Figure III.5. Coupe longitudinale du projet.....	29
Figure III.6. La décomposition de différentes sections de la poutre.....	30
Figure IV.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....	37
Figure IV.3. Diagramme contrainte – déformation de l'acier.....	39
Figure V.1. Les sections de la poutre.....	40
Figure V.2. Les équipements du tablier.....	41

Figure VI.1. Charge du moment uniformément répartie.....	46
Figure VI.2. Surcharge A(L) uniformément répartie.....	46
Figure VI.3. Surcharge Bc (R est sym avec l'essieu de 12t).....	47
Figure VI.4. Surcharge Bt (R est sym avec l'essieu de 16t).....	48
Figure VI.5. Surcharge Br à L/2.....	48
Figure VI.6. Surcharge Mc120 à L/2.....	48
Figure VI.7. Surcharge D240 à L/2.....	49
Figure VI.8. Charge du moment uniformément répartie.....	49
Figure VI.9. Surcharge A(L) uniformément répartie.....	49
Figure VI.10. Surcharge Bc à 0L.....	50
Figure VI.11. Surcharge Bt à 0L.....	50
Figure VI.12. Surcharge Br à 0L.....	50
Figure VI.13. Surcharge Mc120 à 0L.....	51
Figure VI.14. Surcharge D240 à 0L.....	51
Figure VII.1. Modélisation des poutres.....	54
Figure VII.2. Modélisation de l'hourdis (+maillage).....	54
Figure VII.3. Modélisation des appuis.....	54
Figure VII.4. Le moment min (poids propre).....	56
Figure VII.5. Le moment Max à ELS (G+D <sub>240</sub> ).....	56
Figure VII.6. Le moment Max à ELU (1.35G+1.35D <sub>240</sub> ).....	56
Figure VII.7. L'effort tranchant MIN (poids propre).....	56
Figure VII.8. L'effort tranchant Max à ELS (G+D <sub>240</sub> ).....	57
Figure VII.9. L'effort tranchant Max à ELU (1.35G+1.35D <sub>240</sub> ).....	57
Figure VIII.1. Les contraintes admissibles de traction et compression du béton.....	61
Figure VIII.2. Disposition des câbles à l'about.....	63
Figure VIII.3. Disposition des câbles dans La section médiane.....	63
Figure VIII.4. Schématisation des câbles de précontraintes.....	64
Figure VIII.5. Largeur de la table de compression participante dans la contrainte normale...	73
Figure VIII.6. Sections participantes lors de calcul des contraintes tangentielles.....	73
Figure VIII.7. Zone de concentration des contraintes.....	78
Figure VIII.8. Ferrailage de la zone d'encrage de l'about.....	79
Figure IX.1. Schéma de ferrailage de l'hourdis.....	82
Figure X.1. Diagramme du moment due au précontrainte.....	85
Figure X.2. Diagramme des moments dus à la surcharge D240.....	86
Figure XI.1. Dimensions de l'appareil d'appui type élastomère fretté.....	90
Figure XII.1. Dimensionnement de la pile.....	90
Figure XII.2. Séisme longitudinal.....	101
Figure XII.3. Spectre de réponse élastique -composante horizontale- 5% d'amortissement..	103
Figure XII.4. Séisme transversal.....	104

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Ponts types SETRA.....	6
Tableau I.2. Exemple de formulation d'un BHP.....	8
Tableau I.3. Caractéristique de résistance et de déformation suivant la norme EN1992-1-1:2004.....	9
Tableau I.4. Mélanger les proportions pour un échantillon de 15 mm (kg / m3).....	11
Tableau I.5. Mélanger les proportions pour un échantillon de 50 mm (kg / m3).....	11
Tableau I.6. Résultats expérimentale.....	12
Tableau I.7. Composition du mélange BHP utilisé dans les essais de traction dynamique....	14
Tableau III.1. Les principaux avantages et inconvénients de chaque procédé (post-tension ; pré-tension).....	24
Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée.....	28
Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre+dalle à mi-travée.....	28
Tableau III.4. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à l'about.....	29
Tableau III.5. Caractéristiques géométriques de la poutre+dalle à l'about.....	29
Tableau III.6. Caractéristiques géométriques de la poutre seule de la section variable.....	30
Tableau III.7. Caractéristiques géométriques de la poutre+dalle de la section variable.....	33
Tableau V.1. Valeurs de la charge A(l).....	43
Tableau V.2. Les valeurs de charge Bc.....	43
Tableau V.3. Lesvaleurs de charge Bt.....	43
Tableau V.4. Gradient thermique.....	44
Tableau VI.1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.....	52
Tableau VII.1. Définition des charges et surcharges.....	55
Tableau VII.2. Combinaison des charges à ELU et ELS.....	55
Tableau VIII.1. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre+dalle.....	59
Tableau VIII.2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	60
Tableau VIII.3. Vérification des contraintes en différentes phases de construction.....	62
Tableau VIII.4. Caractéristiques géométriques du câble N°01 sur différents points.....	64
Tableau VIII.5. Caractéristiques géométriques du câble N°02 sur différents points.....	64
Tableau VIII.6. Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points.....	65
Tableau VIII.7. Caractéristiques géométriques du câble moyen sur différents points.....	65
Tableau VIII.8. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans et avec hourdis.....	66
Tableau VIII.9. Pertes par frottement en différentes sections.....	67
Tableau VIII.10. Calcul de la valeur de $\lambda$ (m).....	68
Tableau VIII.11. Pertes de tension par recul d'ancrage.....	68
Tableau VIII.12. Perte par déformation instantané du béton.....	69
Tableau VIII.13. Pertes dues au retrait.....	70
Tableau VIII.14. Pertes dues au fluage.....	70
Tableau VIII.15. Pertes dues à la relaxation.....	71

Tableau VIII.16. Récapitulation des pertes totales.....	71
Tableau VIII.17. Justification vis à vis des contraintes normales (5 <sup>ème</sup> phase).....	72
Tableau VIII.18. Caractéristiques géométriques pour le calcul des contraintes tangentielles..	74
Tableau VIII.19. Vérification des contraintes tangentielles.....	74
Tableau IX.1. Les moments suivant (xx).....	80
Tableau IX.2. Les moments suivant (yy).....	80
Tableau IX.3. Récapitulatif des moments.....	80
Tableau IX.4. Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS.....	81
Tableau IX.5. Choix des armatures longitudinales.....	82
Tableau IX.6. Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS.....	82
Tableau IX.7. Choix des armatures transversales.....	82
Tableau IX.8. Vérification de non poinçonnement.....	83
Tableau X.1. Valeurs des moments dus à la précontrainte.....	84
Tableau XII.7.1. Effort sismique combiné selon le RPOA pour la pile.....	106
Tableau XII.7.2. Effort sismique combiné selon le RPOA pour un fut.....	107

# SOMMAIRE

REMERCIEMENT

DEDICACE

RESUME

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	1
CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....	2
I.1 INTRODUCTION .....	2
I.2 HISTORIQUE DES PONTS .....	2
I.3. LES ELEMENTS PRINCIPAUX D’UN PONT .....	3
I.4. CLASSIFICATION DES PONTS .....	4
I.4.1. Suivant la destination du pont (nature de leur voie portée) .....	4
I.4.2. Suivant la nature de leurs matériaux employés.....	4
I.4.3. Suivant leur disposition en plan.....	4
I.4.4. Suivant leur niveau de passage .....	5
I.4.5. Suivant la mobilité de leur tablier.....	5
I.4.6. Suivant leur schéma transversal.....	5
I.4.7. Suivant leur schéma longitudinal.....	5
I.4.8. Suivant leur procédé de construction.....	6
I.4.9. Ponts Types du SETRA .....	6
I.5. INNOVATION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION DES PONTS .....	7
I.6. APERÇU SUR LES BETONS A HAUTE PERFORMANCE .....	7
I.7. COMPORTEMENT MECANIQUE DES BHP .....	8
I.7.1. Comportement en compression.....	8
I.7.2. Comportement en Traction .....	9
I.7.3. Rigidité.....	9
I.8. Effet de la vitesse de chargement.....	10
I.9. COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BHP .....	10
I.9.1. Comportement dynamique des BHP sous compression .....	10

I.9.1.1. Programme expérimental .....	11
I.9.1.2. Résultats .....	11
I.9.1.3. Conclusion .....	12
I.9.2. Comportement dynamique des BHP sous traction [16].....	13
I.9.2.1. Méthodologie expérimentale.....	14
I.9.2.2. Résultats expérimentaux .....	14
I.9.2.3. Conclusion .....	16
I.10. CONCLUSION.....	17

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	18
II.1. INTRODUCTION .....	18
II.2. CONTEXTE DU PROJET .....	18
II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	18
II.4. DONNEES FONCTIONNELLES DE L'OUVRAGE.....	19
II.4.1. Données relative à la voie porté.....	19
II.4.1.1. Tracé en plan.....	19
II.4.1.2. Profil en long .....	20
II.4.1.2. Profil en travers .....	20
II.4.2. Données relative à l'obstacle franchi.....	20
II.5. DONNEES NATURELLES DE L'OUVRAGE .....	20
II.5.1. Contexte géologique régional.....	20
II.5.2. Données géotechniques .....	21
II.5.2.1. Sondages carottés .....	21
II.5.2.2. Sondages pressiométriques.....	21
II.6. SISMICITE DE LA ZONE .....	22
II.7. CONCLUSION .....	22

CHAPITRE III. CONCEPTION ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DU TABLIER .....	23
III.1. INTRODUCTION.....	23
III.2. CHOIX DU TYPE DE TABLIER .....	23

III.3. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER .....	25
III.3.1. Dimensionnement de la poutre.....	25
III.3.2. Pré dimensionnement de la dalle.....	27
III.3.3. Pré dalle.....	27
III.3.4. Equipements du pont.....	27
III.3.5. Présentation finale de la variante.....	28
III.4. Determination Des Caracteristiques Geometrique De La Poutre.....	30
III.4.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée.....	31
III.4.2. Caractéristique géométrique de la poutre à l’about.....	32
III.4.3. Caractéristique géométrique de la poutre de section variable (transitoire).....	32
III.5. CONCLUSION .....	33
CHAPITRE IV. HYPOTHESES DE CALCUL .....	34
IV.1. INTRODUCTION .....	34
IV.2. DOCUMENTS DE REFERENCE.....	34
IV.2.1. Règles (BAEL91) modifie 99 : Béton Armé aux Etats limites.....	34
IV.2.2. Règles (BPEL91) .....	34
IV.2.3. Règles RCPR.....	35
IV.2.4. Guide SETRA (VIPP).....	35
IV.2.5. Le règlement RPOA 2008.....	35
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	35
IV.3.1. Béton .....	35
IV.3.1.1. Caractéristiques mécaniques de Béton.....	35
IV.3.1.2. Contraintes admissibles du Béton .....	36
IV.3.1.3. Déformation du Béton.....	37
IV.3.2. Acier .....	38
IV.3.2.1. Aciers passifs .....	38
IV.3.2.2. Aciers actifs.....	39
IV.4. CONCLUSION.....	39

CHAPITRE V. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES .....	40
V.1. INTRODUCTION .....	40
V.2. CALCUL DES CHARGES .....	40
V.2.1. Charges permanentes (CP) .....	40
V.2.2. Charges complémentaires permanentes (CCP) .....	41
V.3. CALCUL DES SURCHARGES (SELON RCPR) .....	42
V.3.1. Caractéristique du pont.....	42
V.3.2. Evaluation des surcharges .....	42
V.3.2.1. Système A(L) .....	42
V.3.2.2. Système B.....	43
V.3.2.3. Charge militaire $M_{c120}$ .....	44
V.3.2.4. Convoi exceptionnel $D_{240}$ .....	44
V.4. EFFETS THERMIQUES .....	44
V.4.1. Variation uniforme .....	44
V.4.2. Gradient thermique.....	44
V.5. CONCLUSION .....	45
CHAPITRE VI. REPARTITION LONGITUDINALES DES EFFORTS .....	46
VI.1. INTRODUCTION .....	46
VI.2. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT.....	46
VI.2.1 Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente .....	46
VI.2.2. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L).....	46
VI.2.3. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_c$ .....	47
VI.2.4. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_t$ .....	48
VI.2.5. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $B_r$ .....	48
VI.2.6. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $M_{c120}$ .....	48
VI.2.7. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge $D_{240}$ .....	49
VI.3. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS .....	49
VI.3.1. Calcule des efforts tranchants due à la charge permanente.....	49
VI.3.2. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge A(L) .....	49
VI.3.3. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $B_c$ .....	50
VI.3.4. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $B_t$ .....	50
VI.3.5. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $B_r$ .....	50

VI.3.6. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $M_{c120}$ .....	51
VI.3.7. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge $D_{240}$ .....	51
VI.4. TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS LONGITUDINALES.....	52
VI.5. CONCLUSION.....	52
CHAPITRE VII. REPARTION TRANSVERSALE DES EFFORTS.....	53
VII.1. INTRODUCTION .....	53
VII.2. METHODE NUMERIQUE (ROBOT2010).....	53
VII.3. MODELISATION DU TABLIER .....	53
VII.3.1. Poutres .....	53
VII.3.2. Hourdis .....	54
VII.3.3. Appuis.....	54
VII.4. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	55
VII.4.1. Définition des charges .....	55
VII.4.2. Combinaisons .....	55
VII.5. RESULTATS.....	55
VII.6. CONCLUSION.....	57
CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTES.....	58
VIII.1. INTRODUCTION.....	58
VIII.2. Méthodologie De Réalisation De La Superstructure De L'ouvrage .....	58
VIII.2.1. Préfabrication des poutres en T.....	58
VIII.2.2. Stockage, transport et pose des poutres.....	58
VIII.2.3. Exécution de la dalle du tablier .....	59
VIII.2.4. Charge permanente des équipements nécessaires sur le tablier et mise en exploitation.....	59
VIII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTES .....	59
VIII.3.1. Données .....	59
VIII.3.2. Caractéristiques de la poutre .....	59
VIII.3.3. Détermination de l'effort de précontrainte .....	60
VIII.3.4. Détermination du nombre de câbles.....	60

VIII.3.4.1. A mi-travée.....	60
VIII.3.4.2. A l'about.....	60
VIII.3.5. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte.....	61
VIII.3.6. Vérification des contraintes.....	61
VIII.3.6.1. Première phase (sept (7) jours).....	62
VIII.3.6.2. Deuxième phase (28 jours).....	62
VIII.3.6.3. Troisième phase.....	62
VIII.3.6.4. Quatrième phase Tablier à vide (CP+CPP).....	62
VIII.3.6.5. Cinquième étape Tablier (CP+CPP + surcharge).....	62
VIII.4. DISPOSITION DES CABLES .....	63
VIII.4.1. Disposition constructives des câbles .....	63
VIII.4.1.1. Section d'about.....	63
VIII.4.1.2. Section à mi-travée.....	63
VIII.4.2. Trace des câbles.....	63
VIII.4.3. Vérification de l'angle de relevage selon le BPEL .....	65
VIII.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES DES SECTIONS .....	66
VIII.6. CALCUL DES PERTES .....	66
VIII.6.1. Pertes de tension instantanée.....	67
VIII.6.1.1. Perte de tension par frottement.....	67
VIII.6.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage.....	68
VIII.6.1.3. Perte de tension par déformation instantanée du béton.....	68
VIII.6.2. Pertes de tension différées.....	69
VIII.6.2.1. Perte de tension due au retrait du béton.....	69
VIII.6.2.2. Perte de tension due au fluage du béton.....	70
VIII.6.2.3. Perte de tension due à la relaxation des câbles :.....	70
VIII.7. CALCULE JUSTIFICATIF DES SECTIONS .....	71
VIII.7.1. Justificatif de la poutre à l'ELS.....	71
VIII.7.1.1. Vis-à-vis des contrainte normal.....	71
VIII.7.1.2. Vis-à-vis des contrainte tangentiels.....	72
VIII.7.2. Justificatif de la poutre à l'ELU .....	74
VIII.7.2.1. Sécurité à la rupture en flexion.....	74
VIII.7.2.2. Sécurité à la rupture par effort tranchant.....	75
VIII.8. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE .....	76

VIII.8.1. Armature longitudinale de la zone tendu.....	76
VIII.8.2. Armature de peau .....	76
VIII.8.2.1. Longitudinalement.....	76
VIII.8.2.2. Transversalement.....	77
VIII.8.3. Cadre de talon.....	77
VIII.9. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT.....	78
VIII.9.1. Zone de surface.....	78
VIII.9.2. Zone intermédiaire comprimée.....	78
VIII.9.3. Zone d'éclatement .....	79
VIII.10. CONCLUSION .....	79
CHAPITRE IX. ETUDE DE L'HOURLDIS .....	80
IX.1. INTRODUCTION .....	80
IX.2. CALCUL DES MOMENTS .....	80
IX.2.1. Etude longitudinale de la dalle.....	80
IX.2.2. Etude transversale de la dalle.....	80
IX.3. FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS .....	81
IX.3.1. Armature au sens longitudinale.....	81
IX.3.1.1. Dimensionnement à l'ELS .....	81
IX.3.1.2. Choix des armatures.....	82
IX.3.2. Armatures au sens transversale.....	82
IX.3.2.1. Dimensionnement à l'ELS .....	82
IX.3.2.2. Choix des armatures.....	82
IX.4. Vérifications.....	83
IX.4.1. Vérification des espacements (BAEL).....	83
IX.4.2. Vérification de non poinçonnement.....	83
IX.5. Conclusion .....	83
CHAPITRE X : ETUDE DES DEFORMATIONS .....	84
X.1. INTRODUCTION .....	84
X.2. CALCUL DES FLECHES .....	84
X.2.1. Flèche due au poids propre.....	84

X.2.2. Contre flèche due au précontrainte.....	84
X.2.3. Flèche de construction.....	85
X.2.4. Flèche due à la surcharge .....	85
X.2.5. Flèche totale .....	86
X.3. CALCUL DES ROTATIONS.....	86
X.3.1. Rotation sous le poids propre .....	86
X.3.2. Rotation due à la précontrainte.....	86
X.3.3. Rotation due à la surcharge maximale.....	86
X.3.4. Rotation totale .....	87
X.4. CALCULE DES DEPLACEMENTS .....	87
X.4.1. Déplacement due à la rotation d'appuis .....	87
X.4.2. Déplacement due au retrait.....	87
X.4.3. Déplacement due au fluage .....	87
X.4.4. Déplacement due à la variation de la température.....	87
X.4.5. Déplacement totale .....	88
X.5. CONCLUSION .....	88
CHAPITRE XI. CALCUL DES EQUIPEMENTS.....	89
XI.1. INTRODUCTION .....	89
XI.2. LES APPAREILS D'APPUIS .....	89
XI.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui (selon bulletin technique de SETRA).....	89
XI.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui .....	90
XI.2.1.2. Détermination de la hauteur nette d'élastomère.....	90
XI.2.1.3. Dimensionnement en plan de l'appareil.....	90
XI.2.2. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure.....	90
XI.2.2.1. Force de freinage développée par le système A(L).....	91
XI.2.2.2. Force de freinage développée par le système B <sub>c</sub> .....	91
XI.2.2.3. Effort due au séisme : selon « RPOA 99/REVISION 2003 ».....	91
XI.2.2.4. Effort due aux déplacements.....	91
XIII.2.3. Vérification des contraintes.....	91
XIII.2.3.1. Contrainte de compression .....	91
XI.2.3.2. Contrainte de cisaillement.....	91
XI.2.4. Dimensionnement des frettes .....	93

XI.3. DES D' APPUIS .....	93
XI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis .....	93
XI.3.2. Ferrillages des dés d'appuis .....	94
XI.3.2.1. Armature de chaînage .....	94
XI.3.2.2. Armature de profondeur .....	94
XI.3.2.3. Armature de diffusion .....	94
XI.4. JOINT DE CHAUSSE .....	94
XI.4.1. Déplacement due au freinage .....	94
XI.4.2. Déplacement due au séisme .....	95
XI.4.3. Déplacement due aux variations linéaires .....	95
XI.5. PLOT PARASISMIQUE .....	95
XI.5.1. Dimensionnement .....	95
XI.5.2. Ferrillage des plots .....	96
XI.6. LES GARGOUILLES .....	96
XI.7. Conclusion .....	96
CHAPITRE XII. ETUDE SISMIQUE .....	97
XII.1. INTRODUCTION .....	97
XII.2. CLASSIFICATION ET DONNEES .....	97
XII.3. DIMENSIONS DE LA PILE .....	97
XII.3.1. dimensionnement du chevêtre .....	98
XII.3.2. dimensionnement des futs .....	98
XII.3.3. dimensionnement de la semelle .....	98
XII.4. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE .....	99
XII.4.1. Critère N°01 : Masse modale .....	99
XII.4.2. Critère N°02 : Angle de biais .....	99
XII.4.3. Critère N°03 : Angle de courbure .....	100
XII.4.4. Critère N°04 : symétrie transversal .....	100
XII.4.4.1. Calcule du centre de masse .....	100
XII.4.4.2. Calcule du centre élastique des appuis .....	100
XII.5. SEISME LONGITUDINAL .....	101
XII.5.1. Détermination de la raideur du système .....	102
XII.5.2. Période longitudinale du système .....	102

XII.5.3. Détermination des actions sismiques.....	102
XII.5.3.1. Spectre de réponse élastique.....	102
XII.5.3.2. Effort longitudinale globale.....	103
XII.5.3.3. Répartition des efforts sismiques sur les appuis.....	103
XII.5.3.4. Evaluation des déplacements.....	103
XII.6. SEISME TRANSVERSAL .....	104
XII.7. SEISME VERTICAL .....	106
XII.8. EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION .....	106
XII.9. CONCLUSION.....	107
CONCLUSION GENERALE.....	108

A decorative orange banner with wavy, irregular edges, resembling a piece of paper or a ribbon. The banner is centered on the page and contains the text "INTRODUCTION GENERALE" in a bold, black, serif font.

# **INTRODUCTION GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

Chaque pont est un ouvrage qui comprend essentiellement deux grandes parties : la superstructure et l'infrastructure. On parle de la superstructure, la partie supérieure du pont qui reçoit les charges dues au trafic et des actions extérieures, cette partie nécessite une analyse de tous les paramètres intervenants et une étude spécifique complète : c'est l'objet de notre travail dont le thème s'intitule « étude et conception du tablier de l'ouvrage d'art situé au PK 26+960.500 franchissant la voie ferrée -pénétrante de Bejaia- » situé à EL Kseur, faisant partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière de Bejaia reliant le port à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif. Ce thème est Proposé par l'entreprise nationale SAPTA « société algérienne des ponts et des travaux d'arts » sise à Bejaia.

Pour réaliser ce travail de fin d'études, nous avons structuré notre mémoire en 12 chapitres : le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique, en première partie sur les ouvrages d'arts d'une manière générale, en deuxième partie sur un thème de recherche visant à développer la problématique de l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement mécanique des béton à haute performance

Le deuxième, le troisième et le quatrième chapitres sont réservés à dimensionner les éléments du tablier après avoir analysé les données du projet, la définition des caractéristiques des matériaux ainsi que la présentation du règlement et guides du calcul notamment BAEL91, BPEL91, RCPR2008.

Le cinquième, le sixième et le septième chapitres sont consacrés au calcul des charges et surcharges pour le traitement des efforts internes longitudinalement et transversalement à l'aide du logiciel ROBOT 2010, dont la modélisation basée sur la méthode des éléments finies.

Le huitième, le neuvième et le dixième chapitres étudient le dimensionnement de la précontrainte, la vérification d'état de contraintes et la détermination du ferrailage nécessaire, ainsi que l'étude de l'hourdis en flexion simple, et le calcul de déformation de la poutre (flèches, rotations, déplacements). Après avoir calculé les déplacements de la poutre, le dixième chapitre contient le dimensionnement et le calcul des équipements tel que : l'appareil d'appui, dé d'appui, joint de chaussée, plot parasismique et les gargouilles.

Le dernier chapitre est réservé à l'étude sismique pour la détermination de la réponse du comportement de l'ouvrage.

Notre mémoire se termine par une conclusion générale faisant apparente les points essentiels de notre travail.

A decorative orange banner with wavy, irregular edges, resembling a piece of paper or a ribbon, centered on a white background. The banner has a slight gradient and a shadow effect on its top edge.

**CHAPITRE I**  
**RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

## I.1 INTRODUCTION

Avec la croissance de population le trafic devient plus important, pour cela la construction des ouvrages d'arts doit être augmentée, soit les ponts, tunnels, buses ou dalots. Ainsi que le développement et l'évolution d'un pays dépend essentiellement du secteur de transport.

Le terme ouvrages d'arts est composé de deux mots :

- « Ouvrages » indiquant les constructions.
- « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Parmi ces importants ouvrages 'les ponts', leur construction relève de domaine des travaux publics et de génie civil pour le but de franchir une dépression ou un obstacle. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Comme le proverbe dit « pour traverser la rivière tu dois te mouiller ou construire un pont ».

On désigne également comme écoduc ou écopont, des passages construits ou « réservés » dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'être humain ou résultant de ses activités.

## I.2 HISTORIQUE DES PONTS

Un jour un « homme » trouva un arbre tombé en travers d'un cours d'eau. Tout naturellement il grimpa dessus et atteignit ainsi la rive opposée. Ce fut sans doute le premier « pont ». (Illustration de Marcel Prade) Marcel Prade est un ingénieur des ponts et chaussées français qui a écrit plusieurs ouvrages sur l'histoire des ponts

L'histoire de la construction des ponts a évolué au cours du temps, en fonction des capacités techniques des civilisations et des matériaux disponibles. Les ouvrages primitifs étaient réalisés avec des matériaux naturels tels que le bois, les lianes et la pierre. Avec des lianes, on a construit des passerelles suspendues, avec la pierre, des ponts en poutre (une simple dalle de pierre jetée entre deux appuis, et des arcs). Avec le bois, des ponts en poutre (une série de troncs d'arbres entre deux appuis et des treillis de plus en plus complexes, travaillant en poutre ou en arc). Des passerelles de l'Himalaya constituent même des exemples de construction par encorbellements successifs, avec des troncs d'arbre encastrés dans une culée de pierres sèches et s'avançant de plus en plus au-dessus de la brèche ; et des exemples de pont-ruban tendus entre deux rives.

Le pont le plus ancien du monde est ce de Zhaozhou, pont d'Anji (Anji qiao), ou pont de Zhaoxian, achevé vers l'an 605, est considéré comme le pont en maçonnerie à arc segmentaire (à voûte surbaissée) et à tympan ouvert le plus ancien du monde. C'est également le plus ancien pont de Chine encore debout.

### I.3. LES ELEMENTS PRINCIPAUX D'UN PONT

Un pont comporte généralement trois catégories d'éléments : les fondations, les appuis et le tablier. Ainsi que les appareils d'appui.

**Fondation:** C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit.

**Appuis:** Ils supportent l'ouvrage jusqu'au niveau des fondations. On distingue deux types d'appuis : les culées, qui sont les appuis extrêmes, et les piles, qui sont les appuis intermédiaires. Un appui peut être composé par un ou plusieurs voiles ou par des colonnes surmontées par un chevetre.

**Tablier:** C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale situé sous la voie portée. Le tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (des entretoises).

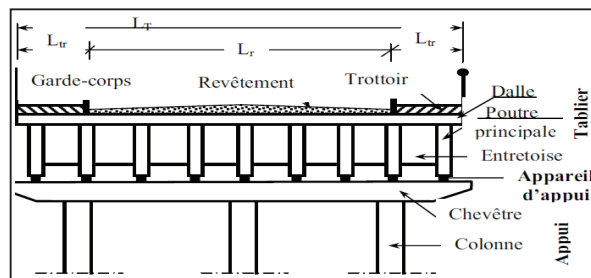
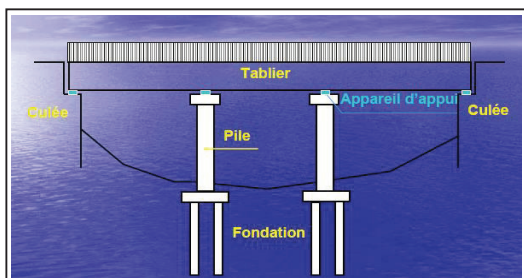


Figure I.1: Vue longitudinale d'un pont type Figure I.2: Section transversale d'un pont à poutres

Le tablier comporte aussi tout les équipements indispensables à l'utilisation, au fonctionnement et à la durabilité du pont. Ces équipements comportent les dispositifs de retenue :

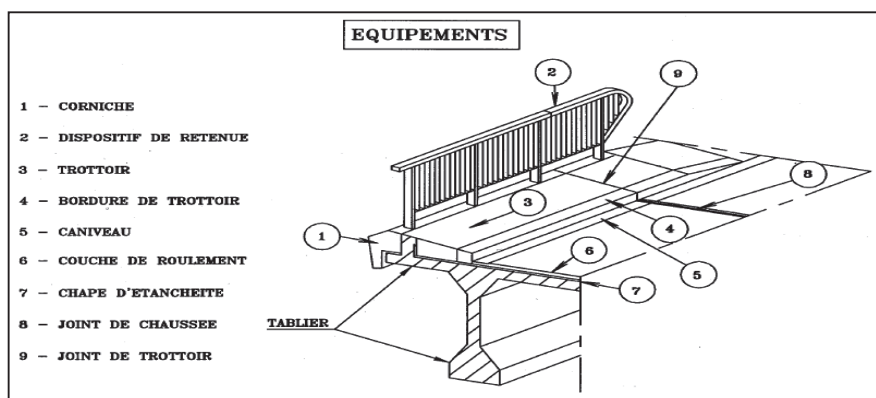


Figure I.3.les éléments principaux d'un pont

**Les appareils d'appui :** le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges. Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté.

### I.4. CLASSIFICATION DES PONTS

Il existe plusieurs critères de classification des ponts que l'on utilise couramment pour définir, en première analyse, un ouvrage, et de rechercher comment on pourra le réaliser dans les meilleures conditions techniques et économiques.

#### I.4.1. Suivant la destination du pont (nature de leur voie portée)

- Ponts-routes : sur lesquels passent les routes et autoroutes.
- Ponts-rails : sur lesquels passent les chemins de fer.
- Ponts-canaux : sur lesquels passent des voies de navigation intérieure.
- Ponts-aqueducs : sur lesquels passent les canalisations d'eau.
- Passerelles à piétons : sur lesquels passent les piétons.
- Ponts pour avions : dans les aéroports.

#### I.4.2. Suivant la nature de leurs matériaux employés

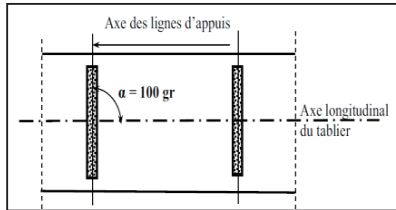
Ce classement tient compte des matériaux utilisés pour les éléments porteurs principaux (tablier). Cette classification nous permet de comprendre l'évolution historique des ponts.

- Ponts en lianes : ce sont des ponts primitifs, rarement existant de nos jours. Mais on peut les trouver comme des passerelles dans certains pays africains.
- Ponts en bois.
- Ponts en maçonnerie (pierre) : La pierre résiste bien à la compression. Ces ponts sont souvent construits en arc.
- Ponts métalliques : La technique des ponts en métal a évolué avec l'amélioration de la fabrication de la fonte, puis du fer et enfin de l'acier.
- Ponts en Béton Armé (BA).
- Ponts en Béton Précontraint (BP).
- Ponts mixtes (BA/Charpente ou Maçonnerie/BA (ou BP)).

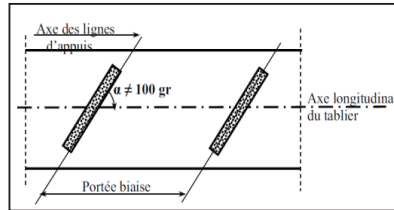
#### I.4.3. Suivant leur disposition en plan

Ce classement tient compte de l'implantation par rapport aux lignes d'appuis transversales (ligne passant par l'axe des appareils d'appui).

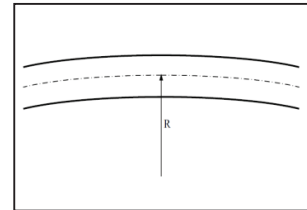
- Pont droit.
- Pont biais : L'angle de biais est défini comme l'angle exprimé en grade compris entre l'axe longitudinal du tablier et les lignes des appuis. La nécessité de recourir à de tel ouvrage est dictée par le tracé de la route en traversant un obstacle. Si cet obstacle (oued, route ou chemin de fer par exemple) est biais par rapport à la route alors l'ouvrage est conçu biais de manière à avoir des appuis parallèles à la direction du flux (eaux ou véhicules).
- Pont courbe : L'axe de la voie portée est courbe (en plan)



**Figure I.4. Pont droit  
(Tracé en plan)**



**figure I.5. Pont biais  
(Tracé en plan)**



**figure I.6. Pont courbe  
(Tracé en plan)**

#### I.4.4. Suivant leur niveau de passage

- Pont de passage supérieur : Le pont est placé en dessus de la voie principale prise comme référence tel qu'une autoroute ou la voie à construire.
- Pont de passage inférieur : Le pont est placé en dessous de la voie de référence.

#### I.4.5. Suivant la mobilité de leur tablier

- Pont fixe. (dans ce cas, on n'ajoute pas le mot fixe)
- Pont mobile : Un pont mobile est nécessaire si l'obstacle franchi représente des eaux navigables.

#### I.4.6. Suivant leur schéma transversal

- Les ponts à poutres :
  - Section rectangulaire
  - Section à talon
  - Section variable
  - Poutre latérale (pont rail)
- Les ponts dalles :
  - dalles pleines à section rectangulaire (quasi-rectangulaire).
  - Rectangulaire élégiée (à encorbellement latéral, évidées, nervurées).
- Les ponts tubulaires :
  - Poutres caissons simples (mono tubulaires).
  - Poutres caissons à plusieurs alvéoles (tubulaires, bitubulaires)

#### I.4.7. Suivant leur schéma longitudinal

- Ponts à travées indépendantes
- Ponts continus
- Ponts cantilevers
  - 1er type : Une travée indépendante est introduite dans une travée centrale d'une poutre continue en ajoutant deux noeuds dans la travée centrale.
  - 2ème type : un noeud est introduit dans chaque travée extrême.
- Ponts en arcs
- Portiques et cadres
  - Cadres fermés;
  - Portiques ouverts;
  - Portiques ouverts doubles.
- Ponts à câbles
  - Ponts suspendus
  - Ponts à haubans

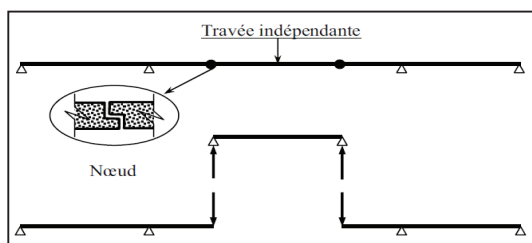


Figure I.7. Pont cantilever du 1<sup>er</sup> type.

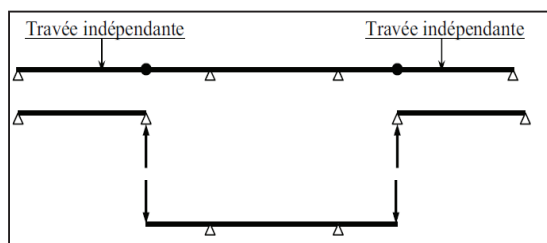


Figure I.8. Pont cantilever du 2<sup>ème</sup> type.

**I.4.8. Suivant leur procédé de construction**

- Pont construit sur échafaudage au sol (pont dalle et portique).
- Pont à poutres préfabriquées (grue, lanceur).
- Pont dalle préfabriquée, mise en place au moyen d'un portique (SNCFT).
- Ponts poussées.
- Ponts construits sur cintre autoporteurs et autolanceurs.
- Ponts construits par encorbellements successifs.

**I.4.9. Ponts Types du SETRA**

**Tableau I.1. Ponts types SETRA**

Les Ponts types du SETRA	
Type d'ouvrage	Abréviation
Passage inférieur en cadre fermé	PICF
Passage inférieur en portique ouvert	PIPO
Portique Ouvert Double	POD
Passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé	PSI-BA
Passage supérieur ou inférieur en dalle armée	PSI-DA
Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie	PSI-DE
Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte	PSI-DP
Passage supérieur ou inférieur en dalle nervurée	PSI-DN
Pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent	PRAD
Viaduc à poutres précontraintes par post-tension	VIPP
Passage supérieur à béquilles	PS BQ
Passage supérieur ou inférieur à Ossature mixte	PSI OM

### **I.5. INNOVATION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION DES PONTS**

Les exigences et normes internationales en matière de la performance des matériaux de construction n'est pas encore suffisamment intégrées aux processus de conception et de construction, malgré les dégâts subis lors du séisme de Boumerdes en 2003. Afin de répondre aux exigences d'une construction moderne et durable, l'Algérie doit obligatoirement utiliser les technologies innovantes dans le domaine d'élaboration des matériaux de construction.

Le béton est le matériau de construction couramment utilisé. Les constructeurs utilisent toujours des bétons traditionnels avec des résistances d'environ 30 MPa, et qui ne dépassent les 40 MPa dans les meilleures conditions. Ceci conduit à de grandes pressions sur les ressources (aciers d'armature, ciment, ...). Pour améliorer la résistance mécanique et la durabilité d'une part et économiser la consommation des matériaux de construction en réduisant les sections des éléments constructifs et en limitant le taux de ferrailage d'autre part, l'utilisation des bétons innovants est la meilleure solution, parmi ces bétons on trouve les BHP (bétons à hautes performances).

Ainsi que le comportement en dynamique rapide du béton est relativement mal connu. Ce problème est d'autant plus important que les structures en béton sont de plus en plus soumises à ce type de sollicitation. Nous pouvons par exemple citer : l'impact de véhicule sur des ouvrages d'art, le crash d'avion sur une centrale nucléaire, les explosions liées à des actes accidentels ou terroristes et les applications militaires.

Ces innovations n'auraient pu voir le jour sans un important travail de recherche, qui a permis de développer une connaissance à l'échelle microscopique des mécanismes de comportement du BHP.

Nous nous sommes penchés sur l'effet de la vitesse du chargement sur le comportement mécanique des BHP pour faire une synthèse sur les recherches effectuées dans ce domaine.

### **I.6. APERÇU SUR LES BETONS A HAUTE PERFORMANCE**

On appelle Béton à Hautes Performances (BHP) les bétons hydrauliques ordinaires (Sable + Eau + Gravier + Ciment) auxquels on rajoute des adjuvants (fluidifiant et éventuellement des ultra fines) pour augmenter leurs performances, dont la résistance, qui doit dépasser les 50MPa à 28 jours, et des propriétés exceptionnelles à l'état frais, à court ou à long terme.

Les BHP permettent de réaliser des structures soumises à des contraintes élevées ou des ouvrages subissant un environnement sévère (climat, agressions marines, effets du gel).

La recherche des hautes performances passe par la réduction de la porosité de la matrice cimentaire, et à optimiser le squelette granulaire.

Deux démarches sont généralement associées pour optimiser la formulation d'un BHP :

#### **A. défloculation des grains de ciment**

L'emploi des supers plastifiants permet une réduction de la teneur en eau du mélange et s'oppose à la floculation des grains de ciment, ce qui augmente leur réactivité, facteur en particulier de performances à court terme. Les rapports  $E_{eff}/L_{iant}$  équivalents sont de l'ordre de 0.35 au lieu de 0.45 à 0.5 pour un béton usuel.

**B. optimisation du squelette granulaire**

Obtenue en introduisant des éléments ultrafins (fumée de silice ; fillers calcaires ; pouzzolane; laitier) chimiquement réactifs, qui remplissent les vides inter-granulaire pour augmenter la compacité et la rhéologie du béton. [22]

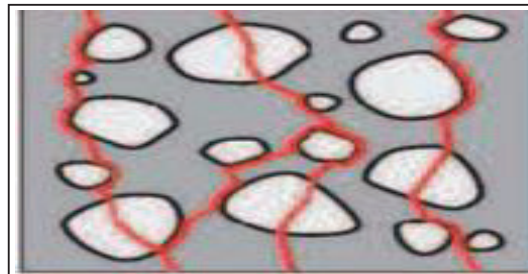
**Tableau I.2. Exemple de formulation d'un BHP [21].**

BHP sans additions		BHP avec addition : à base de la fumée de silice	
Ciment CEM I 52,5 (Kg/m <sup>3</sup> )	450	Ciment CEM I 52,5 (Kg/m <sup>3</sup> )	420
Gravillon 6/20 (Kg/m <sup>3</sup> )	1027	Fumée de silice (Kg/m <sup>3</sup> )	35
Sable 1 (0/4) (Kg/m <sup>3</sup> )	648	Gravillon (6/10) Kg/m <sup>3</sup> )	250
Sable 2 (0/1) (Kg/m <sup>3</sup> )	105	Gravillon (10/14) (Kg/m <sup>3</sup> )	730
Eau (L/m <sup>3</sup> )	160	Sable 1 (0/4) (Kg/m <sup>3</sup> )	660
Superplastifiant (Kg/m <sup>3</sup> )	11,25	Sable 2 (0/1) (Kg/m <sup>3</sup> )	140
Adjuvant retardateur (Kg/m <sup>3</sup> )	4,5	Eau (L/m <sup>3</sup> )	152
		Superplastifiant (%)	1,73

**I.7. COMPORTEMENT MECANIQUE DES BHP**

**I.7.1. Comportement en compression**

Le béton à hautes performances se caractérise par une meilleure adhérence entre les granulats et la matrice de ciment. En outre, la résistance de la matrice sera pratiquement égale à la résistance des granulats et des fois plus. L'apparition et le développement de fissures d'adhérence ou de microfissures seront retardés. A l'approche de la rupture, les fissures se seront désormais généralement propagées au travers des granulats (figure I.9).



**Figure I.9 : Béton à haute performance, les granulats sont également fissurés.**

Sur le diagramme contrainte-déformation (figure I.10), ce phénomène s'exprime par un comportement légèrement plus linéaire par rapport au béton ordinaire. De même, le béton à hautes performances présente un retrait plus marqué après l'obtention de la résistance à la compression, c'est-à-dire après la rupture du béton, et la portance tendra très rapidement vers la valeur zéro. Le BHP présente en d'autres termes un comportement de rupture fragile plus marqué que le béton de résistance conventionnelle [3].

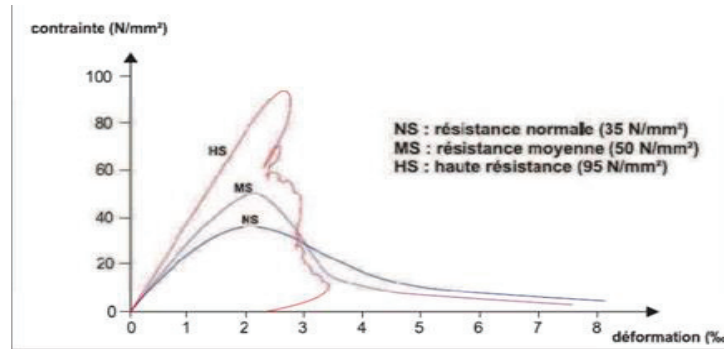


Figure I.10. Diagramme contrainte déformation.

### I.7.2. Comportement en Traction

Généralement, la résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression. En ce qui concerne le béton ordinaire, différentes formules sont appliquées. Dans la norme EN 1992-1-1:2004, une formule différente est proposée pour le béton à Haute résistance par rapport au béton ordinaire (voir tableau I.3) [3].

### I.7.3. Rigidité

Le module d'élasticité du béton est essentiellement déterminé par les propriétés des granulats et de la matrice de mortier. Au fur et à mesure que la matrice se consolide et se rigidifie, le béton présentera également une rigidité accrue. Le module d'élasticité du béton à hautes performances est toujours lié à la résistance à la compression (tableau I.3).

Tableau I.3 : Caractéristique de résistance et de déformation suivant la norme EN1992-1-1:2004.

Caractéristique	Classe de résistance													
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f <sub>ck</sub> résistance caractéristique en compression sur cylindre (MPa)														
f <sub>ck-cube</sub> résistance caractéristique en compression sur cube (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f <sub>cm</sub> résistance moyenne en compression (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f <sub>ctm</sub> résistance moyenne en traction directe (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
E <sub>cm</sub> module d'élasticité sécant (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε <sub>c1</sub> déformation au pic de contrainte (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8

### I.8. Effet de la vitesse de chargement

Les différentes sollicitations citées précédemment ainsi que les moyens d'essais correspondants ont représentés sur une échelle de vitesse de déformation dans la figure I.12. On remarque que la vitesse de déformation de  $10^{-5} s^{-1}$  à  $10^{-3} s^{-1}$  correspond aux impacts de véhicules sur les ouvrages. Les explosions puissantes, les séismes et les chocs qu'ils induisent ainsi que les chutes d'avions et le battage des pieux peuvent générer des vitesses de déformations allant de  $10^{-4} s^{-1}$  jusqu'à plus de  $100 s^{-1}$ . [20]

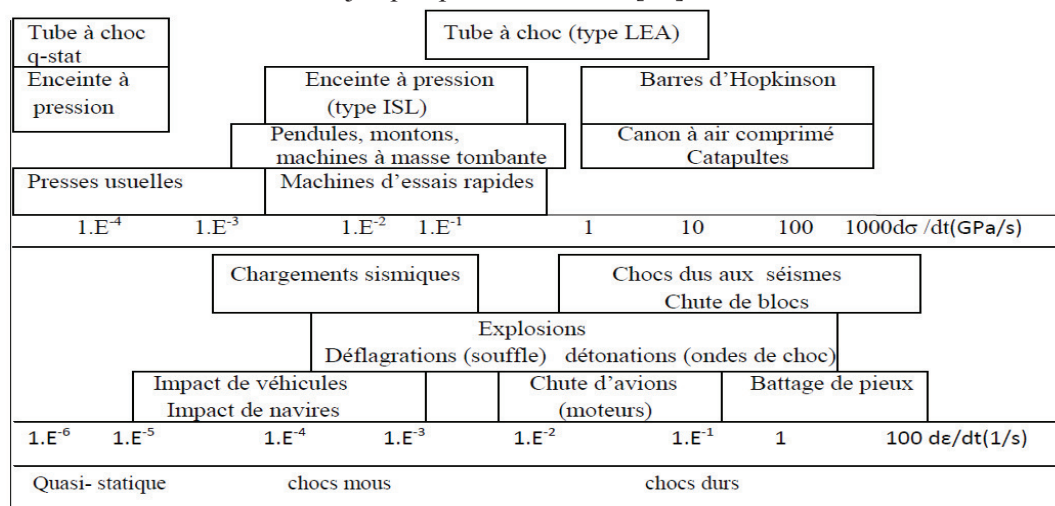


Figure I.11. Chargement dynamique et moyens d'essais correspondants.

### I.9. COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BHP

Le béton est le matériau le plus utilisé pour la construction d'ouvrages en Génie Civil. Cependant la connaissance de son comportement en dynamique rapide reste limitée. Le béton ordinaire en générale et le béton à haute performance en particulier est un milieu hétérogène, son comportement est complexe à analyser.

Il est aujourd'hui bien connu et reconnu que le comportement dynamique du béton et des matériaux similaires aux matériaux dépend de la vitesse de déformation. (Grote et Park, 2001) Par rapport au comportement statique, des augmentations de résistance, de capacité de contrainte et d'énergie de fracture sont observées lorsque de tels matériaux sont exposés à des charges d'impact (Lok et Zhao, 2004). Le terme DIF (facteur d'augmentation dynamique) est utilisé pour décrire l'amélioration de la force relative.

#### I.9.1. Comportement dynamique des BHP sous compression [19]

L'augmentation de la résistance dynamique du béton a été observée pour la première fois par Abrams en 1917 (Bischoff et Perry, 1991) [2] et il est généralement admis que le béton et les matériaux similaires sont sensibles au taux de déformation et que le modèle constitutif de tels matériaux soumis à une charge dynamique doit inclure des effets linéaires. La technique de la barre de pression Split Hopkinson (SHPB) a été largement utilisée pour mesurer l'amélioration de la résistance dynamique à des vitesses de déformation élevées allant de  $10^1 s^{-1}$  à  $10^3 s^{-1}$ .

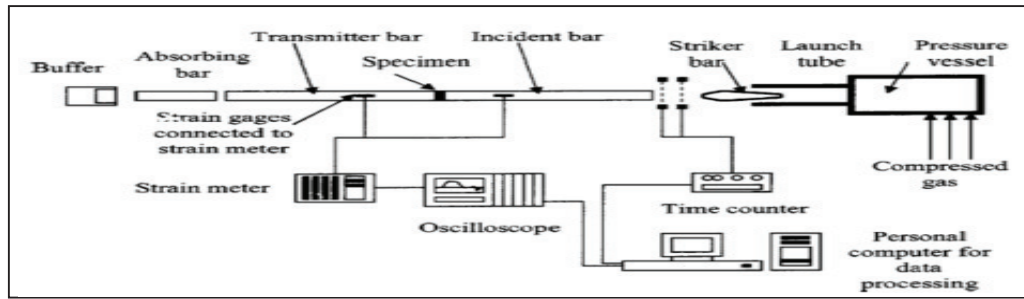


Figure I.12. Configuration typique pour un périphérique SHPB.

### I.9.1.1. Programme expérimental

Pour obtenir des facteurs d'augmentation dynamique (DIF) pour BHP dans une large gamme de vitesses de déformation, deux barres de pression Split Hopkinson différentes ont été utilisées dans cet essai. Une SHPB de 50 mm pour des vitesses de déformation comprises entre  $100 \text{ s}^{-1}$  et  $300 \text{ s}^{-1}$  et une SHPB de 22 mm pour des vitesses de déformation allant de  $600 \text{ s}^{-1}$  à  $700 \text{ s}^{-1}$ .

Des échantillons BHP de deux concentrations différentes et de 4 proportions de mélanges différentes ont été préparés pour cet essai. Les échantillons de 50 mm pour la SHPB de 50 mm ont été évidés d'une dalle de  $500 \times 500 \times 150 \text{ mm}$ . Le spécimen de 15 mm pour le SHPB de 22 mm a été coulé dans des cylindres. Tous les échantillons ont été durcis dans l'eau pendant 28 jours à une température de  $20^\circ \text{C}$ . Les proportions du mélange pour tous les BHP testés sont indiquées dans les tableaux I.4 et I.5.

Tableau I.4. Mélanger les proportions pour un échantillon de 15 mm (kg / m3).

$f_{cs}$ [MPa]	Binder*	Water	Bauxite [1-3mm]	Sand [1-3mm]
100	1139	201	433	867
160	1163	193	1300	0

\* Densité Binder (ready mix)

Tableau I.5. Mélanger les proportions pour un échantillon de 50 mm (kg / m3).

$f_{cs}$ [MPa]	Cement	Silica Fume	Silica Flower	Aggregate [8mm]
100	500	50	0	1270
160	657	202	202	0

$f_{cs}$ [MPa]	Sand [1-3mm]	Water	Super plasticiser
100	630	135	20
160	965	130	43

### I.9.1.2. Résultats

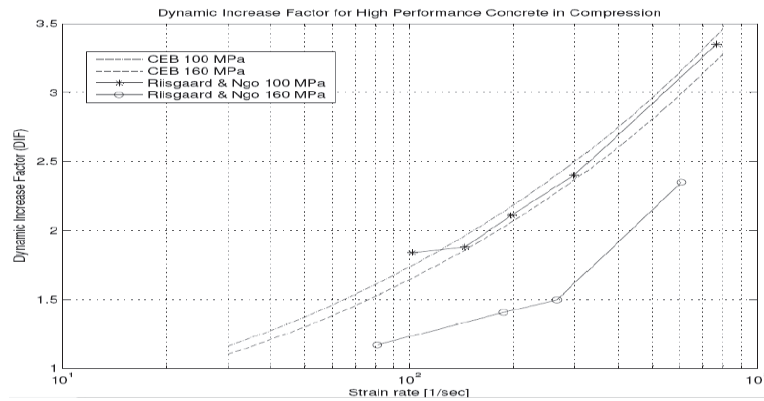
Les résultats de l'enquête expérimentale sont présentés dans le tableau I.6. Le DIF indique les facteurs d'augmentation dynamique en compression pour le BHP testé.

**Tableau I.6. Résultats expérimentale**

Test ID	$f_{cs}$ [MPa]	Strain rate [1/sec]	$f_{cd}$ [MPa]	DIF
01-22	100	710*	336	3.36*
02-22	100	777*	322	3.22*
03-22	100	856*	335	3.35*
04-22	100	722*	340	3.40*
05-22	100	749*	340	3.40*
06-22	160	679*	354	2.36*
07-22	160	674*	338	2.25*
08-22	160	544*	408	2.33*
09-22	160	611*	409	2.34*
10-22	160	516*	433	2.47*
01-50	100	102	184	1.84
02-50	100	145	188	1.88
03-50	100	197	211	2.11
04-50	100	298	240	2.40
05-50	160	81	187	1.17
06-50	160	187	226	1.41
07-50	160	267	241	1.50

On peut voir que la résistance à la compression pour le BHP de 100 MPa augmente à 340 MPa à une vitesse de déformation d'environ  $700 \text{ s}^{-1}$  et que la résistance à la compression pour un BHP de 160 MPa augmente à environ 400 MPa à une vitesse de contrainte d'environ  $600 \text{ s}^{-1}$ .

La figure I.13 présente également les facteurs d'augmentation dynamique du code de modèle constitutif du CEB pour 100 MPa et 160 MPa, respectivement. On peut constater que le code de modèle CEB donne des résultats correspondants pour le BHP 100 MPa mais surestime l'amélioration de la force dynamique pour le BHP 160 MPa.



**Figure I.13. Graphique des résultats expérimentaux des facteurs d'augmentation dynamique (DIF) comparés aux facteurs d'augmentation dynamique (DIF) dérivés du modèle concret CEB.**

### I.9.1.3. Conclusion

Les mécanismes physiques relatifs à l'amélioration de la résistance du béton n'ont pas encore été compris.

Comme prévu, la force dynamique augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation. De plus, comme on pouvait s'y attendre, le BHP 160 MPa est moins sensible aux charges à haute vitesse de déformation que le BHP 100 MPa. Une étude de la littérature a révélé qu'aucun essai SHPB n'avait été réalisé auparavant sur du béton d'une résistance supérieure à 100MPa. Cette étude révèle également qu'aucun modèle constitutif n'a été proposé pour calculer le facteur d'augmentation dynamique du béton de plus de 100 MPa.

Les résultats présentés ont été comparés à un modèle constitutif existant pour l'amélioration de la résistance dynamique et indiquent que seuls les modèles constitutifs existants sont utilisables pour des résistances à la compression allant jusqu'à 100 MPa.

Bien que ce programme ne repose que sur un nombre limité d'essais, il est recommandé de développer de nouveaux modèles constitutifs permettant de déduire l'amélioration de la résistance dynamique du BHP. De plus, des tests SHPB supplémentaires et une configuration spéciale seront nécessaires pour déterminer la résistance à la traction dynamique du BHP.

### **1.9.2. Comportement dynamique des BHP sous traction [25]**

Les matériaux en béton sont sensibles aux vitesses de déformation élevées, à savoir l'augmentation de la résistance à la traction avec l'augmentation du taux de charge [16].

Actuellement, le comportement dynamique du BHP en traction est étudié via la technique d'écaillage [12]. Une méthode novatrice à champ complet basée sur l'utilisation de la photographie à ultra haute vitesse et la méthode des champs virtuels (VFM) est appliquée pour traiter les données [14]. Le VFM fournit la relation directe entre le champ d'accélération mesuré et la contrainte axiale moyenne dans la section transversale en exploitant l'état intentionnel de non-équilibre des échantillons tout au long de l'essai. Ceci permet ensuite d'obtenir une réponse contrainte-déformation locale à n'importe quelle section transversale le long de l'axe de l'échantillon visualisée avec la caméra à ultra haute vitesse (UHS).

La technique d'identification a été validée à l'aide d'expériences simulées au moyen du traitement d'images synthétiques dans des travaux antérieurs [16] et a été appliquée au traitement de plusieurs expériences d'écaillage sur du béton ordinaire [17-18]. Les échantillons BHP testés dans ce travail sont instrumentés avec un motif de grille et la méthode de la grille a été utilisée pour obtenir des cartes de déplacement plein champ résolues en temps sur la surface de l'échantillon [15].

Parallèlement aux mesures sur le terrain, des mesures ponctuelles classiques (jauges de contrainte et extensomètre laser) ont été utilisées. Les informations locales obtenues à partir du traitement de jauge virtuelle de données de champ complet sont comparées aux mesures locales. Enfin, la contrainte de rupture par traction obtenue à partir de plusieurs essais d'écaillage utilisant à la fois l'identification à partir de mesures en plein champ et la mesure locale du recul de la vitesse de la face arrière basée sur le traitement de Novikov [1] est rapportée et comparée.

I.9.2.1. Méthodologie expérimentale

- Le montage spéléologique photomécanique (The photomechanical spalling set-up)

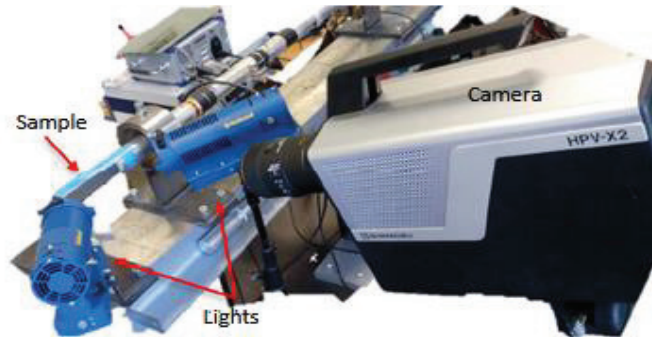


Figure I.14. Le montage photomécanique utilisé pour effectuer les tests d'écaillage.

- matériau testé

Tableau I.7. Composition du mélange BHP utilisé dans les essais de traction dynamique [26].

Concrete	HPC
Aggregates D 0.5/8 [kg/m <sup>3</sup> ]	1008
Sand D <sub>max</sub> = 1800µm [kg/m <sup>3</sup> ]	795.4
Cement CEM I 52.5 N PM ES CP2 (Vicat) [kg/m <sup>3</sup> ]	420
Superplasticizer (Sikafluid) [kg/m <sup>3</sup> ]	4.7
Silica fumes (Condensil S95 DS) [kg/m <sup>3</sup> ]	46.7
Water [kg/m <sup>3</sup> ]	140
Uniaxial compressive strength at 28 days (MPa)	80
Water/cement ratio (-)	0,3



Figure I.15. Image d'un spécimen avec un motif de grille au pas de 1 mm pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.

I.9.2.2. Résultats expérimentaux

A. Résultats d'identification

Les champs de déplacement résolus dans le temps obtenus sont traités pour dériver les résultats d'identification recherchés. Les cartes de déformation axiales sont dérivées des champs de déplacement en utilisant l'approche à approximation diffuse [10] avec un noyau à 5 points spatiaux, tandis que les champs de vitesse ont été obtenus par une dérivation temporelle des signaux de déplacement en utilisant un ajustement polynomial local du 2e ordre sur 11

instants temporels. Les champs d'accélération sont obtenus à partir des champs de vitesse en utilisant une étape supplémentaire de dérivation temporelle. Afin de vérifier les paramètres de traitement, les mesures locales sont comparées à celles obtenues avec les données de terrain complètes. La comparaison de la mesure de contrainte axiale à l'aide de la jauge de contrainte et de la jauge de contrainte virtuelle à partir des mesures en plein champ est présentée à la figure I.16 et la comparaison des vitesses de la face arrière est présentée à la figure I.17. Un bon accord entre les résultats obtenus avec ces deux types de systèmes de mesure peuvent être observé.

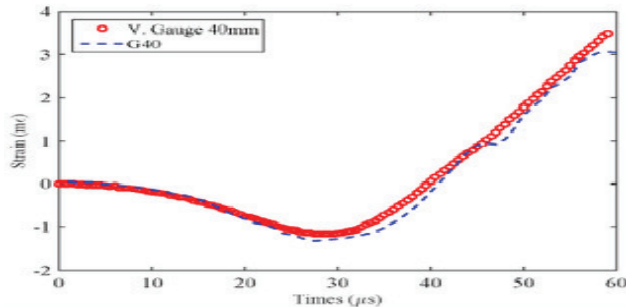
**B. Résistance à la traction et vitesse de déformation identifiées**

La résistance à la traction maximale des échantillons BHP testés est obtenue à partir de la réponse contrainte-déformation locale reconstituée aux positions où des discontinuités ont été observées sur les cartes de déplacement mesurées. La contrainte axiale dans l'échantillon a été obtenue directement à partir des champs d'accélération sans hypothèse sur le comportement constitutif du matériau à l'aide de l'équation (1).

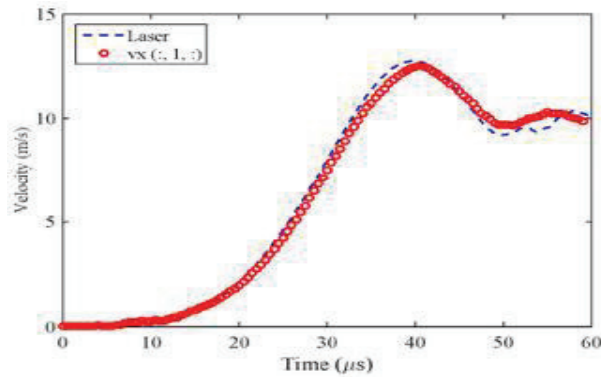
Les champs de vitesse de déformation axiale ont été obtenus en effectuant une dérivation temporelle des cartes de déformation axiales. La vitesse de déformation à la rupture a été obtenue à partir du traitement de jauge virtuelle et du temps mesuré avant la contrainte de traction maximale. La contrainte de traction maximale a également été calculée à partir de la mesure du profil de vitesse de la face arrière comme suit:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \rho C_0 v_{pb} \dots\dots\dots (1)$$

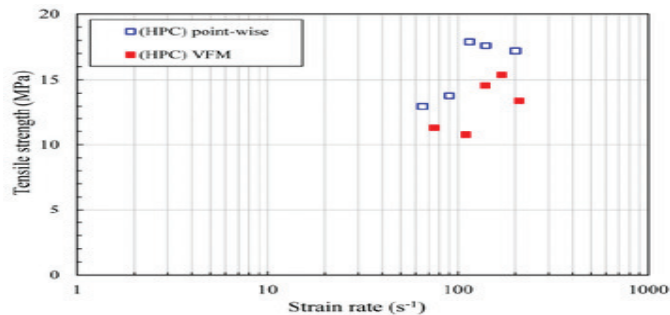
Où  $\rho$  est la densité du matériau,  $C_0$  est la vitesse d'onde matérielle et  $v_{pb}$  est la vitesse de retour, correspondant à la différence entre la vitesse maximale et la vitesse au premier rebond.



**Figure I.16. Comparaison de la contrainte axiale obtenue à l'aide d'une jauge de contrainte et d'une jauge de contrainte virtuelle déduites des mesures en plein champ à 40 mm de l'extrémité libre de l'échantillon.**



**Figure I.17. Comparaison de la vitesse de face arrière obtenue à l'aide d'un interféromètre laser et des mesures en plein champ de la caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps**



**Figure I.18. Image d'un échantillon avec un motif de grille au pas de 1 mm, pris avec une caméra Shimadzu HPV-X2 à 2 Mfps.**

La figure I.18 montre la comparaison entre la contrainte de traction maximale identifiée à l'aide de l'identification VFM et la contrainte à la rupture obtenue à l'aide du recul de vitesse par rapport à la vitesse de déformation. On peut observer sur le graphique présenté que la méthode classique montre une résistance à la traction dynamique plus élevée d'environ 20% par rapport aux valeurs identifiées à partir de mesures en plein champ. Les principales raisons de cette surestimation, comme indiqué dans, proviennent certainement des hypothèses fortes utilisées dans le traitement classique basé sur la vitesse de retour en arrière.

### I.9.2.3. Conclusion

Dans ce travail, la résistance à la traction du BHP est déterminée avec deux méthodes. Le premier utilise le VFM pour traiter les données de déplacement de champ complet fournies par un système d'imagerie UHS et le second repose sur le traitement classique de Novikov de la vitesse de retour. La résistance à la traction dynamique s'est révélée être systématiquement inférieure dans les cas d'utilisation du VFM. Les auteurs souhaitent exprimer leur gratitude à LMT Cachan pour avoir fourni le système d'acquisition à très grande vitesse.

### I.10. CONCLUSION

Une étude expérimentale du comportement dynamique des BHP a été menée à l'aide de deux dispositifs différents à barres de pression Split Hopkinson. Les résistances à la compression statique du BHP testé sont de 100 MPa et 160 MPa, respectivement. L'éprouvette a été testée à des vitesses de déformation comprises entre  $100 \text{ s}^{-1}$  et  $700 \text{ s}^{-1}$ .

Le facteur d'augmentation dynamique (DIF) de la résistance à la compression due aux effets de la vitesse de déformation est compris entre 1,84 et 3,40 pour 100 MPa BHP et entre 1,17 et 2,47 pour 160 MPa BHP, respectivement.

La comparaison des résultats avec le code de modèle constitutif du CEB montre une conformité pour le BHP de 100 MPa, mais seulement dans une très faible mesure pour le BHP de 160 MPa. Il est recommandé de développer de nouveaux modèles constitutifs plus précis permettant de déduire l'amélioration de la résistance dynamique pour BHP.

Précédemment on a vu la synthèse de différents résultats expérimentaux sur le comportement dynamique du béton en compression et en traction. Le comportement dynamique dans les deux cas montre un accroissement bilinéaire de la résistance dynamique en fonction de la vitesse de déformation à l'échelle logarithmique, néanmoins l'effet de vitesse est plus important en traction qu'en compression.

A decorative banner with a wavy, organic shape, filled with a solid orange color. The banner is centered on the page and contains the chapter title in bold, black, uppercase letters.

**CHAPITRE II**  
**DESCRIPTION DE L'OUVRAGE**

### II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer la conception de n'importe quel pont routier, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site.

Ce chapitre est destiné à la présentation du projet et ses données naturelles et fonctionnelles.

### II.2. CONTEXTE DU PROJET

Ville portuaire de l'Algérie, côté méditerranée, Bejaia est une excellente destination pour les voyageurs en quête de culture et d'hospitalité algérienne. De l'autre, le port de Bejaia est consacré au commerce international. Pour cela, la wilaya de Bejaia souffre de l'encombrement de ses routes nationales, cependant, l'axe principal N° 26, Bejaia vers Alger via Bouira, est le plus affecté par les embouteillages suite à la densité du trafic routier.

Pour palier à la situation et au calvaire que rencontrent quotidiennement les usagers, un projet de construction d'une liaison autoroutière a été lancé en 2013.

Le projet de la pénétrante de Bejaia, concerne l'exécution des travaux de la liaison autoroutière (en 2x3 voies) reliant le port de Bejaia au PK0+000 à l'autoroute Est-Ouest via l'échangeur de la commun d'Ahnif ( Wilaya de Bouira) au PK 100+000 sur une distance de 100 kilomètres, et desservant les villes de EL Kseur, Amizour, Sidi Aich, Seddouk et Ahnif.

Le nombre d'ouvrage est de 86 unités dont : 66 ponts, 19 viaducs (dont la longueur moyenne est 350m) et 1 tunnel (1097m de longueur).

### II.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un tablier du pont projeté dans le cadre du projet de la pénétrante autoroutière de BEJAIA situé au PK 26+960.500 pour les franchissements des voies ferrées existantes et projetées. La portée totale de l'ouvrage est d'environ 110m.

Le pont a étudié fait parti d'une route 2\*3 voies, chaque sens est porté par un ouvrage d'où le franchissement de la voie ferré est réalisée par deux (2) ponts jumelées pratiquement identiques, ainsi notre travail consiste a étudié un des deux ouvrages.

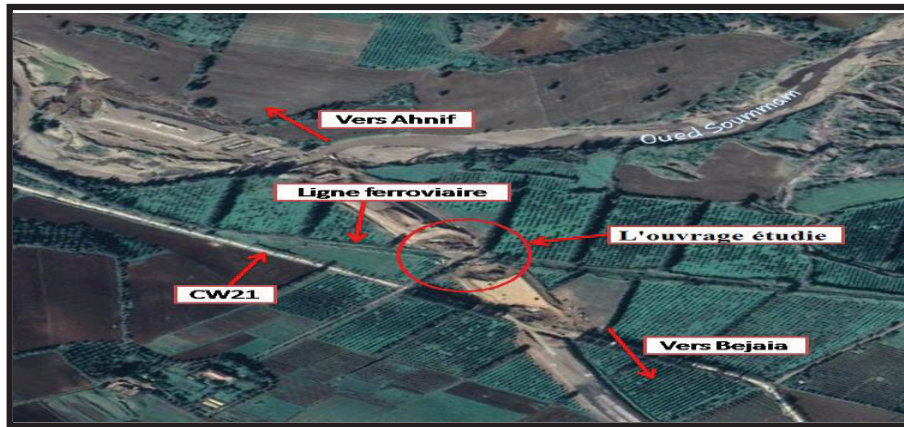


Figure II.1. Site de l'ouvrage (Google earth)

## II.4. DONNEES FONCTIONNELLES DE L'OUVRAGE

Les données fonctionnelles se constituent de l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relative à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relative à l'obstacle franchi. (Les gabarits à respecté et les ouvertures).

### II.4.1. Données relative à la voie porté

#### II.4.1.1. Tracé en plan

Notre ouvrage est en biais, et comme les appuis sont rayonnantes  $R=1115m$  donc chaque appui à certaine biais pour que les poutres soient équidistante. Pour le calcul du tablier, on le suppose droit puisque l'angle de biais de 73grade est supérieur à 70grade.

- La portée totale de l'ouvrage est d'environ 110m.
- Début de l'ouvrage au PK : 26+995.928
- Fin de l'ouvrage au PK : 27+103.128

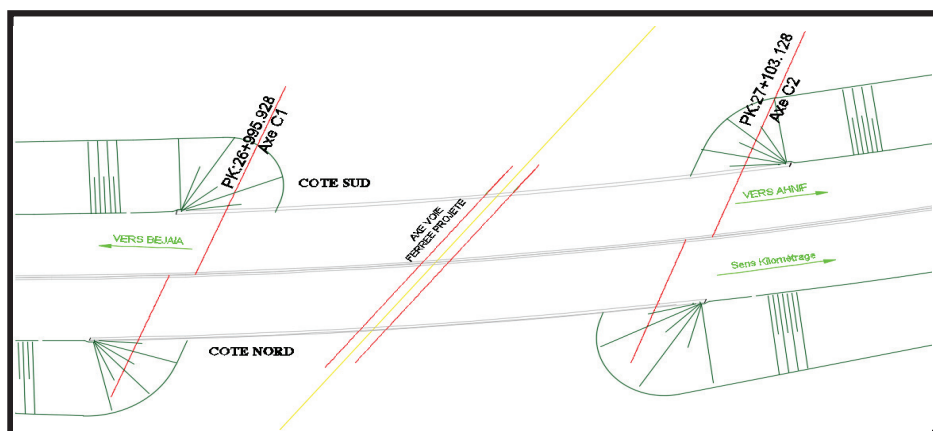


Figure II.2. Tracé en plan

### II.4.1.2. Profil en long

Le profil en long présente sur une déclivité variable de  $S=(+) 2.499 \sim (-) 1.947\%$ . La hauteur des remblais est d'environ de 12m.

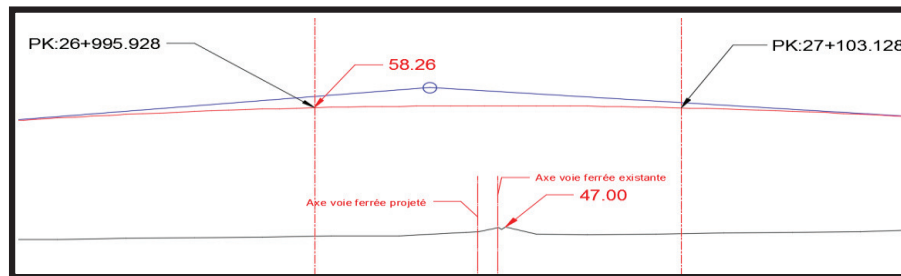


Figure II.3. Profil en long

### II.4.1.2. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Chaussée de 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 14,50 m.
- Joint de séparative :  $2 \times 0.01\text{m}$ .
- Barrière type H3 : (0,75 m à droite, 0,49m à gauche)

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 31,5 m, soit 15,75 par sens.

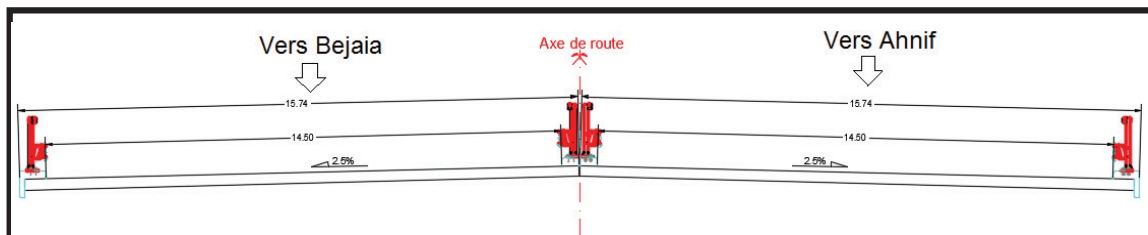


Figure II.4. Profil en travers

### II.4.2. Données relative à l'obstacle franchi

Cet ouvrage pour objet de franchir deux (2) voies ferrées (l'existante et la voie projetée) avec une hauteur de remblai suffisante pour assurer la hauteur libre (gabarit) de 7m de la voie ferrée dans le terrain plat.

## II.5. DONNEES NATURELLES DE L'OUVRAGE

Les données géologiques et les résultats de la campagne géotechnique in situ et en laboratoire élaborés par le laboratoire des travaux publique de l'est (LTPE), ainsi que les essais au préssiomètre réalisés par GEOMAG laboratoire.

### II.5.1. Contexte géologique régional

La carte géologique de Oued Amizour montre que la région du site étudié est représentée les formations géologiques suivantes :

- Alluvions récentes de la vallée de la Soummam.
- Alluvions anciennes et Pliocène.
- Miocène-supérieur : conglomérats hétéro géniques.

- Marnes brunes à boules de calcaires jaunes.
- Marnes brunes et bancs de calcaires associés à des lentilles de conglomérats.
- Marnes blanches et conglomérats.

Le site du projet est localisé dans les alluvions anciennes et récentes.

### II.5.2. Données géotechniques

Le terrain a été étudié à l'aide des moyens suivants :

- Quatre sondages carottés de 25 à 30m (avec SPT tous les 3m) de profondeur, dans le but de :
  - Déterminer la nature du sous-sol,
  - visualiser l'homogénéité et le pendage des couches,
  - prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire.
- Deux sondages pressiométriques de 25m de profondeur chacun, avec un essai à chaque mètre afin de connaître :
  - les déformations du sous-sol selon les paliers de contraintes.
  - la nature des couches traversées par la tarière hélicoïdale.
  - prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

#### II.5.2.1. Sondages carottés

##### A. Lithologie

Les sondages carottés réalisés ont permis de mettre en évidence la succession lithologique suivante:

- **Terre végétale (0 ~ 0.5m)**
- **Alluvions fines (0.5 ~ 13m)** : formées essentiellement de limons, sable et argiles avec trace de graves
- **Alluvions grossières (13 ~ 30m)** : formées essentiellement de galets, cailloux centimétriques à décimétrique

##### B. Essais SPT

Les résultats de l'essai SPT ont mis en évidence les caractéristiques mécaniques données dans le tableau en Annexe A.

#### II.5.2.2. Sondages pressiométriques

La reconnaissance géologique a été suivie de la mesure des caractéristiques mécaniques du sol à différentes profondeurs. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module pressiométrique **E**
- Pression de fluage **Pf**
- Pression limite **Pl**.

Les valeurs des caractéristiques pressiométriques E et Pl dans les différents sols rencontrés varient comme suit :

- **PR1** : 4.1 bars < Pl < 15.8 bars et 21.7 bars < E < 515.9 bars.
- **PR2** : 4.7 bars < Pl < 17.2 bars et 28.9 bars < E < 778.3 bars.

## II.6. SISMICITE DE LA ZONE

A partir du document technique réglementaire **RPOA 2008**, la région de Bejaia (zone d'étude) est classée dans la zone **IIa** de sismicité moyenne (**figure II.5**).

Selon le maitre d'ouvrage, l'ouvrage projeté est classé dans le **groupe 2**, pont important avec un coefficient d'accélération **A = 0.20 (RPOA-2008)**.

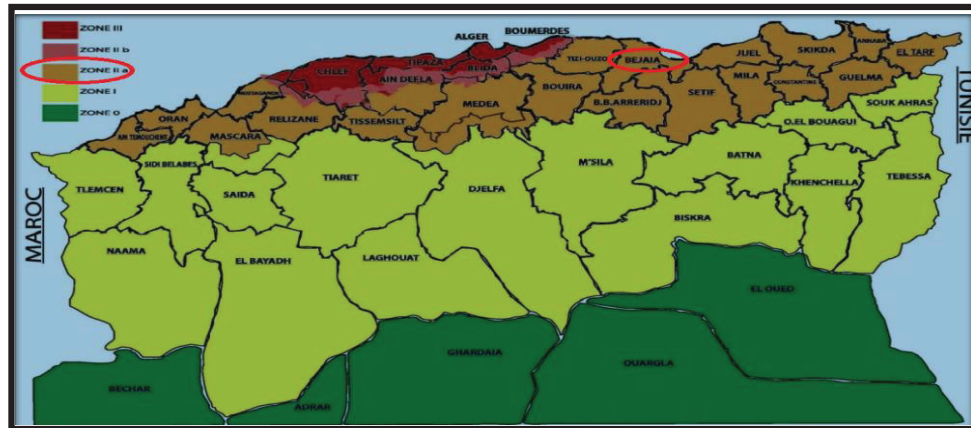


Figure II.5. Carte de zonage sismique en Algérie [11]

## II.7. CONCLUSION

Le profil en long présente une longueur d'environ 110m avec une déclivité variable de  $S=(+) 2.499 \sim (-) 1.947\%$ , et un remblai de 12m.

Le profil en travers présente une largeur de 15.59m et un devers unique de 2.5% pour un seul sens.

La combinaison des résultats des sondages carottés avec des essais SPT ainsi que les sondages pressiométriques, nous a permis de mettre en évidence la lithologie des sols étudiés qui est représentée par une formation alluvionnaire à deux horizons bien distincts :

- **Horizon I (0~13m):** alluvions fines formées essentiellement de limons, sable et argiles avec trace de graves de faible à moyenne compacité dont les valeurs des caractéristiques pressiométriques varient entre ( $4\text{bars} < P_1 < 17\text{ bars}$ ) et ( $21\text{ bars} < E < 770\text{bars}$ ).
- **Horizon II (13~30m):** alluvions grossières formées essentiellement de galets, cailloux centimétriques à décimétrique de très forte compacité dont les valeurs des caractéristiques pressiométriques n'ont pas pu être mesurées.

En se basant sur les données rassemblées dans ce chapitre, nous pouvons entamer la conception de notre ouvrage, et c'est ce qui sera traité dans le chapitre suivant.

A large, irregular orange shape with a wavy top and bottom edge, resembling a stylized banner or a piece of paper. It is centered on the page and contains the chapter title.

**CHAPITRE III  
CONCEPTION ET  
CARACTERISTIQUES  
GEOMETRIQUES DU TABLIER**

### III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Pour cela, on présente dans ce chapitre le choix du type de tablier, qui s'imposera selon des critères bien précis, ainsi que le dimensionnement des éléments porteur et les accessoires du tablier.

### III.2. CHOIX DU TYPE DE TABLIER

Dans le choix du type de tablier dans notre projet, on doit tenir compte d'un certain nombre de paramètres :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réservé).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- La possibilité de réalisation.
- Les conditions d'exécution et d'accédé à l'ouvrage.

Le sol du site de l'ouvrage est constitué d'un sol argileux compressible sur une hauteur d'environ 12m, présentant des tassements conséquents, ce qui nous a poussé à concevoir un pont à trois (3) travées afin d'éviter les pré-chargements de part et d'autre de la travée central qui contient les lignes ferroviaires.

Le choix est motivé par le fait que l'ouvrage franchit deux ligne de voies ferrées (l'existante et la voie projetée) en biais, les deux lignes de la voie ferrée passent par la travée centrale, les deux autres travées sont conçues pour protéger et éviter toute interférence éventuelle avec la voie ferrée existante à cause des tassements prévisibles au niveau des rampes d'accès compte du matelas d'argile existante dans l'emprise de l'ouvrage.

La portée totale de l'ouvrage projeté pour le franchissement des voies ferrées existantes et projetés, est d'environ 110m, nous choisissons trois (3) travées identiques d'une portée de 35m pour chaque une.

Le gabarit réglementaire pour les lignes ferroviaires (sous pont) est de 7m, le gabarit de l'ouvrage projeté est de 10m, cette hauteur est imposé par la ligne rouge (profil en long) de la route de part et d'autre de l'ouvrage.

En fonction des protées des travées principales, de la géométrie de la brèche ou du tracé de l'ouvrage, certains types de structures peuvent être privilégiés (Figure III.1).

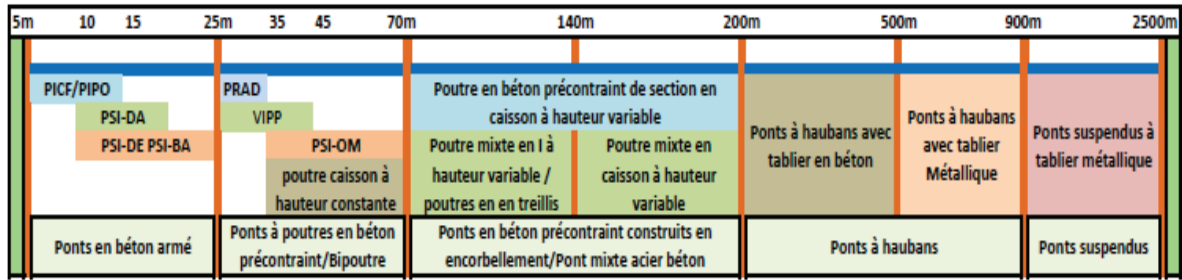


Figure III.1. Domaine privilégiés d'emploi (selon SETRA)

Selon SETRA (figure III.1), pour une portée de 35m, on opte pour le choix d'un pont à poutres préfabriqués en béton précontrainte.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post-tension.

Tableau III.1. Les principaux avantages et inconvénients de chaque procédé (post-tension ; pré-tension).

	Avantages	Inconvénients
Pré-tension	L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.	La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armature
	La simplicité de la réalisation du procédé.	L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension
	Une bonne collaboration du béton et des armatures.	
Post-tension	Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle même que s'appuie le vérin de précontraint	Le besoin des dispositifs d'ancrage, et l'opération de l'injection de ciment qui peut nous crier des problèmes lors de l'injection, soit Le coulis s'écoule en-dehors de la gaine ou il n'atteint pas tout le câble (contrôle des quantités et la pression du coulis)
	Elle permet le choix des différentes formes.	
	La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage	
	La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.	

Nous choisissons des poutres préfabriquées en béton précontraint par post tension d'une longueur égale à 36.00 m.

### III.3. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

#### III.3.1. Dimensionnement de la poutre

La poutre est une structure porteuse horizontale métallique, en bois ou en béton armé, destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis.

Le pré dimensionnement été élaboré selon les guides et les recommandations de la SETRA [4].

##### a. Hauteur de la poutre

$L/20 \leq h_t \leq L/17$  avec  $L=35m$  ;  $L$ =la porté de la travée

$1.75 \leq h_t \leq 2.05m$

$h_p = h_t - h_h = 1.95 - 0.2 = 1.75m$

Alors  **$h_p = 1.75m$**

##### b. L'espace entre axe des poutres

$1.5m \leq d \leq 2.5m$

On fixe  **$d = 1.75m$**

##### c. Positionnement des poutres de rive

Dans le mesure du possible, on cherchera à positionner ces poutres de rive le près des bords libres du tablier.

On opte pour espacement de  **$e = 0.795m$**  entre l'axe de la poutre de rive et le bord de l'hourdis.

##### d. Nombre de poutre (N)

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante :

$N = (L_a / d) + 1$

$L_a$  : c'est entraxe entre les poutres d'extrémité égale 14 m

$d$  : entraxe entre deux poutres  $1,50 \leq d \leq 2,50$

On prend  $d = 1.75m$

Donc :  **$N = 9$  poutres**

##### e. Largeur de la table de compression

Cette largeur doit être suffisante pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, donc on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de poutre.

$b > 0.6h_p$

$b > 0.6 * 1.75 = 1.05\text{m}$  et comme les poutres ont la forme T et l'espacement entre leurs axes est de 1.75m. Alors on prend  **$b = 1.2\text{m}$**

**f. Epaisseur de la table de compression**

$$10 \leq e_c \leq 15 \text{ cm}$$

On fixe :  **$e_c = 10 \text{ cm}$** .

**g. Largeur du talon**

$$0.6\text{m} \leq L_t \leq 0.9\text{m}$$

On prend  **$L_t = 0.6\text{m}$**

Mais cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.

**h. Epaisseur du talon  $e_t$**

$$10 \leq e_t \leq 20\text{cm}$$

On prend  **$e_t = 20\text{cm}$**

**i. Epaisseur de l'âme en travée  $b_0$**

$$20 \leq b_0 \leq 25\text{cm}$$

On prend  **$b_0 = 24\text{cm}$**

**j. Epaisseur de l'âme aux abouts d'appui  $b_0$**

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement

$$\mathbf{B_0 = L_t = 60\text{cm}}$$

**k. Goussets**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers et les câbles de précontrainte.

La tangente de l'angle  $\alpha$  est normalement comprise entre 1 et 1.5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure.

Cette angle est fixé entre  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$ .

➤ **Gousset du talon**

En travée :  $\alpha_3 = 45^\circ \Rightarrow \mathbf{e_3 = 18\text{cm}}$

A l'appui il n'est pas de gousset

➤ **Gousset de la table de compression**

En travée :  $\alpha_1 = 9.46^\circ \Rightarrow \mathbf{e_1 = 5\text{cm}}$

$\alpha_2 = 29.05^\circ \Rightarrow \mathbf{e_2 = 10\text{cm}}$

A l'about:  $\alpha_1 = 9.46^\circ \Rightarrow \mathbf{e_1 = 5\text{cm}}$

### III.3.2. Pré dimensionnement de la dalle

#### a. Longueur de la dalle

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la longueur des poutres

Alors :  $L_d=36m$ .

#### b. Largeur de la dalle

$[0,49m$  (dispositif de sécurité de gauche)  $+14.50m$  (chaussée)  $+ 0,6m$  (dispositif de sécurité de droite)]  $=15.59m$ .

#### c. Epaisseur de la dalle

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0.25m :  $0,18 \leq e_d \leq 0,25m$ .

Pour notre cas l'entre axes des poutres est 1.75m, et la largeur de la dalle est 15.59m on va prévoir une épaisseur de 0,20m.

Donc :  $e_d=0.20m$

### III.3.3. Pré dalle

Elle est appelée pré-dalle, elle joue le rôle d'un coffrage perdu mais, elles sont amènes à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais, leur épaisseur est de l'ordre de 5cm.

### III.3.4. Equipements du pont

Désignent un ensemble de dispositifs très divers qui complètent la structure et qui permettent d'assurer en particulier:

- Le fonctionnement de la structure
- La pérennité de la structure
- La sécurité des usagers

Ils sont généralement fortement sollicités (usure accidentelle, environnement agressif, trafics, conditions climatiques...). Ils nécessitent une inspection, un entretien ou un remplacement régulier au cours de la durée de service de l'ouvrage.

#### a. Trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants en générale par simple surélévation de la circulation automobile. Dans le cas des autoroutes, les trottoirs n'existent pas sur les ouvrages, il existe des bords en béton, ce qui est équivalent dans notre ouvrage.

Donc  $S_{tr\ droite}=0.128m^2$  et  $S_{tr\ gauche}= 0.119m^2$ .

### b. Corniches

La corniche est un élément de superstructure, destinée à couronner, parer et protéger le bord extérieur d'une dalle de pont. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). Il y a plusieurs catégories de corniches : Les corniches en béton coulé en place, les corniches en béton préfabriqué et les corniches métalliques.

Dans notre cas on garde la même forme de corniche exigé par la maitre de l'ouvrage sur tous les ouvrages du projet, en béton préfabriqué avec une section  $S_{cor}=0.122m^2$ .

### c. Gardes corps et glissière de sécurité

Un garde-corps placé sur les côtés d'un pont se compose d'un ensemble d'éléments constituant une barrière, il permet de sécuriser les ponts en empêchant une quelconque chute accidentelle dans le vide et protéger les véhicules. Dans notre cas  $P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml}$ ,  $P_{gs} = 0.05 \text{ t/ml}$ .

### III.3.5. Présentation finale de la variante

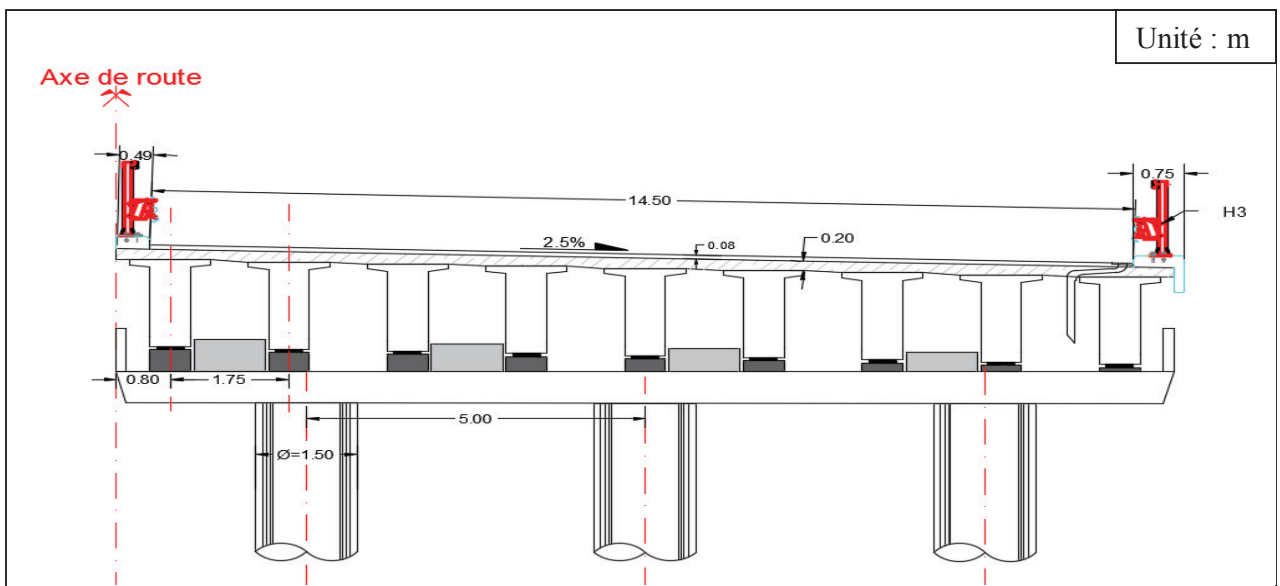


Figure III.2. Coupe transversale sur pile

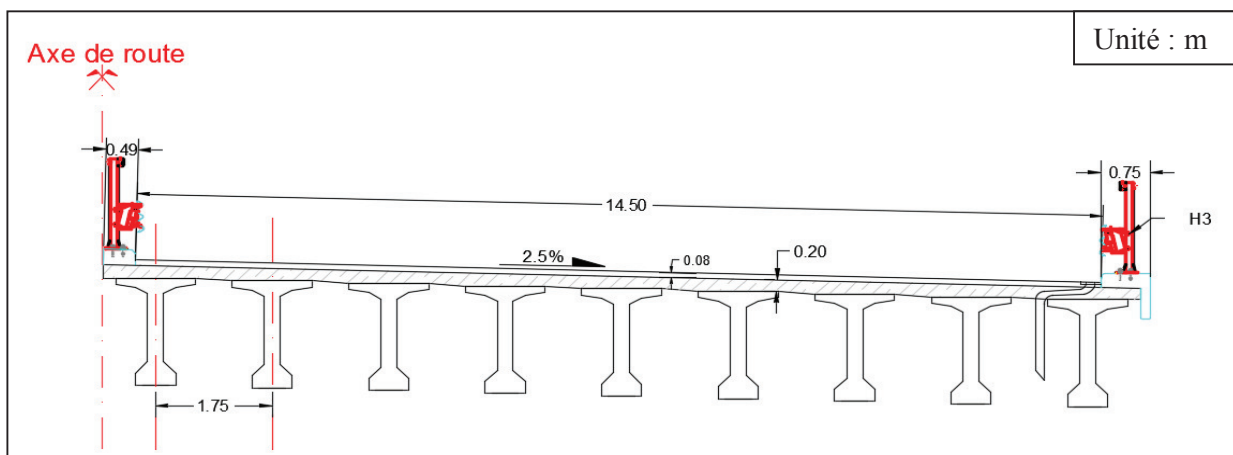


Figure III.3. Coupe transversale à mi-travée

# CHAPITRE III. Conception Et Caractéristiques Géométriques Du Tablier

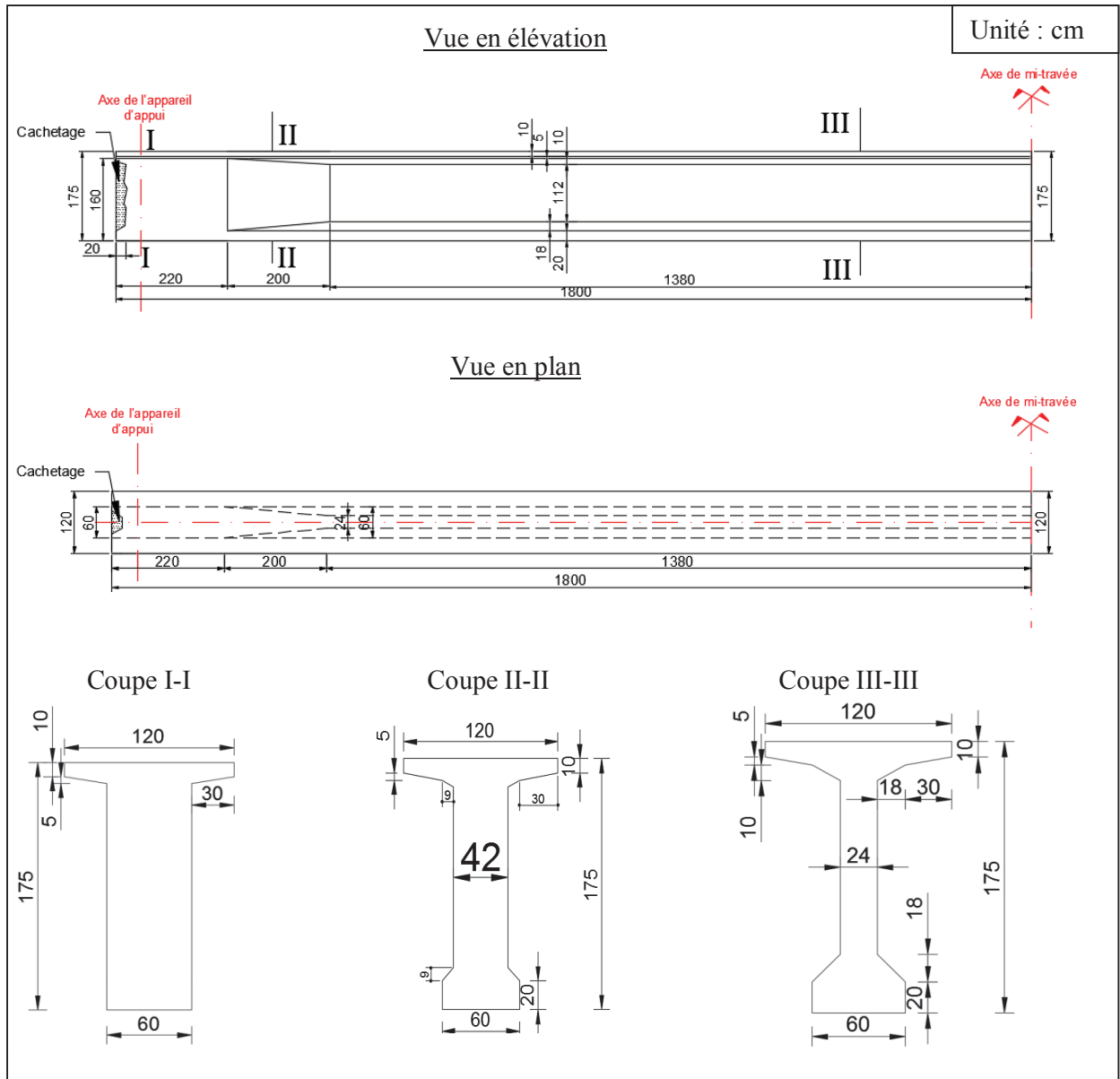


Figure III.4. Plan de la structure de poutre

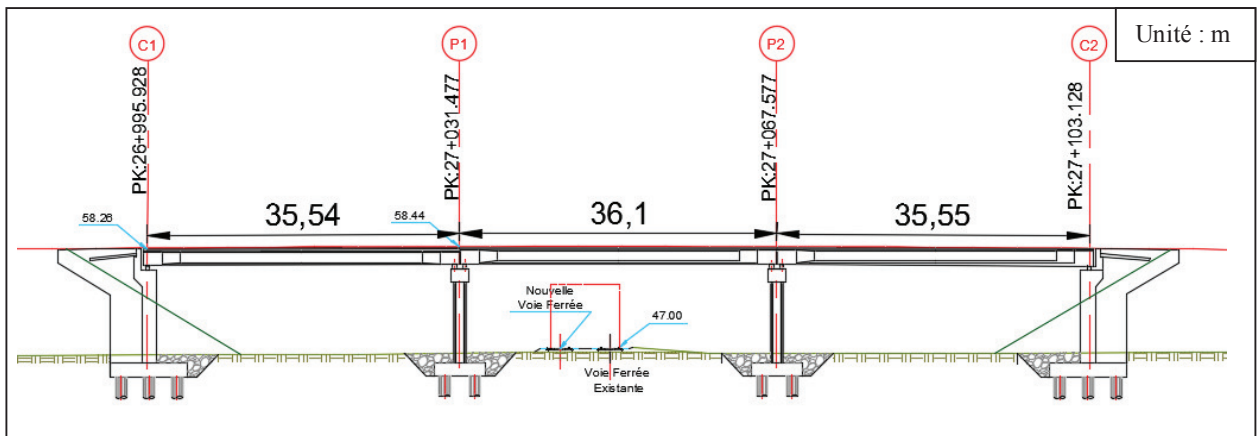


Figure III.5. Coupe longitudinale du projet

### III.4. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA POUTRE [27]

$B_i$  : aire de la section (i)

$Y_i$  : position de centre de gravité (c.d.g) de la section (i) par rapport à l'axe (XX')

La position de centre de gravité (cdg) de la poutre est donnée par :  $Y_g = \frac{\sum(B_i * Y_i)}{\sum B_i}$

$S_{/\Delta}$  : moment statique  $S_{/\Delta} = B * Y$

$I_{0i}$  : moment d'inertie propre de la section (i)

- Pour une section rectangulaire  $I_0 = bh^3/12$
- Pour une section triangulaire  $I_0 = bh^3/36$

$I_{/\Delta}$  : moment d'inertie par rapport à  $\Delta \rightarrow I_{/\Delta} = I_0 + BY^2$

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême

B (nette) = B (brute) - 5% B (brute)

$S_{/\Delta}$  (nette) =  $S_{/\Delta}$  (brute) - 5%  $S_{/\Delta}$  (brute)

$I_{/\Delta}$  (nette) =  $I_{/\Delta}$  (brute) - 10%  $I_{/\Delta}$  (brute)

$v' = Y_g$  : distance séparant la fibre inférieure du centre de gravité G

$v = h - Y_g$  : distance séparant la fibre supérieure du centre de gravité G

$I_g$  : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

Ou  $I_g = I_{/\Delta}$  (brute) -  $S_{/\Delta}$  (brute) \*  $Y_g$

$\rho$  : coefficient de rendement géométrique  $\rho = i^2/v.v'$

$i^2$  : rayon de giration  $i^2 = I_g / \sum B_i$

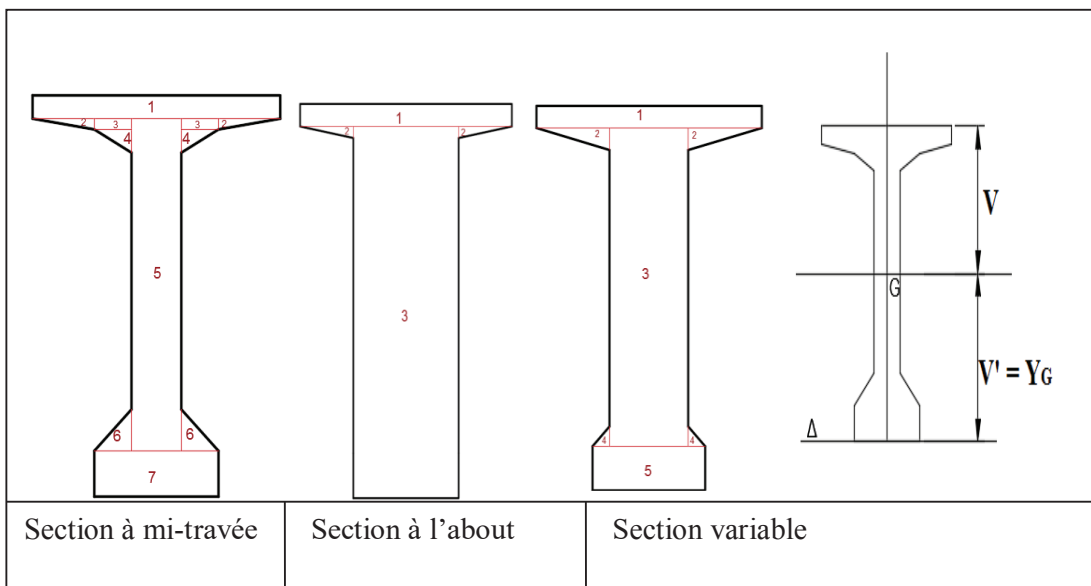


Figure III.6. La décomposition de différentes sections de la poutre

## CHAPITRE III. Conception Et Caractéristiques Géométriques Du Tablier

### III.4.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée

**Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée**

désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	120	10	1200	170	204000	10000	34690000
2*2	30	5	150	163.333	24499.95	208.333	4001858.667
3*2	18	5	180	162.5	29250	125	4753250
4*2	18	10	180	156.667	28200.06	1000	4419018.8
5	24	145	3480	92.5	321900	6097250	35873000
6*2	18	18	324	26	8424	5832	224856
7	60	20	1200	10	12000	40000	160000
<b>Caractéristiques nettes</b>							
B brute (cm <sup>2</sup> )	6714			B nette (cm <sup>2</sup> )		6378.3	
B nette (cm <sup>2</sup> )	6378.3			V' (cm)		93.577	
S <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>3</sup> )	628274.01			V (cm)		81.423	
S <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>3</sup> )	596860.31			I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )		25329986.44	
I <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>4</sup> )	84121983.47			I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )		22796987.79	
I <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>4</sup> )	75709785.12			ρ		0.47	

**Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre+dalle à mi-travée**

désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section de la poutre	-	-	6714	93.577	628274.01	25329986.44	84121983.47
Section de hourdis	175	20	3500	185	647500	116666.667	119904166.7
<b>Caractéristiques nettes</b>							
B brute (cm <sup>2</sup> )	10214			B nette (cm <sup>2</sup> )		9703.3	
B nette (cm <sup>2</sup> )	9703.3			V' (cm)		124.9	
S <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>3</sup> )	1275774.01			V (cm)		70.1	
S <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>3</sup> )	1211985.31			I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )		44681976.35	
I <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>4</sup> )	204026150.2			I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )		40213778.72	
I <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>4</sup> )	183623535.2			ρ		0.47	

**III.4.2. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about**

**Tableau III.4. Caractéristiques géométriques de la poutre seule à l'about**

désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	120	10	1200	170	204000	10000	34690000
2*2	30	5	150	163.333	24499.95	208.333	4001858.667
3	60	165	9900	82.5	816750	22460625	89842500
<b>Caractéristiques nettes</b>							
B brute (cm <sup>2</sup> )	11250			B nette (cm <sup>2</sup> )		10687.5	
B nette (cm <sup>2</sup> )	10687.5			V' (cm)		92.911	
S <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>3</sup> )	1045249.95			V (cm)		82.089	
S <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>3</sup> )	992987.453			I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )		31419140.6	
I <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>4</sup> )	128534358.7			I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )		28277226.54	
I <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>4</sup> )	15680922.8			ρ		0.35	

**Tableau III.5. Caractéristiques géométriques de la poutre+dalle à l'about**

désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section de la poutre			11250	92.911	1045249.95	31419140.6	128534358.7
Section de hourdis	175	20	3500	185	647500	116666.667	119904166.7
<b>Caractéristiques nettes</b>							
B brute (cm <sup>2</sup> )	14750			B nette (cm <sup>2</sup> )		14012.5	
B nette (cm <sup>2</sup> )	14012.5			V' (cm)		114.76	
S <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>3</sup> )	1692749.95			V (cm)		80.24	
S <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>3</sup> )	1608112.453			I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )		54178541.14	
I <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>4</sup> )	248438525.4			I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )		48760687.02	
I <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>4</sup> )	223594672.9			ρ		0.38	

**III.4.3. Caractéristique géométrique de la poutre de section variable (transitoire)**

**Tableau III.6. Caractéristiques géométriques de la poutre seule de la section variable**

désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	120	10	1200	170	204000	10000	34690000
2*2	39	10	390	161.667	63050.13	2166.667	10195292.03
3	42	145	6090	92.5	563325	10670187.5	62777750
4*2	9	9	81	23	1863	364.5	43213.5
5	60	20	1200	10	12000	40000	160000
<b>Caractéristiques nettes</b>							
B brute (cm <sup>2</sup> )	8961			B nette (cm <sup>2</sup> )		8512.95	
B nette (cm <sup>2</sup> )	8512.95			V' (cm)		94.212	
S <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>3</sup> )	844238.13			V (cm)		80.788	
S <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>3</sup> )	802026.224			I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )		28328892.8	
I <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>4</sup> )	107866255.5			I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )		25496003.52	
I <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>4</sup> )	97079629.98			ρ		0.39	

**Tableau III.7. Caractéristiques géométriques de la poutre+dalle de la section variable**

désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
Section de la poutre			8961	94.212	844238.13	28328892.8	107866255.5
Section de hourdis	175	20	3500	185	647500	116666.667	119904166.7
<b>Caractéristiques nettes</b>							
B brute (cm <sup>2</sup> )			12461			B nette (cm <sup>2</sup> )	11837.95
B nette (cm <sup>2</sup> )			11837.95			V' (cm)	119.71
S <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>3</sup> )			1491738.13			V (cm)	75.29
S <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>3</sup> )			1417151.224			I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	49194450.66
I <sub>Δ</sub> brute (cm <sup>4</sup> )			227770422.2			I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )	44275005.59
I <sub>Δ</sub> nette (cm <sup>4</sup> )			204993380			ρ	0.41

### III.5. CONCLUSION

Le choix du type de tablier est porté sur une conception d'un pont à poutre en béton précontrainte par post-tension à trois travées indépendantes et identiques de 35m du porté.

La section de la poutre choisie est en Té, qui a un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes.

Après le calcul des caractéristiques géométriques de la poutre, on interprète que notre poutre est légère avec un rendement qui ne dépasse pas 50%.

Le dimensionnement de ce tablier et ses divers équipements fait appel à plusieurs hypothèses de calcul compte tenu des prescriptions des guides nationaux et internationaux.

Le chapitre suivant définira les propriétés de base pour le dimensionnement et l'étude complète de ce tablier.

A large, irregular orange shape with a wavy top and bottom edge, resembling a stylized banner or a piece of paper. It is centered on the page and contains the chapter title.

**CHAPITRE IV**  
**HYPOTHESES DE CALCUL ET**  
**CARACTERISTIQUES DES**  
**MATERIAUX**

### IV.1. INTRODUCTION

Le dimensionnement de notre tablier et ses divers équipements fait appel à plusieurs hypothèses de calcul compte tenu des prescriptions, des guides nationaux et internationaux.

Dans ce chapitre on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux (béton, aciers passifs, acier actifs) qui vont être utilisés dans le calcul du tablier.

### IV.2. DOCUMENTS DE REFERENCE

Les règlements utilisés pour le calcul et les épreuves des ponts routiers (les normes utilisées) sont :

#### IV.2.1. Règles (BAEL91) modifié 99 : Béton Armé aux Etats limites

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

- Les états limites ultimes (ELU) qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage :
  - Etat limite ultime d'équilibre statique.
  - Etat limite ultime de résistance (des matériaux constitutifs...).
  - Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement...).
- Les états limites de service (ELS) au-delà desquels les conditions d'exploitation normale ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites :
  - Etat limite de résistance à la compression du béton.
  - Etat limite de déformation (flèche).
  - Etat limite d'ouverture des fissures (corrosion des armatures).

**A l'ELU** : une section de poutre BA est amenée à la rupture lorsque le béton comprimé ou l'acier tendu dépasse leur capacité de résistance et entrent en plasticité. Le calcul est donc mené dans l'hypothèse d'un comportement plastique des matériaux le domaine élastique étant dépassé.

**A l'ELS** : est atteint bien que la structure soit encore loin de son effondrement par exemple du fait d'une trop grande déformabilité d'un élément. Le calcul est mené dans l'hypothèse d'un comportement élastique des matériaux.

#### IV.2.2. Règles (BPEL91)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

### IV.2.3. Règles RCPR

Le règlement RCPR « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes », définit des actions et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leur effet, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

### IV.2.4. Guide SETRA (VIPP)

Le présent document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes », constitue un guide de conception des VIPP, il traite également de la construction du tablier en mettant l'accent sur les particularités des techniques employées.

### IV.2.5. Le règlement RPOA 2008

Le présent règlement RPOA 2008 « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art », contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

## IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

### IV.3.1. Béton

#### IV.3.1.1. Caractéristiques mécaniques de Béton

##### A. Dosage

Dans la majorité de la réalisation des éléments porteurs, on emploie un béton avec un dosage du ciment est de l'ordre de 350 à 450 kg/m<sup>3</sup>.

##### B. Densité

La masse volumique de béton armé est  $\gamma=2.5 \text{ t/m}^3$ .

##### C. Résistance à la compression

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, appelée valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est choisie a priori compte tenu du dosage et de la qualité du ciment et des règles de contrôles (courant ou surveillé) qui permettront ultérieurement de vérifier sur le chantier qu'elle a bien été atteinte.

Les règles BAEL et BPEL donnent :

- Pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour un âge  $j > 28$  jours, on admet pour les calculs de résistance que  $f_{cj} = f_{c28}$

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour la superstructure} \\ 27 \text{ MPa} & \text{pour l'infrastructure} \end{cases}$$

#### D. Résistance à la traction

Généralement, la résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression, par la formule donnée par le BAEL :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Alors  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ MPa}$

#### IV.3.1.2. Contraintes admissibles du Béton

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

##### A. Contrainte admissibles à la compression à l'ELU

Les règles B.A.E.L et BPEL donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec :

- $f_{c28}$  : résistance à la compression caractéristique à 28 jours.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{dans le cas d'une situation durable ou transitoire} \\ 1.15 & \text{dans le cas d'une situation accidentel} \end{cases}$
- $\theta = \begin{cases} 1 & t > 24h \\ 0.9 & 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & t < 1h \end{cases}$

Tel que : t est la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

Donc : Pour la superstructure  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \text{ MPa} & \text{en situation durable ou transitoire} \\ 25.87 \text{ MPa} & \text{en situation accidentel} \end{cases}$$

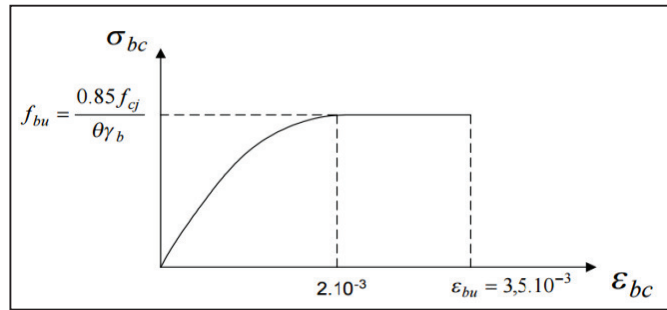


Figure IV.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU[6]

### B. Contrainte admissibles à la compression à l'ELS

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S est définie par la formule suivante:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Donc} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

### C. Contrainte admissibles à la traction

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

$$\overline{\sigma}_{bt} = 1.5 \times f_{t28} \quad \text{hors section d'enrobage}$$

Donc :  $\overline{\sigma}_{bt} = 1.5 \times 35 = 4.05 \text{ MPa}$

#### IV.3.1.3. Déformation du Béton

##### A. Déformation longitudinale du Béton

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles BPEL et BAEL comme suit :

- Module de déformation instantanée pour un chargement d'une durée d'application <24h

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i28} = \begin{cases} 35981.73 \text{ MPa} & \text{pour la superstructure} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour l'infrastructure} \end{cases}$$

- Module de déformation différé pour un chargement d'une longue durée d'application >24h

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = \begin{cases} 11993.91 \text{ MPa} & \text{pour les poutres} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour l'infrastructure} \end{cases}$$

## B. Déformation transversal du Béton

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Où :  $\nu$  représente le coefficient de poisson

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour le béton non fissuré (ELS)} \\ 0 & \text{pour le béton fissuré (ELU)} \end{cases}$$

### IV.3.2. Acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes:

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants, pour limiter la fissuration, les aciers de montage pour constituer une cage d'armature maintenant les autres aciers.

#### IV.3.2.1. Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celles du béton armé (les armatures passives ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures) [6].

#### A. La limite élastique

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques [6] :

- Nuance FeE 500.
- Limite d'élasticité **Fe = 500 Mpa**

#### B. Module de Young

La pente de la droite de Hooke dans le diagramme contrainte-déformation représente le module d'élasticité longitudinal, on a :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$ [6].

#### C. Contrainte limite

Cette contrainte limite dépend de type de la fissuration et de cas de situation.

- À l'état limite ultime la contrainte  $\sigma_s$  sera déterminée par la formule suivante[6] :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tel que :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable et trossitaire SDT} \\ 1 & \text{situation accidentelle SA} \end{cases}$

- À l'état limite de service la contrainte  $\sigma_s$  sera déterminée par les formules suivantes [6] :

- Si la fissuration est préjudiciable (F.P)

$$\bar{\sigma}_{st} = \max\{0.5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$$

- Si la fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

$$\bar{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\}$$

Avec  $\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \end{cases}$

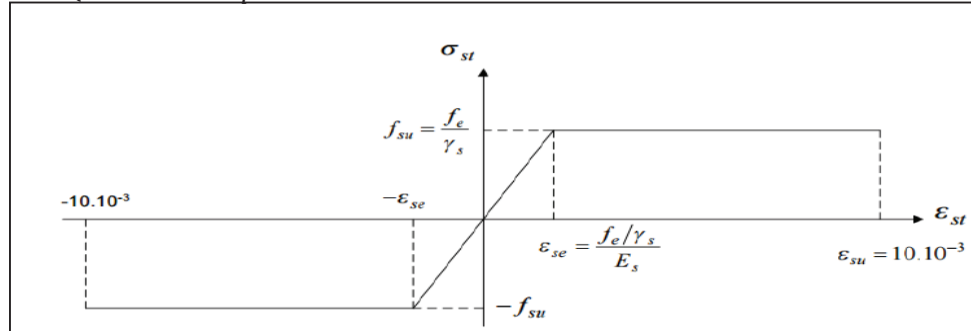


Figure IV.2. Diagramme contrainte – déformation de l'acier[6]

#### IV.3.2.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

La précontrainte considéré pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques ci-dessous [7]:

- Diamètre de la gaine  $\varnothing=80\text{mm}$
- Module d'élasticité des câbles  $E_p=190000 \text{ Mpa}$
- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 2.5 \%$  « câble TBR (très base de relaxation) » [7].

#### IV.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a décrit les éléments de base de construction de notre ouvrage de telle sorte qu'on s'est intéressé aux deux principaux matériaux : Béton RN35, Acier passif FeE 500 et des aciers actifs « câbles de précontrainte », vu l'influence majeure de ces derniers sur la réalisation de l'ouvrage.

Dans le chapitre qui suit on va évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage.

A large, irregular orange shape with a wavy top and bottom edge, resembling a stylized banner or a piece of paper. It is centered on the page and contains the chapter title.

**CHAPITRE V**  
**CALCUL DES CHARGES ET**  
**SURCHARGES**

## V.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, ces charges ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage à long terme. Pour réduire les effets de ses charges, il faut connaître leur influence sur l'ouvrage, leur nature et l'importance de ses charges.

L'ouvrage doit être résisté aux efforts appliqués qui sont les suivantes :

- Les charges permanentes : sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite, comprennent le poids proprs de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes [13].
  - Les éléments porteurs : sont les charges concernent le tablier seul (CP).
  - Les éléments non porteurs : le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde corps, glissières de sécurité (CCP)
- Les surcharges routières : Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivants [13] :
  - La surcharge de type A(L).
  - Système B : ( $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$ ).
  - La surcharge militaire  $M_c 120$ .
  - Le convoi exceptionnel  $D_{240}$ .
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art [11].

## V.2. CALCUL DES CHARGES

### V.2.1. Charges permanentes (CP)

#### A. Poids total de la poutre ( $P_p$ )

Notre poutre à une section variable

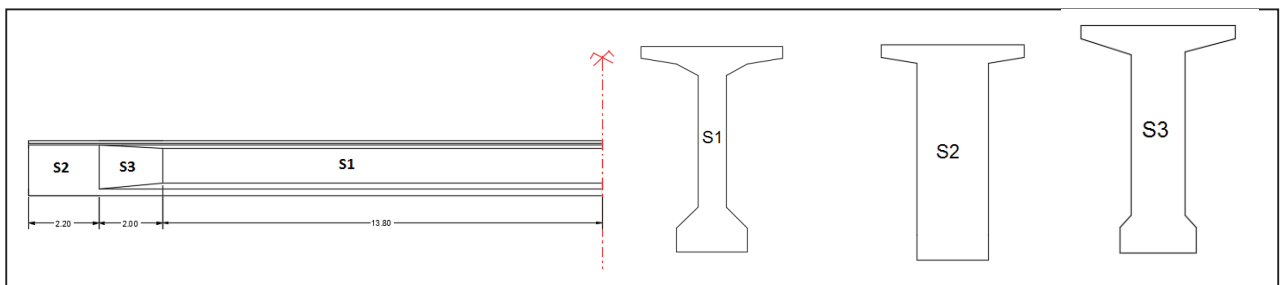


Figure V.1. Les sections de la poutre.

Le poids d'une poutre

$$P_{1p} = 2 \times (S_1 \times L_1 + S_2 \times L_2 + S_3 \times L_3) \times \gamma_{\text{béton}} \quad \gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$P_{1p} = 2 \times (0.6714 \times 13.8 + 1.125 \times 2.2 + 0.8961 \times 2) \times 2.5 \quad \rightarrow \quad P_{1p} = 67.6626 \text{ t}$$

Le poids total des poutres

$$P_p = P_{1p} \times n \quad n : \text{nombre de poutres}$$

$$P_p = 67.6626 \times 9 \quad \rightarrow \quad P_p = 608.96 \text{ t}$$

### B. Poids totale de la dalle (P<sub>d</sub>)

On a: e<sub>d</sub>=0.2m    l<sub>d</sub>=15.59m    L=36m

$$P_d = e_d \times l_d \times L \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$P_d = 0.2 \times 15.59 \times 36 \times 2.5 \quad \rightarrow \quad P_d = 280.62 \text{ t}$$

Donc le poids total des CP

$$CP = P_p + P_d$$

$$CP = 608.96 + 280.62 \quad \rightarrow \quad CP = 889.58 \text{ t}$$

## V.2.2. Charges complémentaires permanentes (CCP)

### A. Poids de revêtement (P<sub>rev</sub>)

$$P_{\text{rev}} = e_{\text{rev}} \times l_{\text{rev}} \times \gamma_{\text{rev}} \times L \quad \gamma_{\text{rev}} = 2.2 \text{ t/ml (selon RCPR)}$$

$$P_{\text{rev}} = 0.07 \times 14.5 \times 2.2 \times 36 \quad \rightarrow \quad P_{\text{rev}} = 80.388 \text{ t}$$

### B. Poids de la chape d'étanchéité (P<sub>é</sub>)

$$P_{\text{é}} = e_{\text{é}} \times l_{\text{é}} \times \gamma_{\text{é}} \times L \quad \gamma_{\text{é}} = 2.2 \text{ t/ml (selon RCPR)}$$

$$P_{\text{é}} = 0.01 \times 14.5 \times 2.2 \times 36 \quad \rightarrow \quad P_{\text{é}} = 11.484 \text{ t}$$

### C. Poids du trottoir (P<sub>tr</sub>)

$$P_{\text{tr}} = S_{\text{tr}} \times L \times \gamma_{\text{béton}} \quad \text{tel que } S_{\text{tr}} = S_{\text{tr droite}} + S_{\text{tr gauche}}$$

$$S_{\text{tr droite}} = 0.128 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad S_{\text{tr gauche}} = 0.119 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{tr}} = (0.128 + 0.119) \times 36 \times 2.5 \quad \rightarrow \quad P_{\text{tr}} = 22.23 \text{ t}$$

### D. Poids de la corniche (P<sub>cor</sub>)

$$P_{\text{cor}} = S_{\text{cor}} \times L \times \gamma_{\text{béton}} \quad S_{\text{cor}} = 0.122 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{cor}} = 0.122 \times 36 \times 2.5 \quad \rightarrow \quad P_{\text{cor}} = 10.98 \text{ t}$$

### E. Poids des gardes corps (P<sub>gc</sub>) et glissière de sécurité (P<sub>gs</sub>)

$$P_{\text{gc}} = 0.1 \text{ t/ml} \quad P_{\text{gs}} = 0.05 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{gc}} = (0.1 + 0.05) \times 2 \times 36 \quad \rightarrow \quad P_{\text{gc}} = 10.8 \text{ t}$$

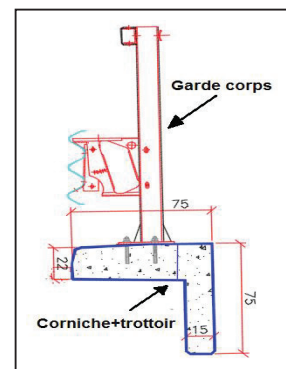


Figure V.2. Les équipements du tablier

**Donc le poids total des CCP:**

$$CCP = P_{rev} + P_{\dot{e}} + P_{tr} + P_{cor} + P_{gc}$$

$$CCP = 80.388 + 11.484 + 22.23 + 10.98 + 10.8 \rightarrow CCP = 135.882t$$

➤ **Le poids total du tablier**

$$G = CP + CCP$$

$$G = 889.58 + 135.882 \rightarrow G = 1025.462 t \rightarrow G = 28.485 t/ml$$

### V.3. CALCUL DES SURCHARGES (SELON RCPR [13])

#### V.3.1. Caractéristique du pont

➤ **Largeur roulable**

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

Pour notre pont :  $L_r = 14.5m$

➤ **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

D'après RCPR, la largeur chargeable de l'ouvrage est :

$$L_c = L_r - 0.5 \times 2 = 14.5 - 0.5 \times 2 \rightarrow L_c = 13,50 m$$

➤ **Nombre de voies**

Par convention, Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entier du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

Dans notre projet on a :  $L_c = 13,50 m$ .

$$N = L_c / 3 \rightarrow N = 13,5 / 3 = 4,50 \rightarrow N = 4 \text{ voies}$$

➤ **Largeur d'une voie**

$$V = L_c / N \rightarrow V = 13.5 / 4 \rightarrow V = 3.375m$$

➤ **Classe du pont**

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable, tous les ponts supportant des chaussées rouable  $L_r \geq 7m$  sont rangés dans la catégorie de première classe (RCPR).

Dans notre cas la largeur roulable = 14.5m.

**Donc** : le pont est classé en 1ère classe.

#### V.3.2. Evaluation des surcharges

##### V.3.2.1. Système A(L)

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \left( \frac{KN}{m^2} \right)$$

L : la portée de la travée  $L=35m$

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{35+12} \left( \frac{KN}{m^2} \right) \rightarrow A(L) = 9.96 KN/m^2 \rightarrow A(L) = 0.996 t/m^2$$





### V.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les différents chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR).

Après avoir évalué toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.

A decorative orange banner with wavy, irregular edges, resembling a piece of paper or a ribbon, centered on a white background. The banner has a slight gradient and a shadow effect.

**CHAPITRE VI**  
**REPARTITION LONGITUDINAL DES**  
**EFFORTS**

## VI.1. INTRODUCTION

Après l'évaluation des charges et surcharges dans le chapitre précédent, on va étudier dans ce chapitre les efforts longitudinaux consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

## VI.2. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT

### VI.2.1 Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

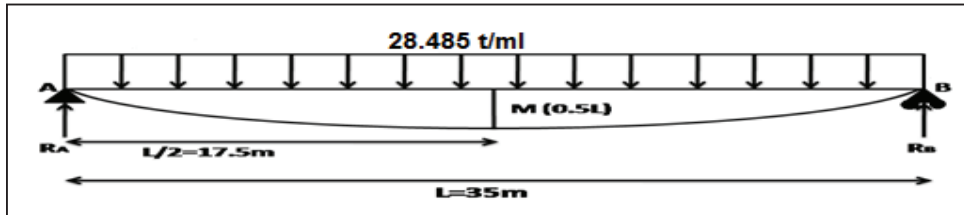


Figure VI.1. Charge du moment uniformément répartie

Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 28.485 \times 35/2 \rightarrow R_A = R_B = 498.488t$$

Calcul du moment fléchissant  $M$  à  $(x=L/2)$  :

$$M = G \times L^2/8 = 28.485 \times 35^2/8 \rightarrow M = 4361.77 \text{ t.m}$$

### VI.2.2. Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge A (L)

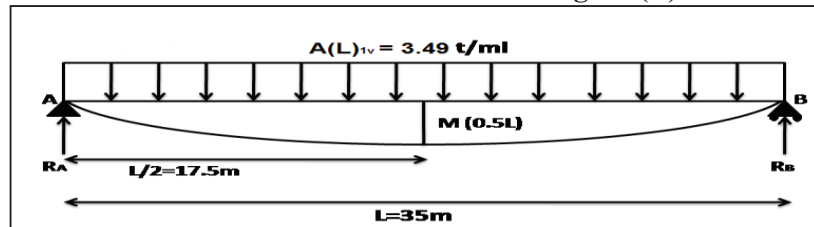


Figure VI.2. Surcharge A(L) uniformément répartie

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.49 \times 35/2 \rightarrow R_A = R_B = 61.075t$$

- Calcul du moment fléchissant  $M$  à  $(x=L/2)$  :

$$M_{1v} = A(L)_{1v} \times L^2/8 = 3.49 \times 35^2/8 \rightarrow M_{1v} = 534.41 \text{ t.m}$$

$$M_{2v} = A(L)_{2v} \times L^2/8 = 6.97 \times 35^2/8 \rightarrow M_{2v} = 1067.28 \text{ t.m}$$

$$M_{3v} = A(L)_{3v} \times L^2/8 = 9.41 \times 35^2/8 \rightarrow M_{3v} = 1440.91 \text{ t.m}$$

$$M_{4v} = A(L)_{4v} \times L^2/8 = 10.46 \times 35^2/8 \rightarrow M_{4v} = 1601.69 \text{ t.m}$$

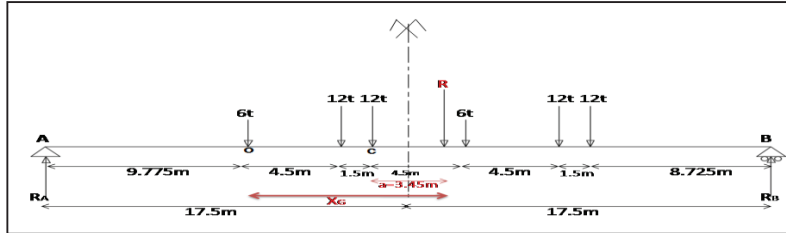
**VI.2.3. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge B<sub>c</sub>**

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré.

• **Théorème de BARRE**

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante peut se trouve soit à droite soit à gauche de l'axe de la poutre.



**Figure VI.3. Surcharge B<sub>c</sub> (R est sym avec l'essieu de 12t)**

$$X_G = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i}$$

$\sum M_{/O}=0$  avec  $R = \sum P_i = 60t$

$X_G = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} \rightarrow X_G = 9.45m$

$a = X_G - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45m \rightarrow a/2 = 1.725m$

Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 35$

$R_B = 6 \times 9.775 + 12 \times 14.275 + 12 \times 15.775 + 6 \times 20.275 + 12 \times 24.775 + 12 \times 26.275 = 1153.5$

$R_A + R_B = 60t \rightarrow R_B = 32.957t$  et  $R_A = 27.043t$

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$M_{max} = M_{/C} \rightarrow M_{max} = 27.043 \times 15.775 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 \rightarrow M_{max} = 372.603 t.m$

$M_{1\text{file}} = M_{max} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 372.603 \times 1.059 \times 1.2 \rightarrow M_{1\text{file}} = 473.504 t.m$

$M_{2\text{files}} = M_{max} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 372.603 \times 1.067 \times 1.1 \times 2 \rightarrow M_{2\text{files}} = 874.65 t.m$

$M_{3\text{files}} = M_{max} \times \delta_{bc3} \times b_{c3} = 372.603 \times 1.075 \times 0.95 \times 3 \rightarrow M_{3\text{files}} = 1141.562 t.m$

$M_{3\text{files}} = M_{max} \times \delta_{bc4} \times b_{c4} = 372.603 \times 1.083 \times 0.8 \times 4 \rightarrow M_{4\text{files}} = 1291.292t.m$

VI.2.4. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge  $B_t$

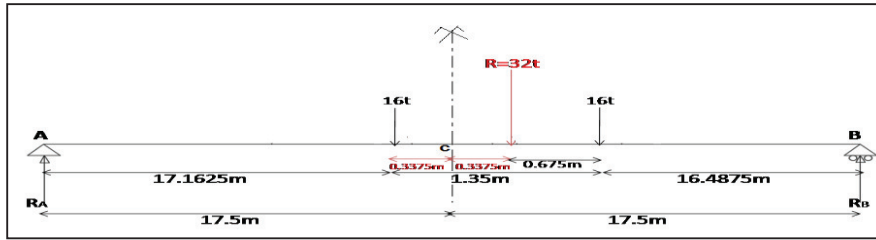


Figure VI.4. Surcharge  $B_t$  ( $R$  est sym avec l'essieu de 16t)

Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A + R_B = 32t$$

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow 35 R_B = 16 \times 18.5125 + 16 \times 17.1625 \rightarrow R_B = 16.309t \text{ et } R_A = 15.691t$$

$$M_{\max} = M_C \rightarrow M_{\max} = 15.691 \times 17.1625 \rightarrow M_{\max} = 269.297 \text{ t.m}$$

$$M_{1 \text{ tandem}} = M_{\max} \times \delta_{bt1} \times b_{t1} = 269.297 \times 1.055 \times 1.2 \rightarrow M_{1 \text{ tandem}} = 340.93 \text{ t.m}$$

$$M_{2 \text{ tandems}} = M_{\max} \times \delta_{bt2} \times b_{t2} = 269.297 \times 1.059 \times 1.2 \times 2 \rightarrow M_{2 \text{ tandems}} = 684.45 \text{ t.m}$$

VI.2.5. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge  $B_r$



Figure VI.5. Surcharge  $B_r$  à  $L/2$

$$R_A = R_B = 10/2 = 5t$$

$$M_{\max} = 5 \times 17.5 \rightarrow M_{\max} = 87.5 \text{ t.m}$$

$$M_{br} = M_{\max} \times \delta_{br} = 87.5 \times 1.051 \rightarrow M_{br} = 91.963 \text{ t.m}$$

VI.2.6. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge  $M_{c120}$

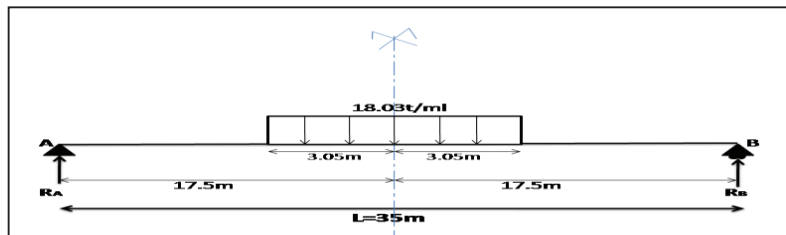


Figure VI.6. Surcharge  $M_{c120}$  à  $L/2$

Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = 110/2 = 55t$$

$$M_{\max} = 55 \times 17.5 - 18.03 \times 3.05^2 / 2 \rightarrow M_{\max} = 878.638 \text{ t.m}$$

$$M_{c120} = M_{\max} \times \delta_{M_{c120}} = 878.638 \times 1.066 \rightarrow M_{c120} = 936.63 \text{ t.m}$$

VI.2.7. Calcul du moment fléchissant due à la surcharge D<sub>240</sub>

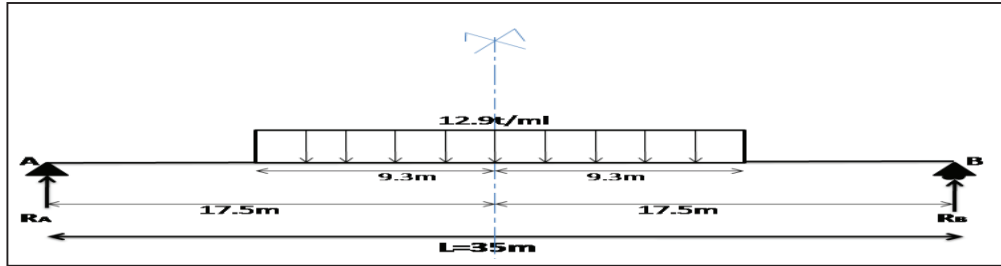


Figure VI.7. Surcharge D<sub>240</sub> à L/2

Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$$R_A = R_B = 240/2 = 120t$$

$$M_{\max} = 120 \times 17.5 - 12.9 \times 9.3^2/2 \quad \rightarrow \quad M_{\max} = 1542.14t.m$$

VI.3. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

VI.3.1. Calcul des efforts tranchants due à la charge permanente

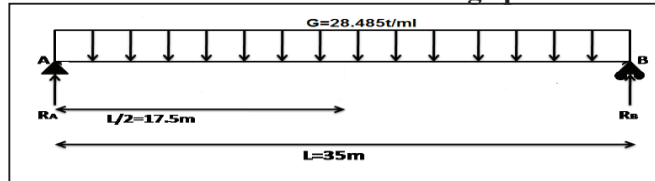


Figure VI.8. Charge du moment uniformément répartie

• Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$$R_A = R_B = G \times L/2 = 28.485 \times 35/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 498.488t$$

• Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T(X=0) = R_{\max} = 498.488t \quad \rightarrow \quad T(X=0) = 498.488t$$

VI.3.2. Calcul des efforts tranchants due à la surcharge A(L)

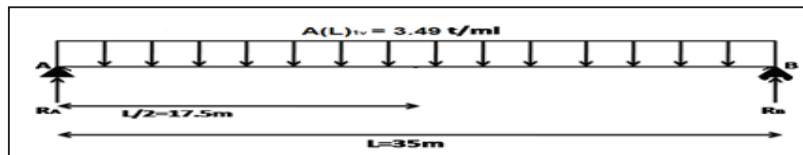


Figure VI.9. Surcharge A(L) uniformément répartie

• Calcul des réactions R<sub>A</sub> et R<sub>B</sub> :

$$R_A = R_B = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.49 \times 35/2 \quad \rightarrow \quad R_A = R_B = 61.075t$$

• Calcul de l'effort tranchant à X=0 :

$$T_{1v}(X=0) = A(L)_{1v} \times L/2 = 3.49 \times 35/2 \quad \rightarrow \quad T_{1v}(X=0) = 6.075 t$$

$$T_{2v}(X=0) = A(L)_{2v} \times L/2 = 6.97 \times 35/2 \quad \rightarrow \quad T_{2v}(X=0) = 121.975 t$$

$$T_{3v}(X=0) = A(L)_{3v} \times L/2 = 9.41 \times 35/2 \quad \rightarrow \quad T_{3v}(X=0) = 164.675 t$$

$$T_{4v}(X=0) = A(L)_{4v} \times L/2 = 10.46 \times 35/2 \quad \rightarrow \quad T_{4v}(X=0) = 183.05 t$$

VI.3.3. Calcul des efforts tranchants due à la surcharge  $B_c$

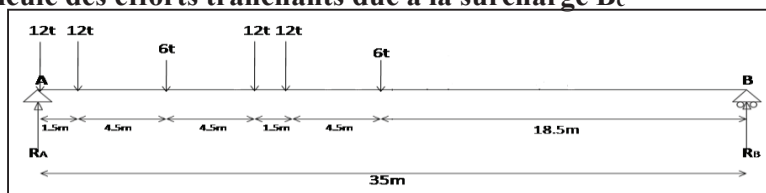


Figure VI.10. Surcharge  $B_c$  à 0L

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :  
 $35 R_B = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = 423$  et  $R_A + R_B = 60t$   
 $\Rightarrow R_B = 12.09 t$  et  $R_A = 47.91t$   
 $\Rightarrow R_{max} = R_A = 47.91t$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :  
 $T(X=0)_{1\text{filles}} = R_{1\text{filles}} \times \delta_{bc1} \times b_{c1} = 47.91 \times 1.059 \times 1.2 \rightarrow T(X=0)_{1\text{filles}} = 60.884 t$   
 $T(X=0)_{2\text{filles}} = R_{2\text{filles}} \times \delta_{bc2} \times b_{c2} = 47.91 \times 2 \times 1.067 \times 1.1 \rightarrow T(X=0)_{2\text{filles}} = 112.464 t$   
 $T(X=0)_{3\text{filles}} = R_{3\text{filles}} \times \delta_{bc3} \times b_{c3} = 47.91 \times 3 \times 1.075 \times 0.95 \rightarrow T(X=0)_{3\text{filles}} = 146.784 t$   
 $T(X=0)_{4\text{filles}} = R_{4\text{filles}} \times \delta_{bc4} \times b_{c4} = 47.91 \times 4 \times 1.083 \times 0.8 \rightarrow T(X=0)_{4\text{filles}} = 166.04t$

VI.3.4. Calcul des efforts tranchants due à la surcharge  $B_t$

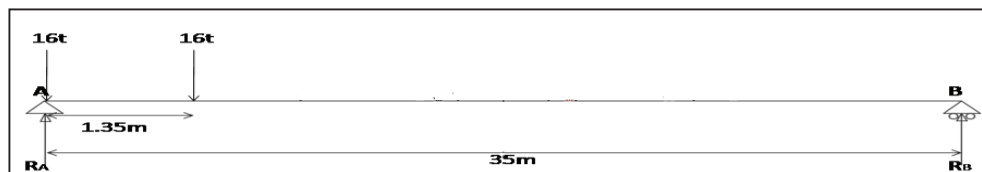


Figure VI.11. Surcharge  $B_t$  à 0L

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :  
 $35 R_B = 16 \times 1.35$  et  $R_A + R_B = 32t$   
 $\Rightarrow R_B = 0.62t$  et  $R_A = 31.38t$   
 $\Rightarrow R_{max} = R_A = 31.38t$
- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :  
 $T(X=0)_{1\text{ tandem}} = R_{1\text{ tandem}} \times \delta_1 \times b_{t1} = 31.38 \times 1.055 \times 1.2 \rightarrow T(X=0)_{1\text{ tandem}} = 39.73t$   
 $T(X=0)_{2\text{ tandems}} = R_{2\text{ tandems}} \times \delta_2 \times b_{t2} = 31.38 \times 2 \times 1.059 \times 1.2 \rightarrow T(X=0)_{2\text{ tandems}} = 79.76 t$

VI.3.5. Calcul des efforts tranchants due à la surcharge  $B_r$

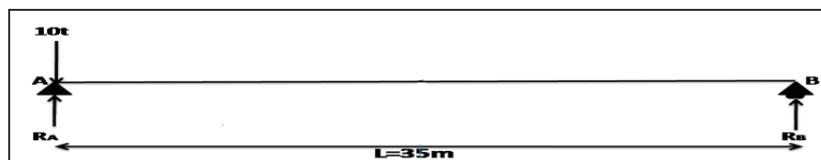


Figure VI.12. Surcharge  $B_r$  à 0L

$T(X=0) = R_A \times \delta_{br} = 10 \times 1.051 \rightarrow T(X=0) = 10.51t$

VI.3.6. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge  $M_{c120}$

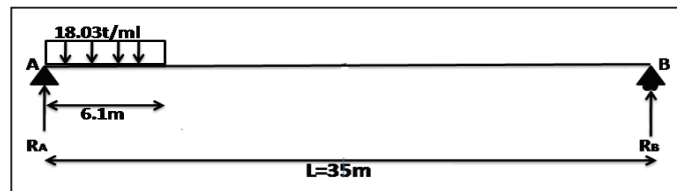


Figure VI.13. Surcharge  $M_{c120}$  à 0L

- Calcule des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$35R_B = 110 \times 3.05 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 110t$$

$$\Rightarrow R_B = 9.59 \text{ t} \quad \text{et} \quad R_A = 100.41t$$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :

$$T(X=0)_{M_{c120}} = R_A \times \delta_{M_{c120}} = 100.41 \times 1.066 \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{M_{c120}} = 107.04t$$

VI.3.7. Calcule des efforts tranchants due à la surcharge  $D_{240}$

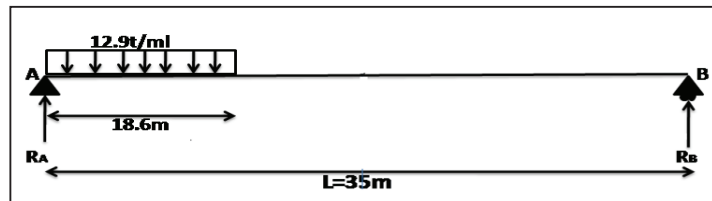


Figure VI.14. Surcharge  $D_{240}$  à 0L

- Calcule des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$35R_B = 240 \times 9.3 \quad \text{et} \quad R_A + R_B = 240t$$

$$\Rightarrow R_B = 63.77 \text{ t} \quad \text{et} \quad R_A = 176.23t$$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :

$$T(X=0)_{D_{240}} = R_A \quad \rightarrow \quad T(X=0)_{D_{240}} = 176.23t$$

**VI.4. TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS LONGITUDINALES**

**Tableau VI.1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.**

Charge et surcharges		Moments M (t.m)	Moment par poutre M <sub>0</sub> (t.m)	Efforts tranchants T(t)	Efforts tranchant par poutre T <sub>0</sub> (t)
Charge permanente		4361.77	484.641	498.488	55.388
A(L)	1 voie	534.41	59.38	6.075	0.675
	2 voies	1067.28	118.59	121.975	13.55
	3 voies	1440.91	160.10	164.675	18.297
	4 voies	1601.69	177.97	183.05	20.34
B <sub>c</sub>	1 file	473.504	52.61	60.884	6.765
	2 files	874.65	97.18	112.464	12.496
	3 files	1141.562	126.84	146.784	16.31
	4 files	1291.292	143.48	166.04	18.45
B <sub>t</sub>	1 tandem	340.93	73.88	39.73	4.414
	2 tandems	684.45	76.05	79.76	8.86
B <sub>r</sub>		91.963	10.22	10.51	1.168
M <sub>c 120</sub>		936.63	104.07	107.04	11.893
D <sub>240</sub>		1542.14	171.35	176.23	1.914

**VI.5. CONCLUSION**

- On remarque d'une manière générale que les charges qui ont données le maximum sont les charges permanentes et la surcharge D<sub>240</sub>.
- Le moment maximum est situé à mi-travée.
- Les efforts tranchants maximaux sont localisés au niveau des appuis.

A large, irregular orange shape with a wavy top and bottom edge, resembling a stylized banner or a piece of paper. It is centered on the page and contains the chapter title.

**CHAPITRE VII**  
**REPARTITION TRANSVERSAL DES**  
**EFFORTS**

### VII.1. INTRODUCTION

La répartition transversale des efforts peut se faire par deux (2) méthodes qui sont :

- La méthode manuelle de Guyon-Massonnet : L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement. La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.
- La méthode numérique (ROBOT 2010) : C'est la méthode la plus adoptée dans les études des ouvrages d'arts grâce à sa précision, sa rapidité et encore sa facilité par rapport à la méthode manuelle.

Dans ce chapitre, on utilisera la méthode numérique (ROBOT 2010) pour l'étude transversale.

### VII.2. METHODE NUMERIQUE (ROBOT2010)

ROBOT 2010 est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, déformations planes, Eléments Volumiques.

La présente liste des nouvelles options du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 comprend trois parties:

- modélisation et analyse des structures.
- dimensionnement des éléments en béton armé.
- dimensionnement acier.

### VII.3. MODELISATION DU TABLIER

Étant donné que le tablier a trois (3) travées isostatiques identiques, on modélisera une seule travée pour évaluer les efforts.

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinal on a utilisé un modèle de grille constituée par 9 poutres de 36 m de longueur également distribuées, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarisées transversalement par une dalle de 20 cm d'épaisseur. Les poutres sont considérées comme un élément barre, elles sont appuyées sur un appui simple de côté et d'autre côté sur un appui double.

#### VII.3.1. Poutres

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 9 poutres, celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane. Pour la modélisation de la poutre on utilise l'élément « **Barre** ».

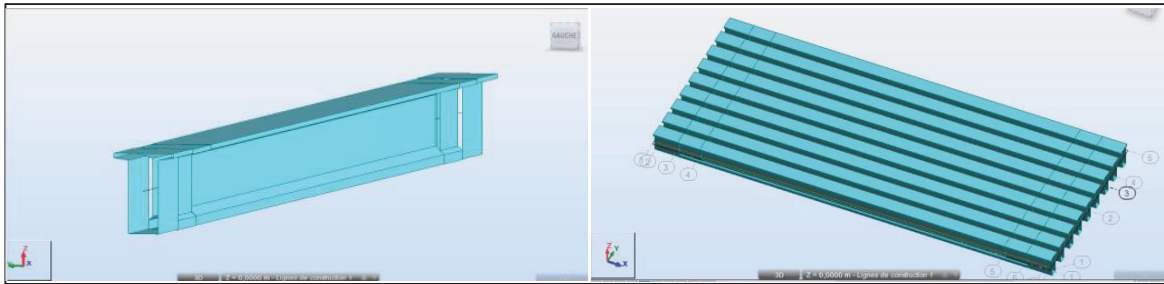


Figure VII.1. Modélisation des poutres

### VII.3.2. Hourdis

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « **Panneau** » avec un maillage de 1 m transversalement et de 1 m longitudinalement.

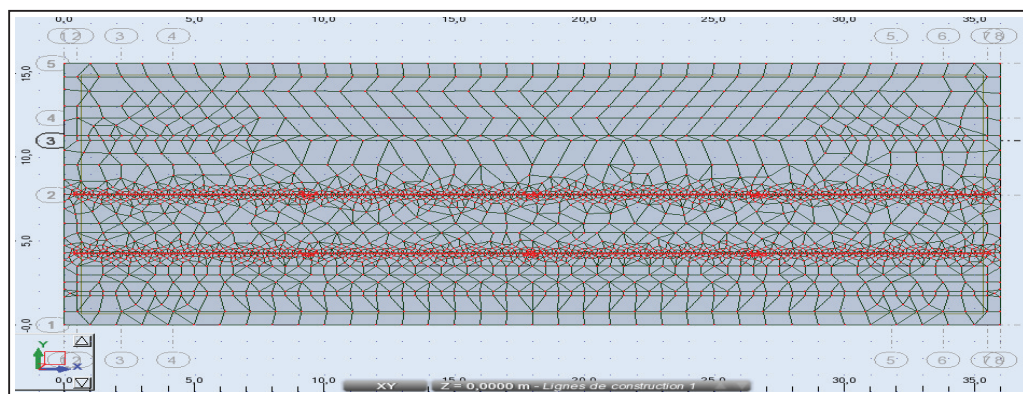


Figure VII.2. Modélisation de l'hourdis (+maillage)

### VII.3.3. Appuis

On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis double.

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

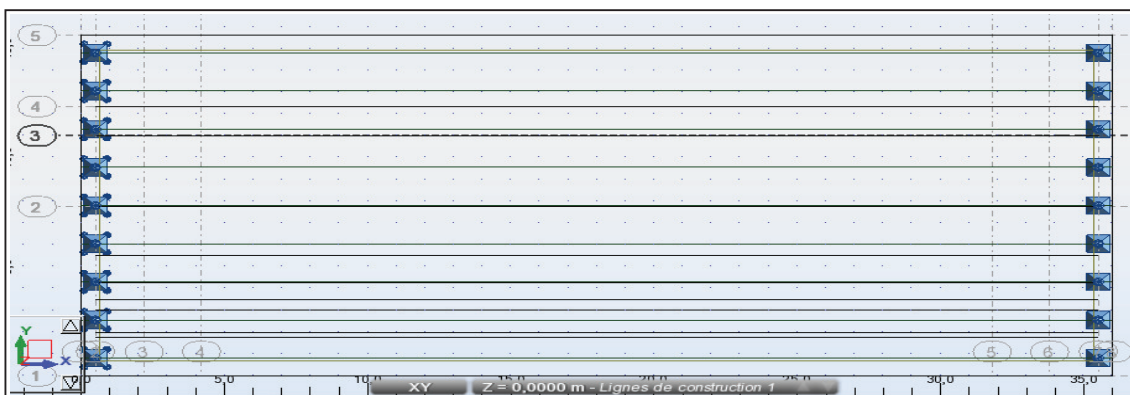


Figure VII.3. Modélisation des appuis

## VII.4. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### VII.4.1. Définition des charges

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques A(l), soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans le tableau VI.4.1.

**Tableau VII.1. Définition des charges et surcharges**

Nom		Type
G	CP	Charge permanent
	CPP	
A(L)		Charge d'exploitation statique
B <sub>c</sub>		Charge d'exploitation mobile
B <sub>t</sub>		
B <sub>r</sub>		
M <sub>c120</sub>		
D <sub>240</sub>		

### VII.4.2. Combinaisons

Les combinaisons des charges sont mentionnées dans les deux tableaux suivants :

**Tableau VII.2. Combinaison des charges à ELU et ELS**

Combinaisons	Etat	
	ELU	ELS
Combinaison 01	1.35G+1.6 A(L) <sub>1v</sub>	G+1.2 A(L) <sub>1v</sub>
Combinaison 02	1.35G+1.6 A(L) <sub>2v</sub>	G+1.2 A(L) <sub>2v</sub>
Combinaison 03	1.35G+1.6 A(L) <sub>3v</sub>	G+1.2 A(L) <sub>3v</sub>
Combinaison 04	1.35G+1.6 A(L) <sub>4v</sub>	G+1.2 A(L) <sub>4v</sub>
Combinaison 05	1.35G+1.6 B <sub>c1</sub> filles	G+1.2 B <sub>c1</sub> filles
Combinaison 06	1.35G+1.6 B <sub>c2</sub> filles	G+1.2 B <sub>c2</sub> filles
Combinaison 07	1.35G+1.6 B <sub>c3</sub> filles	G+1.2 B <sub>c3</sub> filles
Combinaison 08	1.35G+1.6 B <sub>c4</sub> filles	G+1.2 B <sub>c4</sub> filles
Combinaison 09	1.35G+1.6 B <sub>t1</sub> tandem	G+1.2 B <sub>t1</sub> tandem
Combinaison 10	1.35G+1.6 B <sub>t2</sub> tandems	G+1.2 B <sub>t2</sub> tandems
Combinaison 11	1.35G+1.6 B <sub>r</sub>	G+1.2 B <sub>r</sub>
Combinaison 12	1.35G+1.35 M <sub>c 120</sub>	G+ M <sub>c 120</sub>
Combinaison 13	1.35G+1.35 D <sub>240</sub>	G+ D <sub>240</sub>

## VII.5. RESULTATS

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes, les autres sont mentionnés en Annexe C.

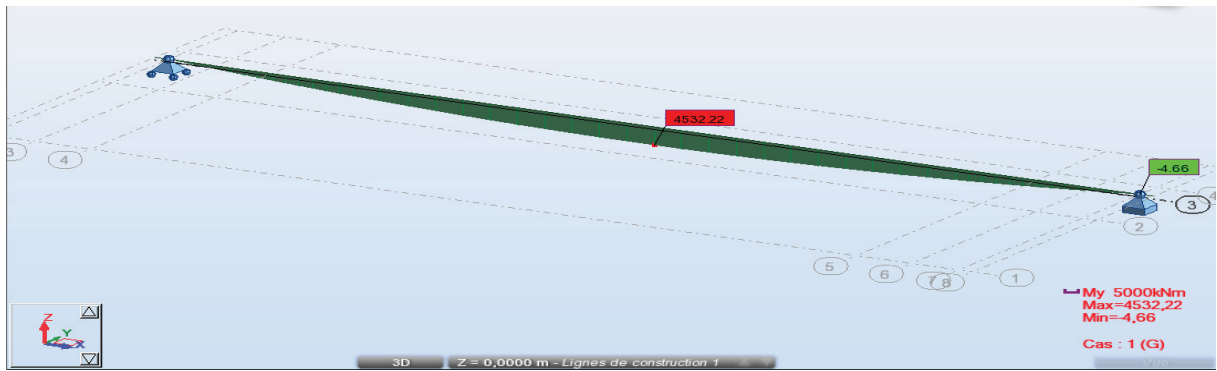


Figure VII.4. Le moment min (poids propre)



Figure VII.5. Le moment Max à ELS (G+D<sub>240</sub>)

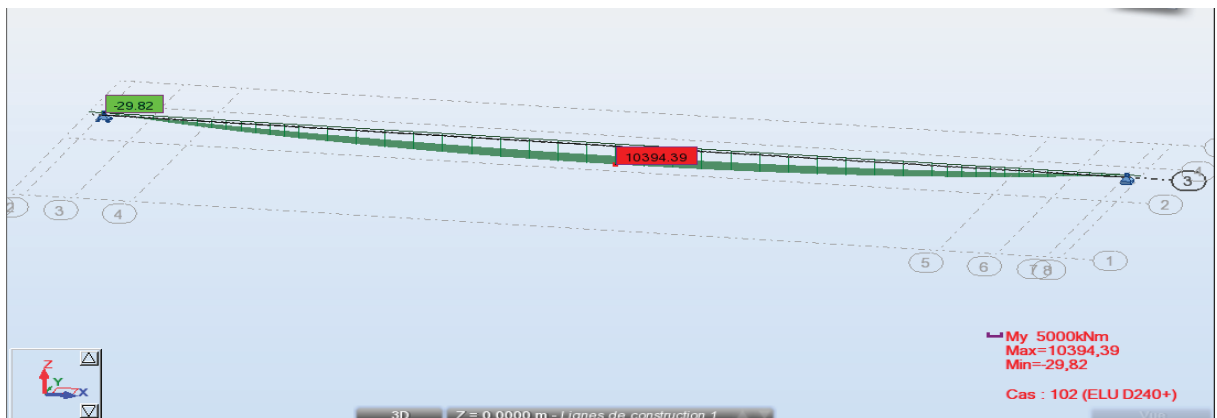


Figure VII.6. Le moment Max à ELU (1.35G+1.35D<sub>240</sub>)

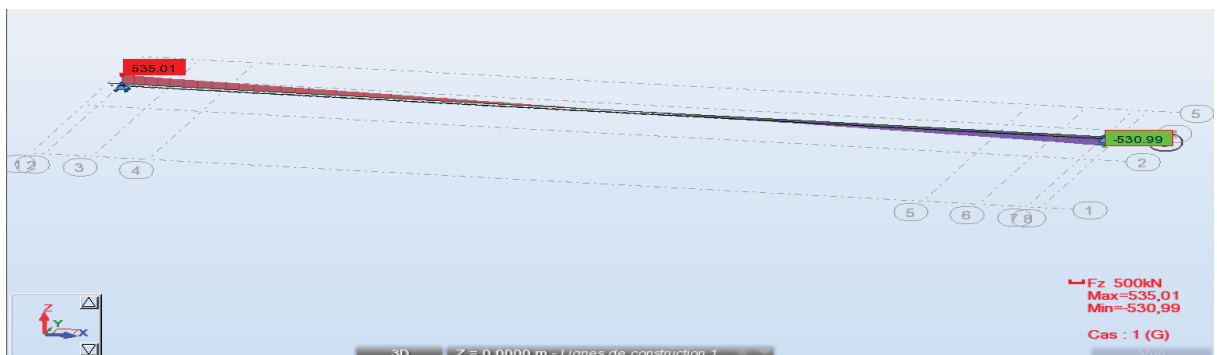


Figure VII.7. L'effort tranchant MIN (poids propre)

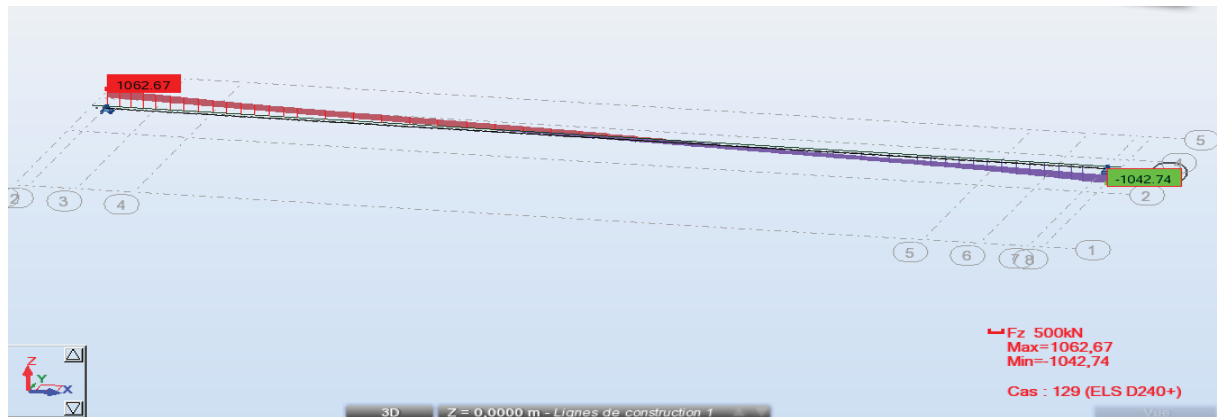


Figure VII.8. L'effort tranchant Max à ELS (G+D<sub>240</sub>)

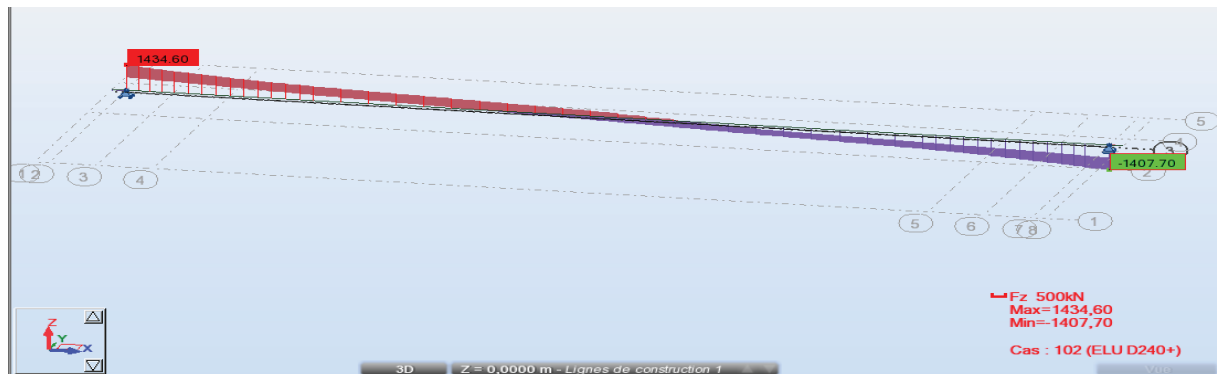


Figure VII.9. L'effort tranchant Max à ELU (1.35G+1.35D<sub>240</sub>)

Les étapes de modélisation, les charges affectées et les résultats obtenus sont présentés dans l'Annexe C.

## VII.6. CONCLUSION

La modélisation numérique est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures.

Les valeurs des efforts maximaux obtenue après le lancement de calcul sous différentes combinaisons de charge et aux deux états limites ELS et ELU sont les suivantes :

$$\text{A l'ELS : } M_{G+D240} = 7699.55 \text{ KN} \quad V_{G+D240} = 1062.67 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{1.35G+1.35D240} = 10394.39 \text{ KN} \quad V_{1.35G+1.35D240} = 1434.60 \text{ KN}$$

Après avoir déterminé les moments et les efforts tranchants maximaux à l'ELU et à l'ELS sous différents combinaisons, on peut continuer l'étude de notre projet en commençant de suite dans le chapitre suivant par l'étude des poutres sous la précontrainte.

A decorative orange banner with wavy, irregular edges, resembling a piece of paper or a ribbon, centered on a white background. The banner has a slight gradient and a shadow effect.

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

### VIII.1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure.

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut pas reprendre seul.

Dans ce cas de figure on applique le principe du béton précontraint : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements. Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

Pour cette étude on va analyser notre pont à poutre avec la méthode de précontrainte par poste tension et pour ce but on va approfondir sur les détails par des calculs simplifiés basés sur les parties suivantes : calcul de nombre des câbles, le tracé des câbles, les pertes de la précontrainte, vérification des contraintes, vérification des contraintes de cisaillement, effet d'éclatement.

### VIII.2. METHODOLOGIE DE REALISATION DE LA SUPERSTRUCTURE DE L'OUVRAGE

Le tablier passe par les phases de construction suivantes :

#### VIII.2.1. Préfabrication des poutres en T

- Coffrage, ferrailage, mise en place des gaines et bétonnage de la poutre
- Au moment où la résistance du béton satisfait à la condition de la mise en tension, tirer par ordre les câbles (N1→N2→N3) la mise en tension se fait des deux extrémités simultanément.
- Injection dans les gaines de précontraintes (la résistance du coulis ne peut pas être inférieure à 35MPa), sceller la tête du câblage.

#### VIII.2.2. Stockage, transport et pose des poutres

- Mise en stock des poutres (la durée ne devrait pas dépasser trois mois), au cours du transport, la poutre doit garder son état sur appuis simples.
- Installation des appuis éternels sur culée et sur pile.
- Attacher l'ensemble de la poutre type T préfabriqué sur appuis simples.

**VIII.2.3. Exécution de la dalle du tablier**

- Coffrage et ferrailage de la dalle.
- Coulage sur place en béton de la dalle
- L'ordre de l'exécution en béton des dalles : le coulage s'est fait à partir de la mi-travée vers les points d'appui.

**VIII.2.4. Charge permanente des équipements nécessaires sur le tablier et mise en exploitation**

- Joint, corniche, barrières de sécurité, assainissement et étanchéité.
- Revêtement bitumineux du tablier et autres équipements.
- Achèvement de la réalisation du pont, lancement à l'exploitation.

**VIII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE**

**VIII.3.1. Données [7]**

- Type des câbles 12T15
- Section pour 1T15 = 139mm<sup>2</sup>
- Section pour 12T15  $A_p=1668\text{mm}^2$
- Diamètre de la gaine  $\varnothing_{\text{gaine}}=80\text{mm}$
- Contrainte maximale de rupture garantie  $f_{\text{prg}}=1770\text{ MPa}$
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité  $f_{\text{peg}}=1583\text{ MPa}$
- Module d'élasticité  $E_p=190000\text{ Mpa}$
- $M_{\text{max}}= 7699.55\text{ KN.m}$  pour la combinaison G+D240
- $M_{\text{min}}=M_G=4532.22\text{ KN.m}$
- $\Delta M= M_{\text{max}}- M_{\text{min}}=3167.33\text{ KN.m}$
- L'enrobage  $d^l= 1.5 \varnothing_{\text{gaine}}=1.5*0.08=0.12\text{m}$
- Le calcul s'effectue à partir des caractéristiques des sections non fissurées et la vérification des contraintes se fait en classe II.

**VIII.3.2. Caractéristiques de la poutre**

On choisit d'utiliser en premier lieu les caractéristiques géométriques nette de la section déjà défini en III.3 pour le dimensionnement.

Par la suite on déterminera les caractéristiques exactes de la section nette et homogène après dimensionnement pour la suite du calcul.

**Note :** Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée.

**Tableau VIII.1. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre+dalle.**

h (m)	B (cm <sup>2</sup> )	B <sub>n</sub> (cm <sup>2</sup> )	v' (cm)	v (cm)	I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ
1.95m	10214	9703.3	124.9	70.1	44681976.35	40213778.72	0.47

**VIII.3.3. Détermination de l'effort de précontrainte**

Le dimensionnement de la précontrainte consiste à calculer le couple P (la force de précontrainte) et e (l'excentricité du câble) pour ensuite déduire le nombre de câbles.

La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression :  $P_{min} = \sup (P_I ; P_{II})$

Tel que  $\begin{cases} P_I: \text{c'est la force minimale en section sous critique} \\ P_{II}: \text{c'est la force minimale en section sur critique} \end{cases}$

Avec :  $P_I = \frac{\Delta M + \rho B_n [v \cdot \sigma'_{bt} + v' \cdot \sigma_{bt}]}{\rho h}$  ,  $P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot v \cdot B_n \cdot \sigma'_{bt}}{\rho \cdot v + v' - d'}$

Et :  $\begin{cases} \sigma'_{bt} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa} \\ \sigma_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa} \end{cases}$

Alors :  $\begin{cases} P_I = -0.00303 \text{ MN} \\ P_{II} = 4.69 \text{ MN} \end{cases}$

$P_{II} > P_I \rightarrow$  Alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % du charges permanentes.

$P_{min} = P_{II} = 4.69 \text{ MN}$

Calcul de l'excentricité moyenne  $e_{pII}$  :

$e_{pII} = -(v' - d') = -(1.249 - 0.12) \rightarrow e_{pII} = -1.129 \text{ m}$

**VIII.3.4. Détermination du nombre de câbles**

**VIII.3.4.1. A mi-travée**

$P_0 = \min \begin{cases} 0.8 \times f_{prg} \times A_p = 2.36 \text{ MN} \\ 0.9 \times f_{peg} \times A_p = 2.38 \text{ MN} \end{cases} \rightarrow P_0 = 2.36 \text{ MN}$

Nous estimons des pertes de précontrainte à 32% de  $P_0$  :

$P_{min} \leq 0.68 n P_0 \rightarrow n \geq \frac{P_{min}}{0.68 P_0} \rightarrow n \geq 2.92$

Nous aurons **3 câbles de 12T15** à mi travée.

**VIII.3.4.2. A l'about**

**NB** : les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée :

**Tableau VIII.2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre seule**

h(m)	B (cm <sup>2</sup> )	B <sub>n</sub> (cm <sup>2</sup> )	V' (cm)	V (cm)	I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> )	P
1.75	6714	6378.3	93.577	81.423	25329986.44	22796987.79	0.49

## CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$$e_0 = -(v' - d') = -(0.93577 - 0.12) \rightarrow e_0 = -0.81577 \text{ m}$$

$$M_{poutre} = G_{poutre} \times L^2 / 8 = 1.88 \times 35^2 / 8 \rightarrow M_{poutre} = 2.91 \text{ MN.m}$$

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$ .

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_{poutre} \times v}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 \times v}{I_n} \right) \geq \overline{\sigma}_{bt} = -1.5 f_{t28} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_{poutre} \times v'}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} - \frac{e_0 \times v'}{I_n} \right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} = 10.3935 - 1.3459P \geq -4.05 \text{ MPa} \rightarrow P \leq 10.74 \text{ MN} \\ \sigma_{inf} = -11.945 + 4.92P \leq 21 \text{ MPa} \rightarrow P \leq 6.696 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\text{Sachant que : } P = 0.9 \times n \times P_0 \rightarrow n \leq \frac{P}{0.9 \times P_0} \rightarrow \begin{cases} n \leq 5.01 \\ n \leq 3.15 \end{cases}$$

On prend 3 câbles de 12T15 : les inégalités sont vérifiées à l'about

### VIII.3.5. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Nous vérifions que  $P_0$  n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. Les pertes sont estimées à 32% de  $P_0$  donc  $P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.68 P_0$  et  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$  en construction donc :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$ .

$$0.68 * P_0 * n \leq \sigma_{bc} * B_n - \Delta M / \rho h \rightarrow 4.81 \leq 18 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifié}$$

La condition de la borne supérieure est bien vérifiée, donc  $P_0$  n'est pas excessive.

### VIII.3.6. Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = M \frac{v}{I_n} + \frac{P}{B_n} - \frac{P \times e_0 \times v}{I_n} & \text{fibre supérieur} \\ \sigma_{inf} = -M \frac{v'}{I_n} + \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e_0 \times v'}{I_n} & \text{fibre inférieur} \end{cases}$$

Tel que :  $P$  est l'effort de précontrainte ( $P = \text{nb câble} * (P_0 - \% \text{ Pertes de } P_0) * \% \text{ Mise en tension}$ ).

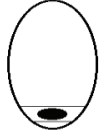
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
Classe II	-1.5 f <sub>tj</sub>   0.6 f <sub>cj</sub> -0.7 f <sub>tj</sub>	-1.5 f <sub>tj</sub>   0.6 f <sub>cj</sub> -f <sub>tj</sub>	-1.5 f <sub>tj</sub>   0.6 f <sub>cj</sub> -f <sub>tj</sub> o	-1.5 f <sub>tj</sub>   0.5 f <sub>cj</sub> -f <sub>tj</sub> o
				

Figure VIII.1. Les contraintes admissibles de traction et compression du béton [7].

**VIII.3.6.1. Première phase (sept (7) jours)**

- Après le septième (7) jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.
- Vérification de la précontrainte avec le poids propre de la poutre seul (à mi-travée) :  
 $M_{poutre} = 2.91 \text{ MN.m}$

**VIII.3.6.2. Deuxième phase (28 jours)**

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication la mise en tension des câbles est à 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- Vérification de la précontrainte avec le poids propre de la poutre seul (à mi-travée) :  
 $M_{poutre} = 2.91 \text{ MN.m}$

**VIII.3.6.3. Troisième phase**

- On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place.
- Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase (frais), la section résistante reste celle de la poutre seule.
- Les pertes considérées sont de 25 %
- $M_g$  : moment du au poids propre de la poutre + hourdis  $M_g = G_{p+h} \times L^2 / 8 = 4.25 \text{ MN.m}$

**VIII.3.6.4. Quatrième phase Tablier à vide (CP+CPP)**

- La mise en tension des câbles est faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 32 %.
- $M = M_{min} = 4.53222 \text{ MN.m}$

**VIII.3.6.5. Cinquième étape Tablier (CP+CPP + surcharge)**

- L'ouvrage est en service.
- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 32 %.
- $M = M_{max} = 7.69955 \text{ MN.m}$

**Tableau VIII.3. Vérification des contraintes en différentes phases de construction**

Phases	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	
					A vide	en charge
P (MN)	3.186	5.664	5.31	4.81	4.81	4.81
M (MN.m)	2.91	2.91	4.25	4.53	4.53	7.699
$B_n$ (m <sup>2</sup> )	0.6378	0.63783	0.63783	0.97033	0.97033	0.97033
$e_0$ (m)	-0.81577	-0.81577	-0.81577	-1.129	-1.129	-1.129
$v'$ (m)	0.93577	0.93577	0.93577	1.249	1.249	1.249
$v$ (m)	0.81423	0.81423	0.81423	0.701	0.701	0.701
$I_n$ (m <sup>4</sup> )	0.22797	0.22797	0.22797	0.40214	0.40214	0.40214
$\sigma_{inf}$ (Mpa)	3.72	15.90	8.66	7.75	7.75	-2.09
$\sigma_{sup}$ (Mpa)	6.11	2.77	8.03	3.39	3.39	8.91
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	13.91	21	21	21	17.5	21
$\sigma_{bt}$ (Mpa)	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05	-2.7
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	

**VIII.4. DISPOSITION DES CABLES**

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x)=P_0$ .
- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

Le tracé doit respecter des dispositions constructives exigées par le BPEL en ce qui concerne les bonnes conditions d'enrobage

**VIII.4.1. Disposition constructives des câbles**

**VIII.4.1.1. Section d'about**

A l'about on prendra un espacement de  $B=40$  cm entre deux câbles successifs, et on détermine  $d$  de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontrainte sortant de la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

$$\Sigma M/O=0 \quad \rightarrow \quad (P_1+P_2+P_3) v' = P_1d_1+ P_2d_2+ P_3d_3$$

Avec :  $P_1=P_2=P_3=P$  et  $d_2= d_1+B$  ;  $d_3= d_1+2B$

$$\Rightarrow v'= d_1+B \quad \rightarrow \quad \begin{cases} d_1 = 52.9cm \\ d_2 = 92.9cm \\ d_3 = 132.9cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow A=h- d_3 \quad \rightarrow \quad A=42.1cm$$

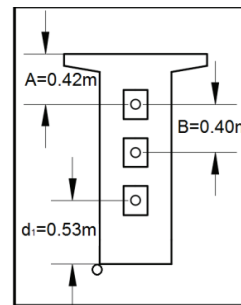


Figure VIII.2. Disposition des câbles à l'about.

**VIII.4.1.2. Section à mi-travée**

En respectant la distance de  $\emptyset$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine  $\emptyset = 8cm$
- Distance des câbles aux parements de la poutre

$c = d'$ , on prend  $c = 12$  cm

Espacement vertical  $e_v$  :  $e_v > \emptyset$ . On prend  $e_v = 15$  cm

Avec :  $c + e_v = 27$  cm  $< 38$  cm

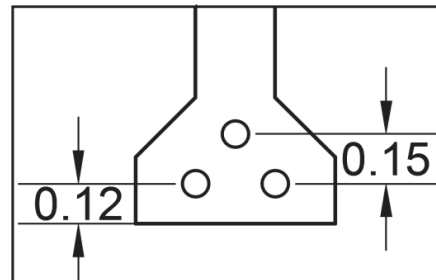


Figure VIII.3. Disposition des câbles dans La section médiane

**VIII.4.2. Trace des câbles**

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour

## CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Dans notre cas, le tracé des câbles de précontrainte prend la forme de parabole tout au long de notre poutre. Ce tracé peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et sa dérivée sont :

$$Y(x) = ax^2 + bx + c$$

$$Y'(x) = 2ax + b$$

L'origine du repère (x, y) se situe dans la moitié de la poutre

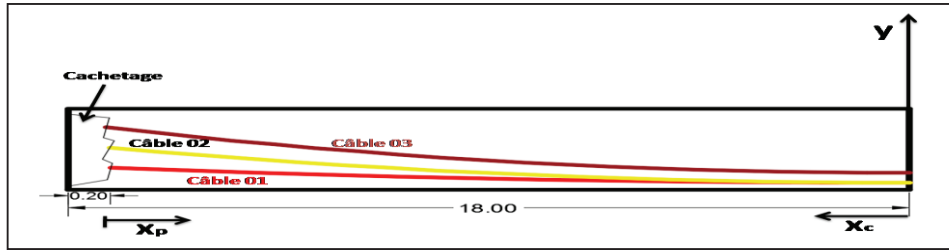


Figure VIII.4. Schématisation des câbles de précontraintes

➤ Pour le câble N°01

$$Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c$$

$$Y'(x_c) = 2ax_c + b$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.12 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(17.8) = 0.529 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 0.12 \\ b = 0 \\ a = 0.00129 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Y(x_c) = 0.00129x_c^2 + 0.12 \\ Y'(x_c) = 0.00258x_c \end{cases}$$

Tableau VIII.4. Caractéristiques géométriques du câble N°01 sur différents points

$x_p$ (m)	$x_c$ (m)	$Y_i$ (m)	Tg $\alpha$	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	
0	0	17.8	0.529	0.046	2.63	0.046
0.5-0.2	0.3	17.5	0.515	0.045	2.59	0.045
L/12-0.2	2.8	15	0.41	0.039	2.22	0.039
L/8-0.2	4.3	13.5	0.355	0.035	1.99	0.035
L/4-0.2	8.8	9	0.1045	0.023	1.33	0.023
L/2-0.2	17.8	0	0.12	0	0	0

➤ Pour le câble N°02

$$Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c$$

$$Y'(x_c) = 2ax_c + b$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.12 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(17.8) = 0.929 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 0.12 \\ b = 0 \\ a = 0.00255 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Y(x_c) = 0.00255x_c^2 + 0.12 \\ Y'(x_c) = 0.0051x_c \end{cases}$$

Tableau VIII.5. Caractéristiques géométriques du câble N°02 sur différents points

$x_p$ (m)	$x_c$ (m)	$Y_i$ (m)	Tg $\alpha$	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	
0	0	17.8	0.929	0.091	5.19	0.091
0.5-0.2	0.3	17.5	0.901	0.089	5.10	0.089
L/12-0.2	2.8	15	0.694	0.077	4.37	0.077
L/8-0.2	4.3	13.5	0.585	0.069	3.94	0.069
L/4-0.2	8.8	9	0.327	0.046	2.63	0.046
L/2-0.2	17.8	0	0.12	0	0	0

➤ Pour le câble N°03

$$Y(x_c) = ax_c^2 + bx_c + c$$

$$Y'(x_c) = 2ax_c + b$$

$$\begin{cases} Y(0) = 0.27 \\ Y'(0) = 0 \\ Y(17.8) = 1.329 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 0.27 \\ b = 0 \\ a = 0.0033 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Y(x_c) = 0.0033x_c^2 + 0.12 \\ Y'(x_c) = 0.0066x_c \end{cases}$$

**Tableau VIII.6. Caractéristiques géométriques du câble N°03 sur différents points**

$x_p$ (m)	$x_c$ (m)	$Y_i$ (m)	Tg $\alpha$	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	
0	0	17.8	1.329	0.117	6.7	0.117
0.5-0.2	0.3	17.5	1.131	0.116	6.59	0.116
L/12-0.2	2.8	15	0.863	0.099	5.65	0.099
L/8-0.2	4.3	13.5	0.871	0.089	5.09	0.089
L/4-0.2	8.8	9	0.537	0.0594	3.399	0.0594
L/2-0.2	17.8	0	0.27	0	0	0

➤ Pour le câble moyen

**Tableau VIII.7. Caractéristiques géométriques du câble moyen sur différents points**

$x_p$ (m)	$x_c$ (m)	$Y_i$ (m)	$\alpha^\circ$	$\alpha$ (rad)	
0	0	17.8	0.929	4.84	0.085
0.5-0.2	0.3	17.5	0.849	4.76	0.083
L/12-0.2	2.8	15	0.656	4.08	0.072
L/8-0.2	4.3	13.5	0.604	3.45	0.064
L/4-0.2	8.8	9	0.323	7.359	0.0428
L/2-0.2	17.8	0	0.17	0	0

Le câblage de la poutre en T est illustré dans une figure en Annexe D

### VIII.4.3. Vérification de l'angle de relevage [7]

L'angle de relevage est vérifié par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left( \frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left( \frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

Telles que :

- P : effort de précontrainte ➔  $P=0.75 \times 3 \times 2.36 = 5.31$  MN
- $V_M$  : L'effort tranchant le plus défavorable ➔  $V_M = T_{\max} (G+D240) = 1.063$  MN
- $V_m$  : L'effort tranchant du poids propre ➔  $V_m = T_{\min} (G) = 0.535$  MN
- $\bar{V}$  : Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis.

Avec :  $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 \times h$

h: la hauteur de la poutre avec l'hourdis ➔  $h=1.95$ m

$$b_n = b_0 - mk\emptyset \quad \begin{cases} b_0 = 0.6\text{m} : \text{largeur du talon} \\ m = 1 : \text{nombre de gaine par lit} \\ \emptyset = 0.08\text{m} : \text{diamètre de la gaine} \\ k = 0.5 : \text{pour des gaines injectée au coulis du ciment} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow b_n = 0.56\text{m}$$

$\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service  $\bar{\tau} = \left[0.4 \times f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x\right)\right]^{1/2}$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n(p+h)} \quad \text{Avec} \quad B_n = B_{brute(p+h)} - n B_{gaine} \quad \begin{cases} B_{brute(p+h)} = 1.4750\text{m}^2 \\ B_{gaine} = \frac{\emptyset^2 \pi}{4} = 0.00503\text{m}^2 \\ n = 3 : \text{nombre de câbles} \end{cases}$$

$$B_n = 1.46 \text{ m}^2; \sigma_x = \frac{5.31}{1.46} = 3.64 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau} = 2.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 2.35 \times 0.56 \times 0.8 \times 1.95 \quad \rightarrow \quad \bar{V} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Arc sin} \left( \frac{1.063-2.05}{5.31} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left( \frac{0.535+2.05}{5.31} \right) \quad \rightarrow \quad -10.71^\circ \leq \alpha \leq 29.13^\circ$$

Alors :  $-10.71^\circ \leq [2.63^\circ; 5.19^\circ; 6.7^\circ] \leq 29.13^\circ \rightarrow$  vérifier

### VIII.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES DES SECTIONS

$$B_n = B_{brute} - n B_{gaine}$$

$$v'_n = \frac{v'_{br} \times B_{br} - B_{gaine} \times \sum y_i}{B_n} \quad \text{Et} \quad v_n = h - v'_n$$

$$I_n = I_{br} - B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B_{gaine} \times \sum (y_i - v'_n)^2]$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{v'_n \times v_n \times B_n}$$

Tableau VIII.8. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans et avec hourdis

Section		About		Intermédiaire	Médian		
Position		0	0.5	L/12	L/8	L/4	L/2
$B_n(\text{m}^2)$	P	1.10991	1.10991	0.88101	0.65631	0.65631	0.65631
	P+D	1.45991	1.45991	1.24101	1.00631	1.00631	1.00631
$v'_n(\text{m})$	P	0.929	0.930	0.947	0.943	0.950	0.953
	P+D	1.150	1.151	1.204	1.255	1.263	1.265
$v_n(\text{m})$	P	0.821	0.820	0.803	0.807	0.800	0.797
	P+D	0.800	0.799	0.746	0.695	0.687	0.685
$I_n(\text{m}^4)$	P	0.3126	0.313	0.2815	0.2509	0.2468	0.2438
	P+D	0.5394	0.5394	0.4868	0.4395	0.4328	0.4284
$\rho_n$	P	0.369	0.369	0.420	0.50	0.49	0.489
	P+D	0.402	0.402	0.437	0.501	0.496	0.491

### VIII.6. CALCUL DES PERTES [24]

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de forttement
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

**Tension à l'origine** : les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma_{p0}$  ». Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivante :

Min (0.8  $f_{prg}$  ; 0.95  $f_{peg}$ ) en post-tension

**VIII.6.1. Pertes de tension instantanée**

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontraintes subissent des pertes de tension instantanée qui sont :

- Les pertes de tension par frottement
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage
- Les pertes de tension par déformations instantanée du béton

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée **tension initiale**, est notée :  $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$ .

**VIII.6.1.1. Perte de tension par frottement**

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée à l'origine  $\sigma_{p0}$  diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :  $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\alpha + \omega x)}$

- $\sigma_{p0}$  : la tension à l'origine ➔  $\sigma_{p0} = 1416$  Mpa
- e : la base des logarithmes népériens
- f : coefficient de frottement en courbe (rd<sup>-1</sup>) ➔  $f = 0.18$  rd<sup>-1</sup>
- $\alpha$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

$\alpha(x) = |\alpha(x) - \alpha(0)|$  tel que  $\alpha(x)$  : Angle du câble à une distance (x) et  $\alpha(0)$  : Angle du câble à x=0

- x : la distance de la section considérée (m)
- $\omega$  : coefficient de frottement en ligne (m<sup>-1</sup>) ➔  $\omega = 0.002$  m<sup>-1</sup>

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{frot}(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha + \omega x)})$$

**Tableau VIII.9. Pertes par frottement en différentes sections.**

Câbles		0	0.5	L/12	L/8	L/4	L/2
Câble moyen	$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (Mpa)	0	1.19	11.20	17.25	35.14	70.17
Cable moyen	$\Delta\sigma_{frot}(x)$ (%)	0	0.08	0.79	1.22	2.48	4.96

Les pertes par frottement pour chaque câble sont présentées dans l'Annexe D

**VIII.6.1.2. Perte de tension par recul de l’ancrage**

Cette perte de tension résulte du glissement de l’armature par rapport à son ancrage du tassement ou de la déformation de l’ancrage. Son influence diminue à partir de l’ancrage jusqu’à s’annuler à une distance « d ».

Les pertes dues au recul d’ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec\ max}=2. \sigma_{p0}.\psi.d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de **THALES** appliqué aux diagrammes des tensions:

$$\Delta\sigma_{rec} = \Delta\sigma_{rec\ max} \left(1 - \frac{X_i}{d}\right)$$

Tel que :

- $\Delta\sigma_{rec\ max}$  : Les pertes max
- $\Delta\sigma_{rec}$  : Les pertes en différentes sections
- $\sigma_{p0}$  : tension sous vérin.
- $\psi$  : La courbe totale.  $\psi = f \times \frac{\alpha}{L} + \omega$
- L : Longueur de câble (calculée par AUTOCAD)

La distance « d » est exprimée comme suit :

$$d = \left(\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times \psi}\right)^{1/2}$$

- $E_p$  : Module d’élasticité d’acier →  $E_p=190\ 000\ \text{Mpa}$
- g : Glissement à l’ancrage →  $g=6\text{mm}$

**Tableau VIII.10. Calcul de la valeur de  $\lambda$  (m)**

N° du câble	$\alpha$ (rd)	L(m)	$\psi = f \times \frac{\alpha}{L} + \omega$	d(m)
Câble 1	0.046	35.6125	0.00223	19
Câble 2	0.091	35.6490	0.00246	18.06
Câble 3	0.117	35.6839	0.00259	17.63

Les pertes par glissement pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.11. Pertes de tension par recul d’ancrage.**

Position (m)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)					
	$X_i=0$	$X_i=0.5$	$X_i = L/12$	$X_i=L/8$	$X_i=L/4$	$X_i=L/2$
Câble moyen	125.04	122.98	104.79	95.48	64.57	3.13
Cable moyen (%)	8.83	8.69	7.40	6.74	4.56	0.22

Les pertes de tension par recul d’encrage pour chaque câble sont présentées dans l’Annexe D.

**VIII.6.1.3. Perte de tension par déformation instantanée du béton**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, donnée :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Avec :

- n : nombre de gaines → n=3
- $E_p$  : module d'élasticité des armatures →  $E_p = 190000 \text{ MPa}$
- $E_{ij}$  : module instantané du béton au jour « j » →  $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$ 
  - Au 7<sup>ème</sup> jour →  $E_{ij} = 31363.39 \text{ MPa}$
  - Au 28<sup>ème</sup> jour →  $E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$
- $\sigma_b(x)$  : contrainte normale du béton

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e^2(x)}{I_n} + \frac{M(x) \times e(x)}{I_n}$$

Tel que :  $P = n(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{frot}} - \Delta\sigma_{\text{recu}})A_p$

$e(x)$ : excentricité du câbles de précontrainte →  $e = -(v_n' - y)$

**Remarque** : La section à considérer dans ce cas est la section de la **poutre seule**

**Tableau VIII.12. Perte par déformation instantané du béton**

Position X (m)	0	0.5	L/12	L/8	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x)_{28j}$ (Mpa)	15.47	15.74	22.18	29.91	39.86	46.97
$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x)_{28j}$ (%)	1.09	1.11	1.57	2.11	2.81	3.31

### VIII.6.2. Pertes de tension différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage du béton
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse «x» de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pd}(x)$ .

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée :  $\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$

#### VIII.6.2.1. Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau. La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma_{pr} = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p$$

$\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$  : étant le retrait totale du béton (climat nord d'Algérie)

$r(j)$  : Fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps exprimée en (cm)

$$r(j) = \frac{j}{j+9r_m} \text{ (Article 2.1.51 BPEL)}$$

Tel que j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte  
la section nette

$$r_m = \frac{\text{le perimètre de la section}}{\text{la section nette}}$$

**Tableau VIII.13. Pertes dues au retrait**

L'âge du béton	Section(m)	X=0	X=0.5	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
28j	$\Delta\sigma_{pr}$ (Mpa)	49.02	49.02	48.51	44.12	44.12	44.12
	$\Delta\sigma_{pr}$ (%)	3.46	3.46	3.43	3.12	3.12	3.12

Les pertes dues au retrait au 7<sup>ème</sup> jour sont présentées en Annexe D.

### VIII.6.2.2. Perte de tension due au fluage du béton

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps, les câbles de précontrainte vont subir la même déformation, donc une chute de leur tension.

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\sigma_M$  : Contrainte maximal dans le béton après les pertes instantanées.

$\sigma_b$  : Contrainte finale dans le béton après les pertes différées.

A titre de simplification on peut admettre :

$$\sigma_M \leq 1.5\sigma_b \quad \rightarrow \quad \sigma_b \geq 0.67\sigma_M \cong 0.7\sigma_M$$

Donc : la perte finale de tension due au fluage du béton est :

$$\Delta\sigma_{fl} = 1.7 \sigma_M \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Tel que :

$$\sigma_M(x) : \text{Contrainte de compression dans le béton} \quad \sigma_M = \frac{P}{B_n} + \frac{P \times e^2(x)}{I_n} + \frac{M(x) \times e(x)}{I_n}$$

Avec :  $P = A_p \times n \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst})$

**Tableau VIII.14. Pertes dues au fluage**

Position (m)	X=0	X=0.5	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	51.62	51.71	72.89	99.01	129.98	150.99
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	3.65	3.65	5.15	6.99	9.18	10.66

### VIII.6.2.3. Perte de tension due à la relaxation des câbles :

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{relx} = 0.06 \times \rho_{1000} \left[ \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} \right) - \mu_0 \right] \times \sigma_{pi}(x)$$

- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p inst}(x)$  Avec  $\Delta\sigma_{p inst}(x)$  : perte de tension totale instantanée
- $\rho_{1000} = 2.5\%$
- $\mu_0 = 0.43$  (TBR)
- $f_{prg} = 1770$  Mpa

**Tableau VIII.15. Pertes dues à la relaxation**

Position(m)	X=0	X=0.5	X=L/2	X=L/8	X=L/4	X=L/2
$\Delta\sigma_{relx}$ (Mpa)	55.60	55.70	55.96	55.28	55.74	58.71
$\Delta\sigma_{relx}$ (%)	3.93	3.93	3.95	3.90	3.94	4.15

**Tableau VIII.16. Récapitulation des pertes totales**

Section (m)	Pertes instantanées (Mpa)	Pertes instantanées (%)	Pertes différées (Mpa)	Pertes différées (%)	Pertes totales (Mpa)	Pertes totales %
X=0	140.51	9.92	146.97		296.22	20.30
X=0.5	139.91	9.88	147.15		287.06	20.27
X=L/12	138.17	9.76	168.03		306.20	21.62
X= L/8	142.64	10.07	189.20		331.84	23.44
X=L/4	139.57	9.86	220.55		360.12	25.43
X=L/2	120.27	8.49	244.04		364.31	25.73

Note : les pertes différées finales est égale à :  $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relx}$

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension inférieures à 32%, la valeur qu'on a proposé au départ, donc le nombre du câble est vérifier (3 câbles de 12T15).

## VIII.7. CALCULE JUSTIFICATIF DES SECTIONS

### VIII.7.1. Justificatif de la poutre à l'ELS

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à dire vérifié le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi- travée).

Selon le BPEL : 
$$\begin{cases} P_1(x, t) = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P(x, t) \\ P_2(x, t) = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P(x, t) \end{cases}$$

#### VIII.7.1.1. Vis-à-vis des contrainte normal

Pour les contraintes normales on doit vérifier les conditions citées en VIII.2.6 :

$$P = \max (P_1; P_2) = \max [A_p \times n \times (1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta \sigma_p) ; A_p \times n \times (0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \Delta \sigma_p)].$$

- $\Delta\sigma_p$  : Perte de tension
- $\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées à 7<sup>ème</sup> jours après la mise en tension sont données par :  $\Delta\sigma_{diff} = r(j) \cdot \Delta\sigma_{diff}$  avec  $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$

#### ➤ Première phase (7<sup>ème</sup> jours)

- La mise en tension des câbles est 50%
- Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées.
- La Section résistante est la section nette de la poutre seule.
- Le moment dû au poids propre de la poutre seule.

#### ➤ Deuxième phase (28jours)

- La mise en tension des câbles est à 100% à 28jours.
- On considère les pertes instantanées totales.

➤ **Troisième phase (30<sup>ème</sup> jours)**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés en plus dans cette phase est le poids propre de l'hourdis coulé sur place.

**NB :** vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

- La force de précontrainte:  $P_1=1668 \times 10^{-6} \times 3 \times [1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \times (\Delta\sigma_{inst}(x) + r(2) \times \Delta\sigma_{diff}(x))]$   
 $P_2=1668 \times 10^{-6} \times 3 \times [0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \times (\Delta\sigma_{inst}(x) + r(2) \times \Delta\sigma_{diff}(x))]$

➤ **Quatrième phase (58<sup>ème</sup> jour)**

- Mise en place les éléments du tablier
- La force de précontrainte:  $P_1=1668 \times 10^{-6} \times 3 \times [1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \times (\Delta\sigma_{inst}(x) + r(30) \times \Delta\sigma_{diff}(x))]$   
 $P_2=1668 \times 10^{-6} \times 3 \times [0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \times (\Delta\sigma_{inst}(x) + r(30) \times \Delta\sigma_{diff}(x))]$

➤ **Cinquième phase**

- L'ouvrage est en service
- La force de précontrainte :  $P_1=1668 \times 10^{-6} \times 3 \times [1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \times (\Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{diff}(x))]$   
 $P_2=1668 \times 10^{-6} \times 3 \times [0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \times (\Delta\sigma_{inst}(x) + \Delta\sigma_{diff}(x))]$

**Tableau VIII.17. Justification vis à vis des contraintes normales (5<sup>ème</sup> phase)**

Position (m)		0	L/12	L/8	L/4	L/2
$B_{nette}$ (m <sup>2</sup> )		1.45991	1.24101	1.00631	1.00631	1.00631
$I_n$ (m <sup>4</sup> )		0.5394	0.4868	0.4395	0.4328	0.4284
$v_n'$ (m)		1.150	1.204	1.255	1.263	1.265
$v_n$ (m)		0.800	0.746	0.695	0.687	0.685
$e$ (m)		-0.221	-0.548	-0.651	-0.940	-1.095
$P_1$ (MN)		6.04	5.95	5.83	5.68	5.77
$P_2$ (MN)		5.17	5.11	4.95	4.78	4.76
$M$ (MN.m)		0	2.04	3.12	5.66	7.70
$\sigma_G$ (Mpa) (contrainte de au poids propre)	$\sigma_{sup}$	0	3.13	4.93	8.98	12.31
	$\sigma_{inf}$	0	-5.05	-8.91	-16.52	-22.74
$\sigma_p$ (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	$\sigma_{sup}$	-1.98	-5.00	-6.00	-8.48	-10.10
	$\sigma_{inf}$	2.85	8.06	10.84	15.58	18.66
$\frac{P}{B_n}$ (Mpa)		4.14	4.79	5.79	5.64	5.73
$\sigma_{totale}$ (Mpa)	$\sigma_{sup}$	2.16	2.92	4.72	6.15	7.94
	$\sigma_{inf}$	6.98	7.81	7.72	4.71	1.65
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Les résultats de la justification des contraintes normales pour les quatre premières phases sont illustrés dans des tableaux en Annexe D.

**VIII.7.1.2. Vis-à-vis des contrainte tangentiels [24]**

La vérification des contraintes tangentielles se fait pour chaque phase ou la contrainte tangentielle au niveau d'une section doit vérifier les deux inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq \tau_{lim1} = 0.4f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right)$$

$$\tau^2 \leq \tau_{lim2} = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

Avec  $\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

• **Contrainte normale «  $\sigma_x$  »**

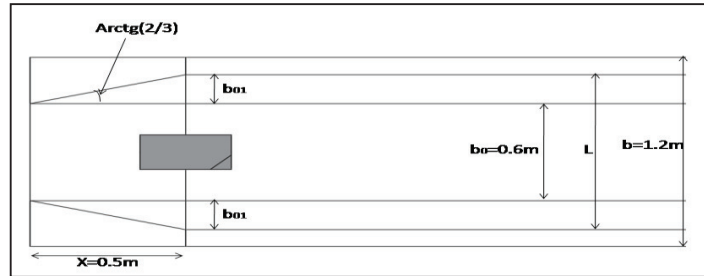


Figure VIII.5. Largeur de la table de compression participante dans la contrainte normale

$\sigma_x$  est déterminée au niveau du centre de gravité de la section d'about.

$$L = b_0 + b_{01} + b_{02} = b_0 + 2 \times b_{01} \quad \text{avec} \quad b_{01} = x \times \text{tg}(\text{arc tg}(2/3))$$

$$L = 0.6 + 2 \times 0.5 \times \text{tg}(\text{arc tg}(2/3)) \rightarrow L = 1.267 > b = 1.2m \rightarrow \text{on prend toute la section en T}$$

La valeur de la contrainte normale longitudinale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{\sum P_i \cdot \cos(\alpha_i)}{B_n}$$

• **Contrainte tangentielle «  $\tau$  »**

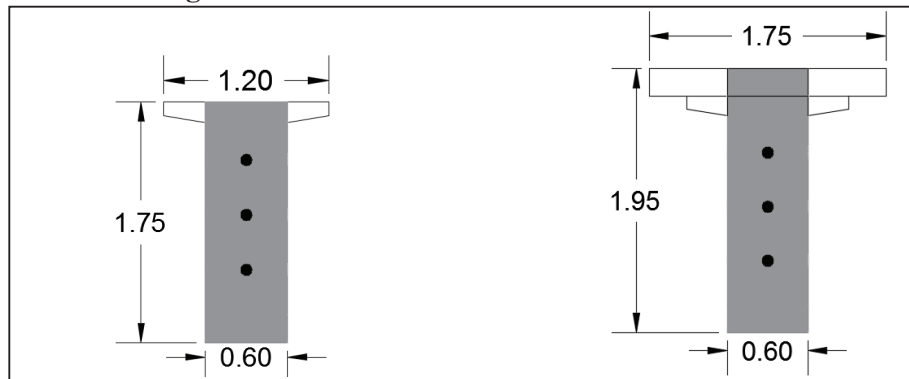


Figure VIII.6. Sections participantes lors de calcul des contraintes tangentielles

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :  $\tau = \frac{V_{red}^{max} \times S(y)}{I_n \times b_n}$

Avec :  $V_{red}^{max} = \max\{|V_{red}^1|; |V_{red}^2|\}$  et  $V_{red}^{max} = V_G + V_Q - \sum P_{ji} \sin(\alpha_i)$

Tel que  $V_{red}^1 \rightarrow$  Sous  $P_1 = \% \text{ de mise en tension} \times A_p \times (1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma)$

$V_{red}^2 \rightarrow$  Sous  $P_2 = \% \text{ de mise en tension} \times A_p \times (0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \times \Delta\sigma)$

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit

$S(y)$  : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situé au dessus de l'axe neutre.

## CHAPITRE VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- $B_n(\tau) = b_0 \times h - n \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right)$
- $V'_n(\tau) = \frac{[(b_0 \times h) \times \frac{h}{2} - \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right) \times (Y_1 + Y_2 + Y_3)]}{[(b_0 \times h) - n \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right)]}$
- $V_n(\tau) = h - V'_n(\tau)$
- $S(y)_n(\tau) = V_n \times b_0 \times \frac{[V_n^2 \times b_0 - \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right) (Y_3 - V'_n)]}{[(V_n \times b_0) - \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right)]}$
- $I_n = \frac{b_0 \times h^3}{12} - \frac{\phi^2 \pi}{64}$
- $B_n(\sigma_x) = B_n$
- $b_n$  : largeur nette de la section  $b_n = b_0 - mk\phi$

On résume toutes les caractéristiques de la section d'about dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.18. Caractéristiques géométriques pour le calcul des contraintes tangentielles.**

Caractéristiques nettes		$B_n(m^2)$	$V'_n(m)$	$V_n(m)$	S(y) (m <sup>3</sup> )	$I_n(m^4)$
$\tau$	P	1.035	0.876	0.874	0.23	0.2677
	P+D	1.155	0.977	0.973	0.29	0.3704
$\sigma_x$	P	1.111	/	/	/	/
	P+D	1.4599				

Les résultats des différentes phases sont regroupés dans le tableau si dessous :

**Tableau VIII.19. Vérification des contraintes tangentielles.**

Phase	1	2	3	4	5
$V_G$ (MN)	0.3325	0.3325	0.4856	0.535	0.535
$V_Q$ (MN)	/	/	/	/	0.528
$V_{ser}$ (MN)	0.3325	0.3325	0.4856	0.535	1.063
P1 (MN)	1.16	<b>2.22</b>	<b>2.22</b>	2.19	2.03
P2 (MN)	<b>1.09</b>	2.035	2.03	<b>1.99</b>	<b>1.74</b>
$V_{red1}$ (MN)	0.044	-0.220	-0.067	-0.0099	0.558
$V_{red2}$ (MN)	0.061	-0.174	-0.019	0.040	0.630
$V_{red}$ (MN)	0.061	-0.220	-0.067	0.040	0.630
$\tau$ (Mpa)	0.094	-0.338	-0.103	0.056	0.88
$\sigma_x$ (Mpa)	2.93	5.97	5.97	4.07	3.56
$\tau_{lim1}$ (Mpa)	3.13	7.21	7.21	5.85	5.48
$\tau_{lim2}$ (Mpa)	11.62	15.49	15.49	14.14	13.65
$\tau^2$ (Mpa)	0.009	0.114	0.011	0.0031	0.77
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

### VIII.7.2. Justificatif de la poutre à l'ELU [7]

#### VIII.7.2.1. Sécurité à la rupture en flexion

$$1.35 M_G + 1.35 M_{D240} \leq M_{RA}$$

$$1.35 M_G + 1.35 M_{D240} \leq M_{RB}$$

$M_{RA}$ ,  $M_{RB}$  : Sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

$$1.35 M_G + 1.35 M_{D240} = 10.394 \text{ MN.m}$$

• **Calcul de  $M_{RA}$**

$$M_{RA} = 0.9 \times h \times P$$

Avec :  $h = h_p - n \times \emptyset_{gaine} = 1.95 - 3 \times 0.08 \rightarrow h = 1.71 \text{ m}$

$$P = n \times A_p \times 0.8 \times f_{prg} = 3 \times 1668 \times 10^{-6} \times 0.8 \times 1770 \rightarrow P = 7.09 \text{ MN}$$

$$M_{RA} = 0.9 \times 1.71 \times 7.09 \rightarrow M_{RA} = 10.91 \text{ MN.m}$$

• **Calcul de  $M_{RB}$**

**Pour l'âme :**

$$M_{RB(\text{âme})} = 0.35 \times b_0 \times h^2 \times f_{c28} \quad \text{Avec } b_0 = 0.24 \text{ m : l'épaisseur de l'âme}$$

$$M_{RB(\text{âme})} = 0.35 \times 0.24 \times 1.71^2 \times 35 \rightarrow M_{RB(\text{âme})} = 8.60 \text{ MN.m}$$

**Pour l'hourdis :**

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale  $b$  et d'épaisseur  $h_0$ . Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB(\text{hourdis})} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8(b - b_0) \left( h - \frac{h_0}{2} \right) h_0 f_{c28} \\ 0.35(b - b_0) h^2 f_{c28} \end{array} \right.$$

Avec  $h_0 = e_h + e_{tc} = 0.2 + 0.1 = 0.3 \text{ m}$

$e_h$  : épaisseur de l'hourdis

$e_{tc}$  : épaisseur du table de compression

$$M_{RB(\text{hourdis})} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8(1.75 - 0.24) \left( 1.71 - \frac{0.3}{2} \right) 0.3 \times 35 = 19.79 \text{ MN.m} \\ 0.35(1.75 - 0.24) 1.71^2 \times 35 = 54.09 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow M_{RB(\text{hourdis})} = 19.79 \text{ MN.M}$$

$$M_{RB} = M_{RB(\text{âme})} + M_{RB(\text{hourdis})} = 8.6 + 19.79 \rightarrow M_{RB} = 28.39 \text{ MN.m}$$

➤ **Par rapport au béton**

$$1.35 M_G + 1.35 M_{D240} \leq M_{RB}$$

$$10.394 \text{ MN.m} \leq 10.91 \text{ MN.m} \rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ **Par rapport aux aciers**

$$1.35 M_G + 1.35 M_{D240} \leq M_{RA}$$

$$10.394 \text{ MN.m} \leq 28.39 \text{ MN.m} \rightarrow \text{Vérifier}$$

**VIII.7.2.2. Sécurité à la rupture par effort tranchant**

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

$$\tau_u = \frac{V_{ur\text{éd}} \times S_n(y)}{I_n \times b_n} \leq \tau'_u = \frac{f_{c28}}{6}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime

$\tau'_u$  : Contrainte de cisaillement limite

$$V_{u_{\text{réd}}} = V_u - \sum P_i \sin(\alpha_i) \quad \text{Avec} \quad V_u = V_{1.35(G+D240)} = 1.4346 \text{ MN}$$

$$P = 1668 \times 10^{-6} \times (1416 - 287.06) = 1.88 \text{ MN}$$

$$V_{u_{\text{réd}}} = 1.4346 - 1.88(\sin 2.59^\circ + \sin 5.10^\circ + \sin 6.59^\circ) = 0.97 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.97 \times 0.29}{0.56 \times 0.3704} \rightarrow \tau_u = 1.36 \text{ MPa} \leq \tau'_u = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition sur les bielles de compression de béton est bien vérifiée.}$$

$$tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{Avec} \quad \beta_u \geq 30^\circ$$

Dans laquelle :

$\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G.

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{B_n} = \frac{1.88(\cos(2.59^\circ) + \cos(5.10^\circ) + \cos(6.59^\circ))}{1.45991} = 3.85 \text{ MPa}$$

$$tg 2\beta_u = \frac{2 \times 1.36}{3.85} = 0.71 \rightarrow \beta_u = 17.62^\circ \rightarrow \text{On prend : } \beta_u = 30^\circ$$

## VIII.8. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE [7]

### VIII.8.1. Armature longitudinale de la zone tendu

Armatures longitudinales dans les zones tendues, Leurs buts est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines section.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées. Le ferrailage passif longitudinal n'est pas nécessaire mécaniquement, on disposera un ferrailage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances. On disposera donc **4HA14** en nappe inférieure dans le talon.

### VIII.8.2. Armature de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

#### VIII.8.2.1. Longitudinalement

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \times \text{perimetre de la poutre} \\ 0.1 \% \text{ section nette de la poutre} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \times 6.1692 = 18.51 \text{ cm}^2 \\ 0.1 \% \times 6563.1 = 6.5631 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s \geq 18.51 \text{ cm}^2 : \text{On disposera alors 22HA12 (24.86 cm}^2\text{)}$$

On opte : 2HA12 pour le talon

10HA12 pour l'âme

10HA12 pour la table de compression

**VIII.8.2.2. Transversalement**

On détermine la section des armatures transversale  $A_t$  par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg\beta_u$$

Avec :

$A_t$  : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  $\rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

$S_t$  : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne.

$b_n$  : Largeur nette de la section d'appui.  $\rightarrow b_n = 0.56 \text{ m}$

$\gamma_s = 1.15$  : Pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$$\frac{A_t \times 500}{0.56 \times S_t \times 1.15} \geq \left[ 1.36 - \frac{2.7}{3} \right] \times tg30^\circ \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 3.42 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimum a disposé**

D'après le BAEL le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.152 \text{ cm}^2/m$$

On fixe :  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$  (**1 cadre H12**)

On aura :  $S_t \leq \frac{2.26}{5.152} = 0.43 \text{ m}$

On opte :  $\begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} & \text{dans la section median} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{dans la section de l'about} \end{cases}$

Avec :  $S_t = 0.25 \text{ m} \leq \min (0.8h; 3b_0; 1\text{m}) = \min (1.4\text{m}; 1.8\text{m}; 1\text{m}) = 1\text{m}$

En fibre supérieure, le cadre au-dessus de la table de compression des poutres pour participer à la couture de l'effort de glissement à la jonction poutre-hourdis. Cette couture est complétée par des petits étriers, ancrés dans la table de compression.

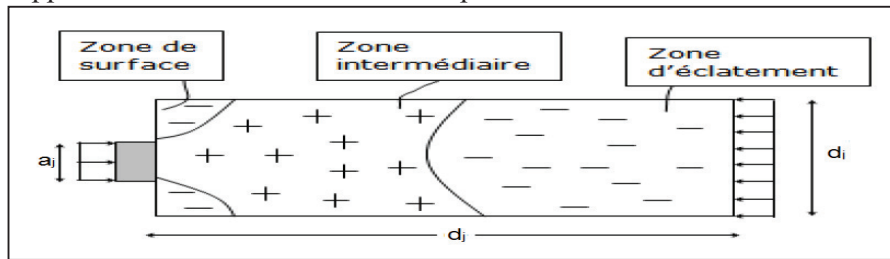
**VIII.8.3. Cadre de talon**

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 et un étrier chaque 25cm.

Le ferrailage total de la poutre est présenté en Annexe D

**VIII.9. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT [7]**

L'about de la poutre est soumis à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.



**Figure VIII.7. Zone de concentration des contraintes**

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique :

$$d_1 = \min (2 \times 0.529 ; 0.40) = \min (1.058 ; 0.40) = 0.4m$$

$$d_2 = \min (0.40 ; 2 \times 0.429) = \min (0.4 ; 0.858) = 0.4m$$

**VIII.9.1. Zone de surface**

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$  donnée par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \times \max \frac{P_{j0}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :  $P_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 2.36 \text{ MN}$  et  $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \times f_e = 333.33 \text{ MPa}$

➤ **Plan vertical**

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.36}{333.33} \rightarrow A_s = 2.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 1 cadre HA14 (3.08 cm}^2\text{) autour de chaque plaque d'ancrage.}$$

➤ **Plan horizontal**

$$A_s = 5.66 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 2 cadres HA14 (3.08 cm}^2\text{) autour de chaque plaque d'ancrage.}$$

**VIII.9.2. Zone intermédiaire comprimée**

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} < \frac{2}{3} f_{cj}$$

➤ Au 7<sup>ème</sup> jour : les câbles sont tirés à 50% ;  $f_{c7} = 23.18 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m7} = \frac{0.5 \times 2.36}{0.6 \times 0.4} = 4.92 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \times 23.18 = 15.45 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ Au 28<sup>ème</sup> jour : les câbles sont tirés à 100% :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m28} = \frac{2.36}{0.6 \times 0.4} = 9.83 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \times 35 = 23.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

**VIII.9.3. Zone d'éclatement**

• **Vérification des contraintes d'éclatement**

La contrainte de traction du béton doit vérifier :  $\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{0.24}{0.4}\right) \times \frac{2.36}{0.6 \times 0.4} = 1.97 \text{ MPa} \leq 1.25 \times 2.7 = 3.375 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

• **Ferraillage d'éclatement**

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'ancrages, sur la profondeur de prisme de première régularisation associé à chaque ancrage.

- **Plan vertical**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0.15 \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.4}\right) \times \frac{2.36}{\frac{2}{3} \times 500} = 7.08 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \times \frac{2.36}{\frac{2}{3} \times 500} = 10.62 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_e = 10.62 \text{ cm}^2$  On prend 5 cadres HA12 (11.31 cm<sup>2</sup>) sur une longueur de 0.40 m.

- **Plan horizontal**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.4}\right) \times \frac{2 \times 2.36}{\frac{2}{3} \times 500} = 14.16 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \times \frac{2 \times 2.36}{\frac{2}{3} \times 500} = 21.24 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A_e = 21.24 \text{ cm}^2$  On prend 10 cadres HA12 (22.62 cm<sup>2</sup>) sur une longueur de 0.40 m.

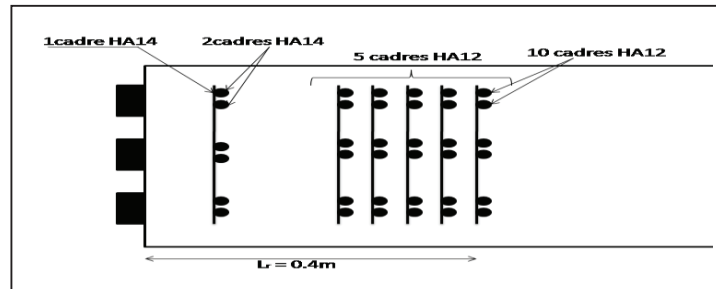


Figure VIII.8. Ferraillage de la zone d'encrage de l'about

**VIII.10. CONCLUSION**

Le câblage choisit ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service, ainsi que le dimensionnement de la poutre choisi est vérifié pour que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles.

A large, wavy, orange-colored graphic that resembles a piece of paper or a banner, positioned in the center of the page. It has a gradient from a lighter orange at the top to a darker orange at the bottom. The edges are irregular and wavy, giving it a hand-drawn or artistic feel. The text is centered within this graphic.

**CHAPITRE IX**  
**ETUDE DE L'HOURLDIS**

## IX.1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts.

## IX.2. CALCUL DES MOMENTS

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversal et longitudinal. A l'aide du logiciel AUTODESK ROBOT 2010 nous permet de représenter la distribution des efforts dans la dalle à l'aide de l'option «cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments suivant les deux directions (xx ; yy).

On peut considérer deux types de flexion du hourdis : flexion locale et flexion générale.

La flexion locale est la flexion due au moment fléchissant transversal suivant la direction yy, en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres. Pour la flexion générale on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinal suivant la direction xx.

### IX.2.1. Etude longitudinale de la dalle

**Tableau IX.1. Les moments suivant (xx)**

Combinaison ELS	Flexion générale ( $M_{xx}$ ) (KN.m/m)	
	Sur appui	A mi-travée
G +1.2 B <sub>c4f</sub>	5.47	-35.45
G +1.2 B <sub>t2t</sub>	9.59	<b>-41.94</b>
G + M <sub>c120</sub>	5.49	-27.05
G + D <sub>240</sub>	<b>12.10</b>	-35.66
Max	12.10	-41.94

### IX.2.2. Etude transversale de la dalle

**Tableau IX.2. Les moments suivant (yy)**

Combinaison ELS	Flexion locale ( $M_{yy}$ ) (KN.m/m)	
	Sur appui	A mi-travée
G +1.2 B <sub>c4f</sub>	22.43	-39.42
G +1.2 B <sub>t2t</sub>	32.05	-45.34
G + M <sub>c120</sub>	50.29	-25.79
G + D <sub>240</sub>	92.35	-70.35
Max	92.35	-70.35

**Tableau IX.3. Récapitulatif des moments**

Les moments	$M_{xx}$ (KN.m/m)	$M_{yy}$ (KN.m/m)
Fibre inférieur	41.49	70.35
Fibre supérieur	12.10	92.35

### IX.3. FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

L'hourdis est ferrillé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinale et transversale. Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion simple [23].

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre IV), le dimensionnement de ferrillage de la dalle se fait à l'ELS sur une section rectangulaire.

On considère les caractéristiques suivantes :

- L'enrobage  $c=3$  cm
- La hauteur utile  $d = 0.9h = 0.9 \cdot 20 = 18$  cm.
- Une largeur  $b = 1$  m
- $f_e = 500$  Mpa

#### IX.3.1. Armature au sens longitudinale

##### IX.3.1.1. Dimensionnement à l'ELS

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes :

$$\text{Si } M_{ser} \leq \overline{M}_1 M_1 \rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times x \times z \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} x = \alpha \times d \\ \alpha = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \text{ et} \\ z = d - x/3 \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max \left( 0.5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{\frac{1}{2}} \right) = \max (250 ; 228.63) = 250 \text{ MPa}$$

Une fois la section  $A_{ser}$  est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale.

$$A_{ser} \geq A_{min} = \frac{0.23 * f_{tj}}{f_e} * b * d$$

**Tableau IX.4. Dimensionnement des armatures longitudinales à l'ELS**

	Fibre supérieur	Fibre inférieur
$\alpha$	0.558	0.558
X (m)	0.1	0.1
Z (m)	0.147	0.147
$\overline{M}_1$ (MN.m)	0.154	0.154
$M_{ser}$ (MN.m)	0.0121	0.04149
$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	3.29	11.29
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.24	2.24

**IX.3.1.2. Choix des armatures**

Les sections d'acier maximales retenues sont :

**Tableau IX.5. Choix des armatures longitudinales**

	Section d'acier	Barres
Nappe inferieure	11.29	6HA16 (12.06cm <sup>2</sup> )/18cm
Nappe superieure	3.29	6HA12 (6.78cm <sup>2</sup> )/18cm

**IX.3.2. Armatures au sens transversale**

**IX.3.2.1. Dimensionnement à l'ELS**

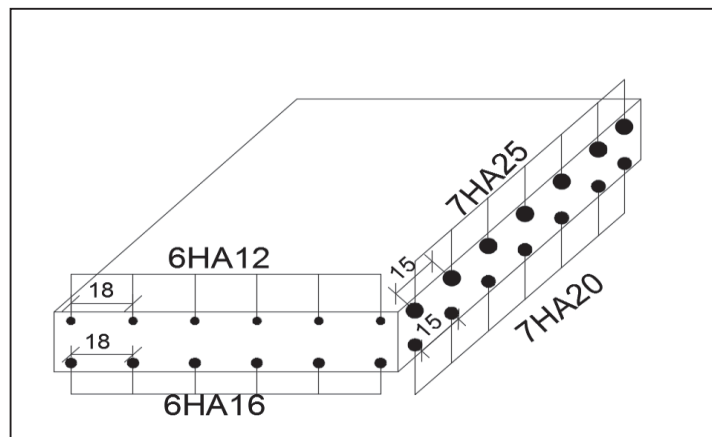
**Tableau IX.6. Dimensionnement des armatures transversales à L'ELS**

	Fibre supérieur	Fibre inferieur
$\alpha$	0.558	0.558
X (m)	0.1	0.1
Z (m)	0.147	0.147
$\overline{M}_1$ (MN.m)	0.154	0.154
$M_{ser}$ (MN.m)	0.09235	0.07035
$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	25.12	19.14
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.24	2.24

**IX.3.2.2. Choix des armatures**

**Tableau IX.7. Choix des armatures transversales**

	Section d'acier (cm <sup>2</sup> )	Barres
Nappe inferieure	19.14	7HA20 (21.89cm <sup>2</sup> )/15cm
Nappe superieure	25.12	7HA25 (34.35cm <sup>2</sup> )/15cm



**Figure IX.1. Schéma de ferrailage de l'hourdis**

## IX.4. Vérifications

### IX.4.1. Vérification des espacements [6]

Les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy)

Suivant xx :  $S_{t \max} = \min(2h ; 22\text{cm}) = 22 \text{ cm}$

Suivant yy :  $S_{t \max} = \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

### IX.4.2. Vérification de non poinçonnement [6]

Il faut vérifier la condition de **BAEL 91**

$$Q_u \leq 0.045 U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

- $Q_u$  : charge concentré à l'ELU  $Q_u = 1.6 P$
- P : charge de la roue ( $B_c ; B_t ; B_r$ ).
- h: hauteur de la dalle
- $U_c$  : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.  $U_c = 2(u+v)$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} u = u_0 + h + 2\xi h_{\text{revetement}} \\ v = v_0 + h + 2\xi h_{\text{revetement}} \end{cases} \text{ avec } \xi = 0.75$$

**Tableau IX.8. Vérification de non poinçonnement**

Charges	P (KN)	$u_0$	$v_0$	$u$	$v$	$U_c$	$0.045 U_c * h * f_{c28} / \gamma_b$	$Q_u$ (MN)	vérification
$B_c$	60	0.25	0.25	0.57	0.57	2.28	0.4788	0.096	Vérifier
	30	0.20	0.20	0.52	0.52	2.08	0.4368	0.048	Vérifier
$B_t$	80	0.60	0.25	0.92	0.57	2.98	0.6258	0.128	Vérifier
$B_r$	100	0.60	0.30	0.92	0.62	3.08	0.6468	0.160	Vérifier

## IX.5. Conclusion

Le dimensionnement de la dalle du pont est une étape primordiale, car elle joue un rôle très important se présente à la répartition des charges sur les poutres néanmoins c'est un élément support.

Un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre.

A decorative orange banner with a wavy, irregular shape, featuring a darker orange shadow on its top edge. The banner is centered on the page and contains the chapter title in bold black text.

**CHAPITRE X**  
**CALCUL DES DEFORMATIONS**

## X.1. INTRODUCTION

La mise en précontrainte ainsi que la présence des charges permanentes et des surcharges d'exploitations engendrent des déformations dans la poutre sous forme des flèches, des rotations d'appui et des déplacements. Ces déformations seront calculées à partir des formules usuelles de la RDM et de la STRUCTURE [28].

## X.2. CALCUL DES FLECHES

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

### X.2.1. Flèche due au poids propre

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi travée, elle est donnée par la formule suivante:

$$F_g(x) = \frac{gL^4}{24 \times E_v \times I_{eq}} \left[ \frac{x}{L} - 2 \left( \frac{x}{L} \right)^3 + \left( \frac{x}{L} \right)^4 \right]$$

$$\text{En } x=L/2 : F_g \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{5gL^4}{384 \times E_v \times I_{eq}}$$

$$g = \frac{0.28485}{9} = 0.03165 \text{ MN/ml (Poids propre du tablier porté par une poutre).}$$

L = 35m : la portée

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 11993.91 \text{ MPa}$$

$$I_{eq} = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i} \text{ Avec } \begin{cases} I_1 = 0.54179\text{m}^4 \\ I_2 = 0.49194\text{m}^4 \\ I_3 = 0.44682\text{m}^4 \end{cases} \text{ et } \begin{cases} L_1 = 2.2\text{m} \\ L_2 = 2\text{m} \\ L_3 = 13.8\text{m} \end{cases} \rightarrow I_{eq} = 0.46344\text{m}^4$$

$$F_g \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{5 \times 0.03165 \times 35^4}{384 \times 11993.91 \times 0.46344} = 0.11\text{m} \rightarrow F_g \left( \frac{L}{2} \right) = 11\text{cm}$$

### X.2.2. Contre flèche due au précontrainte

La flèche à mi-travée est égale à :

$$F_p \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/2} M_p(x) x dx$$

$M_p(x)$  : moment due à la précontrainte

$$M_p(x) = \sum N_i e_{pi} \quad , \quad N_i = \sum P \cos \alpha_i \quad , \quad P = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) A_p$$

$e_{pi}$  : L'excentricité des câbles

**Tableau X.1. Valeurs des moments dus à la précontrainte.**

Position	0	L/8	L/4	L/12
N (MN)	5.58	5.41	5.28	5.25
$e_p$	-0.221	-0.651	-0.940	-1.095
$M_p$ (MN.m)	-1.23	-3.52	-4.96	-5.75

Le calcul d'intégrale se fait par la méthode de l'aire de moment.

$$F_p \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/2} M_p(x) \bar{M} dx = \frac{1}{E_v I_{eq}} \times \sum A_i \cdot X_{Gi}$$

Le diagramme des moments  $M_p(x)$  est représenté dans la figure suivante :

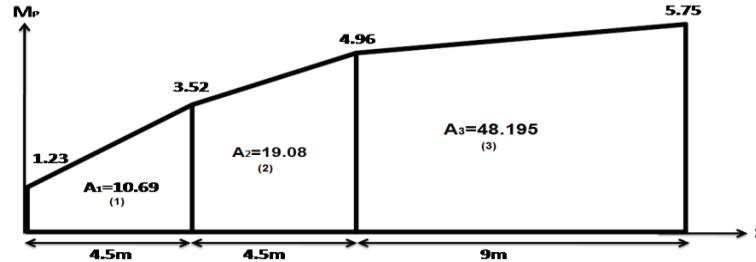


Figure X.1. Diagramme du moment due au précontrainte

Soit  $X_G$  la distance du centre de gravité du trapèze par rapport à la petite base il peut être calculé par la formule suivante :  $X_G = \frac{h}{3} \left( \frac{2B+b}{B+b} \right)$

➤ Pour le trapèze (1)

$$X_{G1} = \frac{4.5}{3} \left( \frac{2 \times 3.52 + 1.23}{3.52 + 1.23} \right) = 2.61 \text{ m}$$

➤ Pour le trapèze (2)

$$X_{G1} = \frac{4.5}{3} \left( \frac{2 \times 4.96 + 3.52}{4.96 + 3.52} \right) + 4.5 = 6.88 \text{ m}$$

➤ Pour le trapèze (3)

$$X_{G1} = \frac{9}{3} \left( \frac{2 \times 5.75 + 4.96}{5.75 + 4.96} \right) + 9 = 13.61 \text{ m}$$

$$F_p \left( \frac{L}{2} \right) = - \frac{1}{11993.91 \times 0.46344} \times \sum (2.61 \times 10.69 + 6.88 \times 19.08 + 13.61 \times 48.195)$$

Donc :  $F_p \left( \frac{L}{2} \right) = -14.66 \text{ cm}$

### X.2.3. Flèche de construction

On adopte pour le fond de coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte. Elle est calculée par la formule suivante :

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_p| - F_g)$$

$$F_c = \frac{3}{4} (|14.66| - 11) \rightarrow F_c = 2.745 \text{ cm}$$

### X.2.4. Flèche due à la surcharge

La surcharge qui donne le moment max à mi-travée est  $D_{240}$  :

$$M_{D240} = 3167.33 \text{ KN.m}$$

$$F_{D240} \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{1}{E_{inst} I_{eq}} \int_0^{L/2} M_{D240}(x) \bar{M} dx$$

$\bar{M}$  : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.

Le calcul d'intégrale se fait en multipliant la surface sous diagramme de moment par la valeur du moment unitaire au centre de gravité de ce dernier.

Le diagramme des moments  $M_{D240}(x)$  et  $\bar{M}$  est représenté dans la figure suivante :

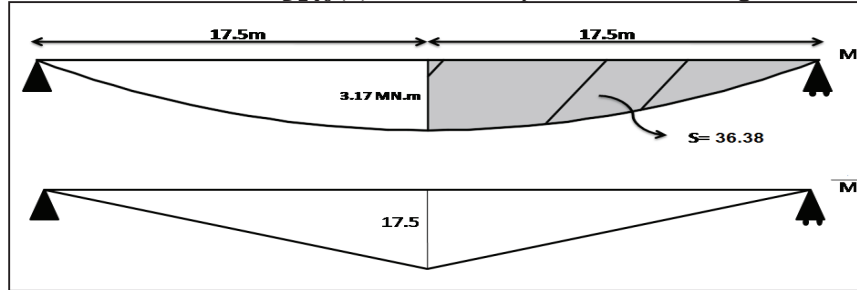


Figure X.2. Diagramme des moments dus à la surcharge D240

$$\int_0^{L/2} M_{D240}(x) \bar{M} dx = 17.5 \times 36.38 = 636.65$$

$$F_{D240} = \frac{636.65}{35981.73 \times 0.46344} \rightarrow F_{D240} = 3.81 \text{ cm}$$

### X.2.5. Flèche totale

➤ A vide

$$F_T = F_g + F_p + F_c = 11 - 14.66 + 2.745 = -0.915 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 11.66 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifier}$$

➤ En charge

$$F_T = F_g + F_p + F_c + F_{D240} = -0.915 + 3.81 = 2.895 \text{ cm} \leq \frac{L}{600} = 5.83 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifier}$$

## X.3. CALCUL DES ROTATIONS

### X.3.1. Rotation sous le poids propre

Dans le cas d'une charge répartie la rotation d'une poutre isostatique est :  $\theta_g = \frac{gL^3}{24 \cdot E_v \cdot I_{eq}}$

$$\theta_g = \frac{0.03165 \times 35^3}{24 \times 11993.91 \times 0.46344} \rightarrow \theta_g = 10.17 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

### X.3.2. Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{2E_v I_{eq}} \int_0^L M_p(x) x dx = \frac{1}{2E_v I_{eq}} \times \sum 2 \times A_i$$

$$\theta_p = \frac{1}{2 \times 11993.91 \times 0.46344} \times 2 \times (10.69 + 19.08 + 48.195) \rightarrow \theta_p = -14.03 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

### X.3.3. Rotation due à la surcharge maximale

$$\theta_{D240} = \frac{1}{2E_{inst} I_{eq}} \int_0^L M_{D240}(x) \bar{M} dx = \frac{1}{2E_v I_{eq}} \times 2 \times S$$

$$\theta_{D240} = \frac{1}{2 \times 35981.73 \times 0.46344} \times 2 \times 36.38 \rightarrow \theta_{D240} = 2.18 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

**X.3.4. Rotation totale**

➤ A vide

$$\theta_T = \theta_g + \theta_p = (10.17 - 14.03) \times 10^{-3} = -3.86 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

➤ En charge

$$\theta_T = \theta_g + \theta_p + \theta_{D240} = (-3.86 + 2.18) \times 10^{-3} = -1.68 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

**X.4. CALCULE DES DEPLACEMENTS**

**X.4.1. Déplacement due à la rotation d'appuis**

$$\Delta h_{rot} = \frac{h}{2} \sin(\theta) \approx \frac{h}{2} \theta$$

h: hauteur poutre + hourdis h=1.95m

$$\Delta h_{rot} = \begin{cases} \frac{1.95}{2} \times (-3.86 \times 10^{-3}) = -0.376 \text{ cm} & \text{à vide} \\ \frac{1.95}{2} \times (-1.68 \times 10^{-3}) = -0.164 \text{ cm} & \text{en charge} \end{cases}$$

**X.4.2. Déplacement due au retrait**

Il est donné par la relation suivante :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  : Déformation due au retrait (nord de l'Algérie : selon BPEL).

L : Longueur de la poutre

$$\Delta h_{ret} = 3 \times 10^{-4} \times \frac{36}{2} \quad \rightarrow \quad \Delta h_{ret} = 0.54 \text{ cm}$$

**X.4.3. Déplacement due au fluage**

$$\Delta h_{flu} = \frac{\Delta \sigma_f}{E_p} \times \frac{L}{2}$$

$\Delta \sigma_f$  : Perte due au fluage a l'about (X=0.5m)

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier

$$\Delta h_{flu} = \frac{51.71}{190000} \times \frac{36}{2} \quad \rightarrow \quad \Delta h_{flu} = 0.490 \text{ cm}$$

**X.4.4. Déplacement due à la variation de la température**

$$\Delta h_{T^\circ} = \varepsilon_T \times \frac{L}{2} \quad \text{Pour une variation de température de } \pm 25\%$$

$$\text{Avec} \quad \varepsilon_T = \begin{cases} 3 \times 10^{-4} & \text{action de courte durée} \\ 2 \times 10^{-4} & \text{action de longue durée} \end{cases}$$

$$\Delta h_{T^\circ} = \begin{cases} 0.54 \text{ cm} & \text{action de courte durée} \\ 0.36 \text{ cm} & \text{action de longue durée} \end{cases}$$

**X.4.5. Déplacement totale**

$$\Delta h_{Totale} = \frac{2}{3} (\Delta h_{\theta} + \Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta h_{T^{\circ}}$$

$$\Delta h_{Totale} = \begin{cases} \frac{2}{3} (-0.16 + 0.54 + 0.49) + 0.54 = 1.12cm & \text{action de courte durée} \\ \frac{2}{3} (-0.16 + 0.54 + 0.49) + 0.36 = 0.94cm & \text{action de longue durée} \end{cases}$$

**X.5. CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a calculé tous les déformations (flèches, rotations, déplacement). On remarque qu'après cette étape que le calcul des déformations montre que ces derniers ne dépassent pas les limites fixées pour la bonne mise en service de l'ouvrage.

La flèche totale calculé qui est de l'ordre de 3cm pour le but de construire un coffrage d'une contre flèche de 3cm, pour que la poutre reste horizontale lors que l'ouvrage sera en service.

Avec le calculs des déplacements, on peut dimensionner les équipements de notre tablier tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée qui seront traité dans le chapitre qui suit.

A decorative orange banner with a wavy, irregular top and bottom edge, centered on a white background. The banner has a slight gradient and a shadow effect.

# **CHAPITRE XI**

## **CALCUL DES EQUIPEMENTS**

### XI.1. INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans le présent chapitre, nous allons faire l'étude des équipements essentiels que l'on retrouve dans les ouvrages d'art, à savoir : l'appareil d'appui, le dé d'appuis, le joint de chaussée.

### XI.2. LES APPAREILS D'APPUIS

L'appareil d'appui ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support et de transmettre aux appuis les efforts et les rotations supportés par le tablier d'un ouvrage d'art. Les fonctions assurées par les appareils d'appui sont de :

- transmettre les efforts verticaux dus au poids du tablier et aux charges d'exploitation.
- permettre les variations de longueur du tablier sous les actions de la température, du retrait et du fluage.
- transmettre totalement ou partiellement les efforts horizontaux dus aux effets introduits par les charges d'exploitation, aux effets résultant des modifications de longueur du tablier, aux effets du vent, aux actions accidentelles.
- permettre des rotations de la structure sous charges d'exploitation ou à la suite de déformations différées de la structure.
- d'accepter les mouvements différés des appuis.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Le bon fonctionnement mécanique, le maintien en état de service et la durabilité des ouvrages dépendent du soin particulier à apporter dans la qualité de la fabrication, le choix, le dimensionnement, et la mise en œuvre des appareils d'appui.

Pour notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté de section  $a \times b$ , ou  $a$  est le petit coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

#### XI.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui [9]

Le type d'appareil choisi est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques en acier, adhésivées à l'élastomère au moment de la vulcanisation. L'élastomère est soumis à des efforts et des déplacements (compression, rotation et cisaillement ou distorsion). L'insertion des frettes dans le bloc d'élastomère contribue à diminuer le tassement sous charge normale et à augmenter la contrainte de compression admissible sans modifier sa raideur en cisaillement.

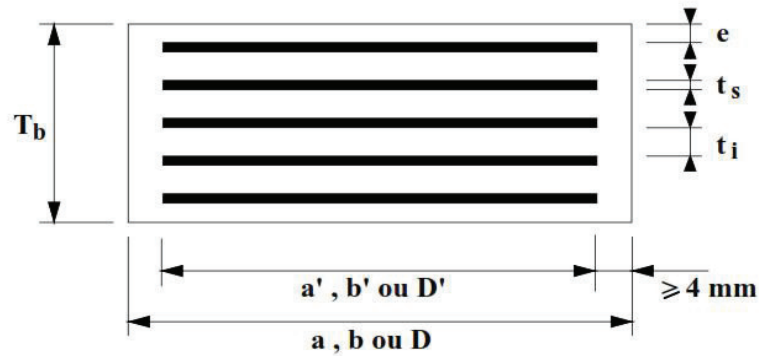


Figure XI.1. Dimensions de l'appareil d'appui type élastomère fretté.

### XI.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui

$$2 \text{ MPa} < \sigma_{max} = \frac{N_{max}(ELS)}{a \times b} < 15 \text{ MPa}$$

Avec :

2 MPa : Condition de non cheminement

15 MPa : Condition de non écrasement

$\sigma_{max}$  : Contrainte moyen de compression due à l'effort  $N_{max}$

$$N_{max}(ELS) = N_G + N_{D240}$$

$$2 \text{ MPa} < \frac{1.063}{a \times b} < 15 \text{ MPa} \rightarrow 709 \text{ cm}^2 < a \times b < 5315 \text{ cm}^2$$

### XI.2.1.2. Détermination de la hauteur nette d'élastomère

Condition de non dépassement des contraintes tangentées :

$$T > \frac{U}{0.5}$$

T : hauteur nette d'élastomère.

U : déplacement due à la variation linéaire lente (retrait, fluage, température).

$$T > \frac{0.54+0.49+0.54}{0.5} = 3.14 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{T=4cm} \text{ constitué de 4 feuillets de 10mm d'épaisseur.}$$

### XI.2.1.3. Dimensionnement en plan de l'appareil

Il faut respecter la condition de non flambement

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T \rightarrow 20 \text{ cm} \leq a \leq 40 \text{ cm}$$

On prend **a=30cm** et **b=40cm**

$$709 \text{ cm}^2 < a \times b = 1200 \text{ cm}^2 < 4400 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifier}$$

### XI.2.2. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure

Les charges de chaussées, des systèmes A(L) et B<sub>c</sub> sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

**XI.2.2.1. Force de freinage développée par le système A(L)**

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est :  $H_{A(L)} = A(L) \times F \times S$

$$D'où : F = \frac{1}{(20+0.35\% \times S)}$$

Avec : S désigne la surface chargée en m<sup>2</sup> →  $S = 13.5 \times 35 = 472.5 \text{ m}^2$

$$H_{A(L)} = 7.75 \times \frac{1}{(20+0.0035 \times 472.5)} \times 472.5 \rightarrow H_{A(L)} = 169.11 \text{ KN} \rightarrow H_{A(L)} = 0.169 \text{ MN}$$

$$H_{A(L)/\text{appareil d'appui}} = \frac{0.169}{18} = 0.0094 \text{ MN/appareil}$$

**XI.2.2.2. Force de freinage développée par le système Bc**

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions un seul est supposé freiner.

$$H_{Bc} = 300 \text{ KN} \rightarrow H_{Bc/\text{appareil d'appui}} = \frac{0.3}{18} = 0.0167 \text{ MN/appareil}$$

**XI.2.2.3. Effort du au séisme : selon « RPOA 2008 »**

Effort horizontal du au séisme est égale à :  $H_s = K_H \times G$

Tel que : G est le poids propre du tablier

$$K_H = 0.15 \text{ m/s}^2 \text{ Accélération sismique horizontale}$$

$$H_s = K_H \times G = 0.15 \times 10.255 = 1.54 \text{ MN} \rightarrow H_{s/\text{appareil}} = \frac{1.54}{18} = 0.086 \text{ MN/appareil}$$

**XI.2.2.4. Effort due aux déplacements**

$$H_d = \frac{\Delta h_{max} \times G \times a \times b}{T}$$

$$H_d = \frac{0.0157 \times 0.9 \times 0.3 \times 0.4}{0.04} \rightarrow H_d = 0.0424 \text{ MN}$$

$$H_{d/\text{appareil}} = \frac{0.034}{18} = 0.0024 \text{ MN/appareil}$$

**XIII.2.3. Vérification des contraintes**

**XIII.2.3.1. Contrainte de compression**

La condition à vérifier :  $\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$

$$AN : \sigma_{max} = \frac{1.063}{0.3 \times 0.4} = 8.86 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

**XI.2.3.2. Contrainte de cisaillement**

On vérifier que :  $\tau_N + \tau_\alpha + \tau_H \leq 5G$

**A. Contrainte de cisaillement due à l'effort normal**

$$\text{La condition : } \tau_N = \frac{1.5 \sigma_{max}}{\beta} < 3G$$

$\sigma_m$  : Contrainte normale sous l'effort vertical maximal.

$G$  : Module de cisaillement de l'élastomère  $G = 0.9 MPa$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 8.57 \quad \text{Avec } t : \text{épaisseur d'un feuillet élémentaire}$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times 8.86}{8.57} = 1.55 MPa < 3 \times 0.9 = 2.7 MPa \rightarrow \text{Vérifier}$$

### B. Contrainte de cisaillement due aux déformations tangentielles

- Sous un déplacement lent

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U}{T} \leq 0.5 \times G$$

$U$  : Déplacement due à la variation linéaire lente

$$\tau_{H1} = \frac{0.9 \times 1.57}{4} = 0.35 MPa \leq 0.5 \times 0.9 = 0.45 MPa \rightarrow \text{Vérifier}$$

- Sous effet de freinage

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} \leq 0.5 \times G$$

$H_2$  : Effort de freinage développé par la charge  $B_c$

$$\tau_{H2} = \frac{0.0167}{0.3 \times 0.4} = 0.139 MPa \leq 0.5 \times 0.9 = 0.45 MPa \rightarrow \text{Vérifier}$$

- Sous effort de déformation cumulé

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} \leq 0.7G$$

$$0.35 + 0.5 \times 0.139 = 0.42 MPa \leq 0.7 \times 0.9 = 0.63 MPa \rightarrow \text{Vérifier}$$

### C. Contrainte de cisaillement due à la rotation

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t$$

$\alpha_t$  : Angle de rotation exprimé en radian d'un feuillet élémentaire :  $\alpha_t = \frac{\alpha + \alpha_0}{n}$

$\alpha_0$  : Rotation supplémentaire. Pour les poutres préfabriquées en BP  $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2} rad$

$\alpha$  : Rotation maximale de l'appareil d'appui,  $\alpha = 3.86 \times 10^{-3} rad$

$n$  : nombre de feuillet

$$\tau_\alpha = \frac{0.9}{2} \left( \frac{0.3}{0.01} \right)^2 \times \frac{3.86 \times 10^{-3} + 1 \times 10^{-2}}{5} = 1.12 MPa$$

Les contraintes de cisaillement sont limitées a :

$$\tau_\alpha + \tau_H + \tau_N \leq 5G$$

$$1.12 + 0.35 + 1.55 = 3.02 MPa \leq 5 \times 0.9 = 4.5 MPa \rightarrow \text{Vérifier}$$

**D. Vérification de la contrainte de non-soulèvement sur les bords**

$$\tau_{\alpha} \leq \tau_N$$

1.12 MPa ≤ 1.55 MPa → Vérifier

**E. Condition de non cheminement et non glissement**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

**1<sup>ère</sup> condition** :  $\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} \leq 2 \text{ MPa}$

$$\sigma_{min} = \frac{0.535}{0.3 \times 0.4} = 4.46 \text{ MPa} \leq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifier}$$

**2<sup>ème</sup> condition** :  $H \leq f \times N_{min}$

$f$  : Coefficient de frottement :  $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_{min}} = 0.1 + \frac{0.6}{4.46} = 0.23$

$H = 0.03 \text{ MN} \leq 0.23 \times 0.535 = 0.123 \text{ MN} \rightarrow \text{Vérifier}$

**XI.2.4. Dimensionnement des frettes**

On doit vérifier les conditions suivantes :  $\begin{cases} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$

$\sigma_e$  : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes (S235).  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

Donc :  $\begin{cases} t_s \geq \frac{0.3 \times 8.86}{8.57 \times 235} = 1.3 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$  on prend  $t_s = 3 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui aura les dimensionnements suivantes :

$$a \times b ; n \times (t + t_s) = 300 \times 400 ; 4 (10 + 3)$$

Nous avons donc :

- 3 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur :  $t = 10 \text{ mm}$
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur :  $t/2 = 5 \text{ mm}$
- 4 frettes intermédiaires d'épaisseur :  $t_s = 3 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui

$$H_t = 3 \times t + 2 \times \left(\frac{t}{2}\right) + 4 \times t_s = 3 \times 10 + 2 \times 5 + 4 \times 3 \rightarrow H_t = 52 \text{ mm}$$

Toutes les conditions sont vérifier, donc les appareils d'appuis nous avons choisis peuvent répondre aux contraintes normales et tangentielles.

**XI.3. DES D'APPUIS**

**XI.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis**

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures, leurs dimensions en plan dépend de l'appareil d'appui, il convient de conserver une distance au moins 5cm entre le nu de dé d'appui et l'appareil d'appui (soit 50 × 60). Leurs épaisseurs sont variables afin réaliser le dévers de la dalle ( $e_{min} = 8 \text{ cm}$  ;  $e_{max} = 43 \text{ cm}$ ).

### XI.3.2. Ferrailages des dés d'appuis

#### XI.3.2.1. Armature de chaînage

La section calculée doit reprendre un effort de :  $R = 25\%R_{max}$

$$A_c = \frac{0.25 \times R_{max}}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} R_{max} = R_{u\ max}(ELU) = 1.35(R_G + R_{D240}) = 1.4346 \text{ MN} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.4346}{434.78} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{6HA14=9.23 \text{ cm}^2}$$

#### XI.3.2.2. Armature de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures. La section calculée doit reprendre un effort de :  $R = 0.125R_{max}$

$$A_p = \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_p = \frac{0.125 \times 1.4346}{434.78} = 4.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{4HA12=4.52 \text{ cm}^2}$$

#### XI.3.2.3. Armature de diffusion

##### ➤ Ferrailage de surface (frettes sup)

Ce sont des armatures capables de reprendre :  $R = 4\%R_{max}$

$$A_s = \frac{4\%R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 1.4346}{434.78} = 1.32 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$$

##### ➤ Ferrailage d'éclatement (frettes inf)

Ce sont des armatures capables de reprendre :  $R = 10\%R_{max}$

$$A_{\acute{e}} = \frac{10\%R_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_{\acute{e}} = \frac{0.1 \times 1.4346}{434.78} = 3.30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{3HA12=3.39 \text{ cm}^2}$$

## XI.4. JOINT DE CHAUSSE

Le choix du joint de chaussée a les conditions suivantes :

- Le déplacement du aux retrait, fluage et température et au freinage doit être inférieur à  $w$ .
- Le déplacement du aux variations linéaire et au séisme, doit être inférieur à  $w$ .

$w$  : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

#### XI.4.1. Déplacement due au freinage

$$\Delta H_{frein} = \frac{T \times H_{frein}}{G \times a \times b} = \frac{0.05 \times 0.0167}{1.2 \times 0.3 \times 0.4} = 0.58 \text{ cm}$$

G : module de déformation transversale  $\begin{cases} G = 0.9 \text{ MPa} & \text{pour des variation statique} \\ G = 1.2 \text{ MPa} & \text{pour des variation dynamique} \end{cases}$

**XI.4.2. Déplacement due au séisme**

$$\Delta H_s = \frac{T \times H_s}{G \times a \times b} = \frac{0.05 \times 0.086}{1.2 \times 0.3 \times 0.4} = 2.99 \text{ cm}$$

**XI.4.3. Déplacement due aux variations linéaires**

$$\Delta H_{lin} = \Delta H_{max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{\theta} + \Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta h_T$$

$$\Delta H_{lin} = \frac{2}{3} (-0.16 + 0.54 + 0.49) + 0.54 = 1.12 \text{ cm} \quad \text{courte durée}$$

D'où :

➤ **1<sup>ère</sup> condition :**

$$w > \Delta H_{lin} + \Delta H_{frein} = 1.12 + 0.58 \quad \rightarrow \quad w > 1.7 \text{ cm}$$

➤ **2<sup>ème</sup> condition :**

$$w > \Delta H_s + \Delta H_{frein} = 2.99 + 0.58 \quad \rightarrow \quad w > 3.57 \text{ cm}$$

On adopte un joint de chaussée d'un souffle de **5cm**.

**XI.5. PLOT PARASISMIQUE**

Les plots parasismiques sont en béton armé. Ils sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Ils servent à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

**XI.5.1. Dimensionnement**

La conception des plots parasismique doit satisfaire aux exigences ci-dessous :

- empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversaux.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieure.
- Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismiques.

Pour cela, nous avons choisie deux plots parasismiques sur chaque appui dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Une hauteur de (63.2cm, 54.2cm, 46.2cm, 37.2cm).
- Une section de (105cm ; 50cm) .
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

Selon le RPOA 2008, les butées de sécurités (plots parasismiques) doivent être dimensionnées sous un effort H égal à 40% des efforts horizontaux sous séisme.

$$M = H \times e$$

Avec :

$e = 0.557m$  La distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inférieur de plot.

$$H = \frac{F_{pile}^{trans}}{n} \times 40\%$$

Tel que :

$F_{pile}^{trans} = 2590.27 \text{ KN}$  : La force sismique transversale (voir dans le chapitre XIV.6)

$n$  : Nombre des plots par pile

Donc :

$$M = \frac{2590.27}{4} \times 0.4 \times 0.557 \rightarrow M = 144.27 \text{ KN.m}$$

### **XI.5.2. Ferrailage des plots**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel **ROBOT expert**

$A_s = 6.78 \text{ cm}^2$  Soit 6HA12

## **XI.6. LES GARGOUILLES**

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale qui ne doit pas être inférieure à 2% (2,5% pour notre cas).

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 10m à 15m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

## **XI.7. CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a pu constater que chaque élément constitutif d'un pont a son importance que ce soit des éléments porteurs ou des équipements. Ces derniers assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage en service.

L'appareil d'appui trouvé aura les dimensionnements suivantes:  $300 \times 400 ; 4(10 + 2.5)$ , ces dimensionnements ont été vérifié pour différents de contraintes.

Le joint de chaussée adopté a un souffle de **5cm**.

A large, stylized orange graphic with wavy, irregular edges, resembling a piece of paper or a banner, centered on the page. The color is a gradient of light to medium orange.

# **CHAPITRE XII**

## **ETUDE SISMIQUE**

## XII.1. INTRODUCTION

Les séismes font partie des cataclysmes naturels qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsable de la destruction des villes entières, la cause de la mort de millions d'hommes et souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en travaux publics et génie civil de concevoir des ponts, des bâtiments et des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par les tremblements de terre.

On appelle un tremblement de terre ou séisme, le mouvement brusque d'une partie de la surface de la terre, provoqué par la libération d'une grande quantité d'énergie accumulée depuis plusieurs années, voire plusieurs dizaines d'années, dans une région sismoactive. Cette énergie peut atteindre (ordre de grandeur) jusqu'à  $10^{17}$  Joules, sur des surfaces assez grandes de l'ordre des centaines de kilomètres carrés (100 Km<sup>2</sup>). Cette énergie se propage dans toutes les directions sous forme d'ondes sismiques génératrices d'une série de mouvements vibratoires à la surface de la terre.

À cet effet une étude sismique est indispensable pour objectif de détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique (relatif à la terre) sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

## XII.2. CLASSIFICATION ET DONNEES [11]

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le **RPOA** suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

- Classe du pont : **groupe 2** (pont important)
- Zone sismique : wilaya de Bejaïa **zone IIa** (sismicité moyenne)
- Classification du site : Type S2 (sol ferme)
- Coefficient d'accélération de la zone :  $A=0.20$

## XII.3. DIMENSIONS DE LA PILE

Les ponts comprennent essentiellement des éléments porteurs et des appuis. Les éléments porteurs transmettent aux appuis les efforts provenant des différentes charges qu'ils ont à supporter, et les appuis transmettent ces efforts au sol par l'intermédiaire des fondations. Parmi les appuis, on distingue les culées, qui sont les appuis d'extrémités, et les piles qui sont les appuis intermédiaires.

Dans notre cas on fait un choix simple classique : une pile à fut circulaire qui est couramment utilisée et plus économique. La pile compose de trois futs identiques et un chevêtre à sa tête.

### XII.3.1. dimensionnement du chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur :  $L=15.6m$
- Largeur :  $l=2.1m$
- Hauteur :  $h=1.5m$

### XII.3.2. Dimensionnement des fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

- Trois (03) fûts identiques.  
Diamètre constant  $\varnothing=1,5m$ .
- Un entraxe de 5m.
- Une hauteur de fut  $h_{fut} = 9.22 m$ .

### XII.3.3. Dimensionnement de la semelle

Son rôle est de transmettre les efforts au sol

- Longueur : 15m
- Largeur : 5.8m
- Epaisseur : 1.5m

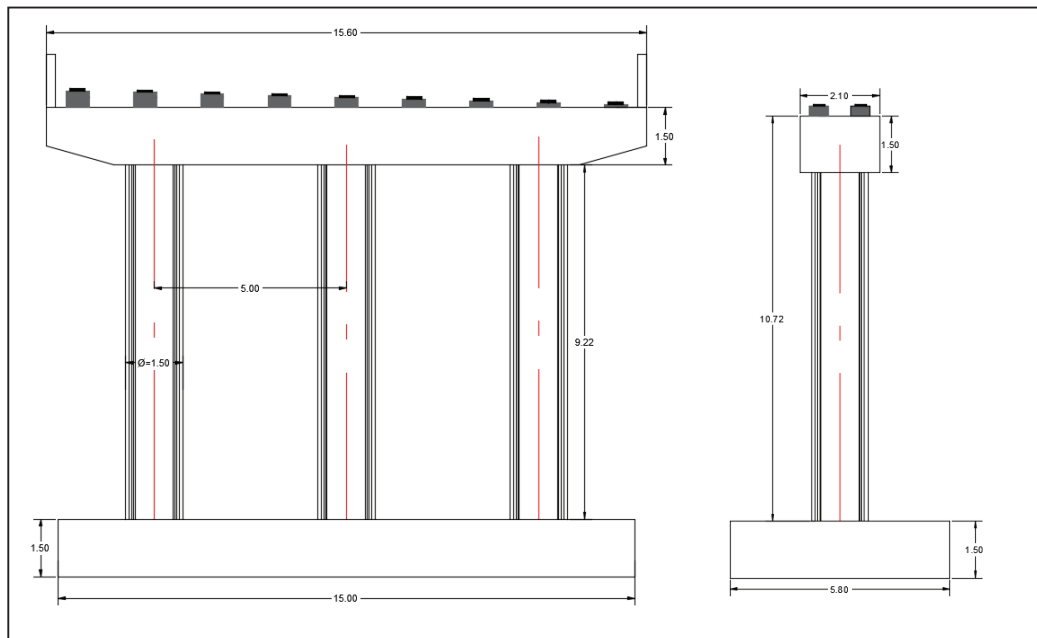


Figure XII.1. Dimensionnement de la pile

## XII.4. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Pour l'étude sismique d'un pont plusieurs méthodes peuvent être analysées, parmi ces méthodes on peut citer la méthode spectrale monomodale (mode fondamental). Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamentale dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubannage), ponts cantilever.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément [11] :

### XII.4.1. Critère N°01 : Masse modale

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre). Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.

$M_{modale} > 70\% M_{totale}$ , cette condition est vérifiée si  $M_{piles} < 0.43 M_{totale}$

$M = G + \alpha.Q$  Tel que :  $\alpha = 0$  Pont non urbain (RPOA 2008).

$M_{totale} = M_{tablier} \times \text{nombre de travée}$

$M_{totale} = (M_{poutres} + M_{dalle} + M_{équipement}) \times \text{nombre de travée}$

→  $M_{totale} = 3076.386 t$

On a:  $M_{piles} = 2(M_{chevêtre} + 3 \times M_{fût})$

$$\text{Avec: } \begin{cases} S_{chevêtre} = 22.525 m^2 \\ L_{chevêtre} = 2.1 m \\ S_{fût} = \frac{\phi^2 \pi}{4} = \frac{1.5^2 \pi}{4} = 1.77 m^2 \\ h_{fût} = 9.22 m \\ \gamma_b = 2.5 t \end{cases}$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} M_{chevêtre} = S_{chevêtre} \times L_{chevêtre} \times \gamma_b = 118.26 t \\ M_{fût} = S_{fût} \times h_{fût} \times \gamma_b = 40.80 t \end{cases}$$

$$M_{piles} = 2(118.25 + 3 \times 40.80)$$

$$M_{piles} = 481.3 t < 0.43 M_{totale} = 0.43 \times 3076.386 = 1322.85 t \rightarrow \text{Vérifier}$$

### XII.4.2. Critère N°02 : Angle de biais

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 73 gr > 70 gr, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

**XII.4.3. Critère N°03 : Angle de courbure**

L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure. L'ouvrage étudié étant rectiligne, ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

**XII.4.4. Critère N°04 : symétrie transversal**

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal. Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

$$e_0 = |cdm - cea| < 5\% \times L$$

Avec :

*cdm* : Centre de masse.

*cea* : Centre élastique des appuis.

**XII.4.4.1. Calcule du centre de masse**

Le tablier étant parfaitement symétrique, le centre de masse se situe donc au milieu de tablier.

$$cdm = \frac{108.2}{3} = 54.1 \text{ m}$$

**XII.4.4.2. Calcule du centre élastique des appuis**

$$cea = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$$

**A. Détermination de la raideur longitudinale du système**

La raideur du système comprend la raideur des appuis et la raideur des appareils d'appui sur culées.

➤ **Raideur de la culée**

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui, elle se calcul comme suit :

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{Culée1}} + \frac{1}{K_{appareils \ d'appui}}}$$

$$K_{Culée1} = \infty \rightarrow \frac{1}{K_{Culée1}} = 0$$

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils \ d'appui}}} = K_{appareils \ d'appui} \quad \text{D'où} \quad K_{appareils \ d'appui} = n \frac{G a b}{e}$$

Avec :

*n* : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (**n = 9 appareils sur culée**) ;

*G* : module de cisaillement de l'appareil (**G= 1.2 MPa en condition sismique**) ;

(*a, b*) : les dimensions en plan de l'appareil (**0,30×0,40m²**) ;

$H_t$  : l'épaisseur totale de l'appareil ( $e= 0,052$  m).

Donc :  $K_{appareils\ d'appui} = 24.92\ MN/m$  d'où  $K_C = 24.92\ MN/m$

➤ **Raideur de la pile**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fûts}} + \frac{1}{K_{appareils\ d'appui}}}$$

$K_{appareils\ d'appui} = 49.84\ MN/m$  Avec  $n=18$

• **Raideur des fûts**

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la

RDM par la formule suivante :  $K_{fûts} = n \frac{3 \times E_{ij} \times I_y}{h^3}$

$n$  : Nombre de fût composant la pile ( $n = 3$ )

$E$  : module de déformation instantanée de béton ( $E_{ij} = 33000\ MPa$ )

$I$  : moment d'inertie longitudinal d'un fût ( $I_y = \frac{\pi \times \phi^4}{64} = 0.2485\ m^4$ )

$h$ : hauteur du fût ( $h= 9.22$  m).

$$K_{fûts} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 0.2485}{9.22^3} \rightarrow K_{fûts} = 94.17\ MN/m$$

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{94.17} + \frac{1}{49.84}} \rightarrow K_{pile1} = 32.59\ MN/m$$

$$\text{Alors : } cea = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = \frac{K_{c1} X_{c1} + K_{p1} X_{p1} + K_{p2} X_{p2} + K_{c2} X_{c2}}{K_{c2} + K_{p1} + K_{p2} + K_{c2}} =$$

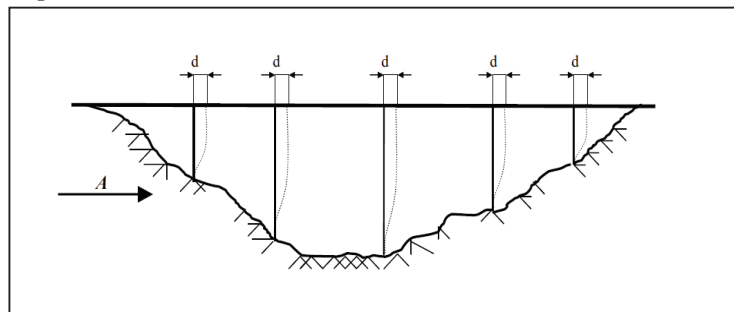
$$\frac{24.92 \times 0 + 32.59 \times 35.55 + 32.59 \times 71.65 + 24.92 \times 107.2}{2(24.92 + 32.59)} \rightarrow cea = 53.6\ m$$

$$e_0 = |cdm - cea| = |54.1 - 53.6| = 0.5\ m < 5\% \times L = 0.05 \times 108.2 = 5.4\ m \rightarrow \text{Vérifier}$$

**XII.5. SEISME LONGITUDINAL**

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide



**Figure XII.2. Séisme longitudinal [11]**

**XII.5.1. Détermination de la raideur du système**

$$K_{système} = 2K_{pile} + 2K_{culée}$$

$$K_{système} = 2(32.59 + 24.92) \rightarrow K_{système} = 115.02 \text{ MN/m}$$

**XII.5.2. Période longitudinale du système**

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

K : Raideur longitudinale du système

M : Masse totale du tablier

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{3076.386}{115.02 \times 10^3}} \rightarrow T = 1.028 \text{ s}$$

**XII.5.3. Détermination des actions sismiques**

L'effort longitudinal global vaut :  $F = M \cdot S_a(T)$   $F = M \times S_a(T)$

$S_a(T)$  : étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T et  $S_a(T) = S_{ae}(T)$  : pour le calcul élastique. (**RPOA 2008**).

**XII.5.3.1. Spectre de réponse élastique**

Le spectre de réponse élastique  $S_{ae}(T)$  pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9,81\text{m/s}^2$ ).

$(T_1, T_2)$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (S2) . ( $T_1=0,15\text{s}$ ,  $T_2=0,40\text{s}$ )

S : Coefficient de site. (S=1,1).

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement.  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

( $\xi$ ):Taux d'amortissement  $\xi = 5$ . (Le matériau à considérer est 'béton armé').

On a:  $T_2 = 0.40\text{s} \leq T = 1.028\text{s} \leq 3.0\text{s} \rightarrow S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$

$$S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.1 \left(\frac{0.40}{1.028}\right) \rightarrow S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2.10 \text{ m/s}^2$$

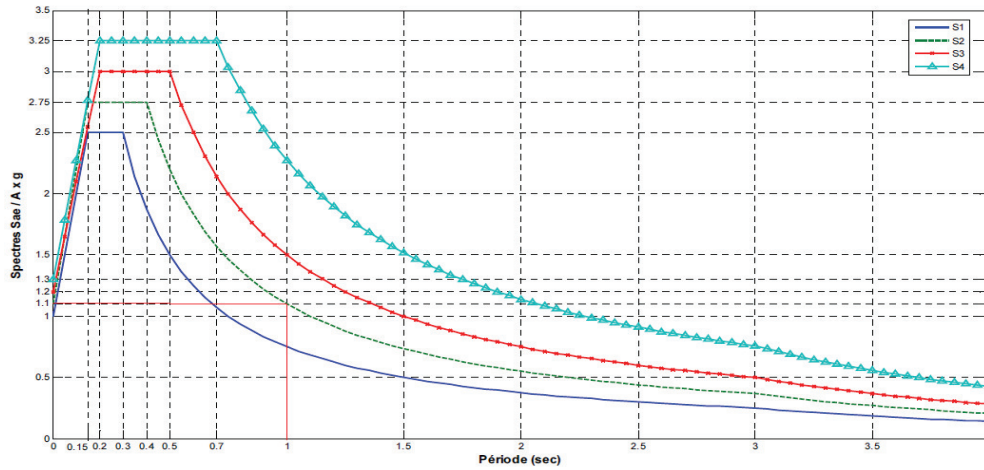


Figure XII.3. Spectre de réponse élastique -composante horizontale- 5% d'amortissement [11]

### XII.5.3.2. Effort longitudinale globale

$$F_{longitudinale} = M \times S_{ae}(T)$$

$$F_{longitudinale} = 3076.386 \times 2.10 \rightarrow F_{longitudinale} = 6460.41 \text{ KN}$$

### XII.5.3.3. Répartition des efforts sismiques sur les appuis

$$F_{long}^i = \frac{K_i}{K_{sys}} F_{long}^{tot}$$

➤ Effort longitudinale sur culée :

$$F_{long}^{culée1} = \frac{K_{culée}}{K_{sys}} F_{long}^{tot}$$

$$F_{long}^{culée1} = \frac{24.92}{115.02} \times 6460.41 \rightarrow F_{long}^{culée1} = 1399.70 \text{ KN}$$

➤ Effort longitudinale sur pile :

$$F_{long}^{pile1} = \frac{K_{pile}}{K_{sys}} F_{long}^{tot}$$

$$F_{long}^{pile1} = \frac{32.59}{115.02} \times 6460.41 \rightarrow F_{long}^{pile1} = 1830.51 \text{ KN}$$

### XII.5.3.4. Evaluation des déplacements

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{long}^{tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_{ae}(T)$$

$$d_{long}^{tablier} = \left(\frac{1.028}{2\pi}\right)^2 \times 2.10 \rightarrow d_{long}^{tablier} = 0.056 \text{ m}$$

➤ Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{long}^{pile} = \frac{F_{long}^{pile}}{K_{pile}}$$

$$d_{long}^{pile} = \frac{1830.51 \times 10^{-3}}{32.59} \rightarrow d_{long}^{pile} = 0.056 \text{ m}$$

## XII.6. SEISME TRANSVERSAL

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si :  $\frac{L}{B} \leq 5$

Dans notre cas :  $\frac{108.2}{15.59} = 6.94 > 5$

Donc on utilise le modèle à tablier flexible

La période fondamentale de la structure dans la direction transversale étudiée peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit, ou par toute autre méthode scientifiquement validée :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

Ou :

$m_i$  : est la masse concentrée au i-ème point nodale

$u_i$  : est le déplacement dans la direction étudiée lorsque la structure est soumise aux forces  $f_i = m_i g$  agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

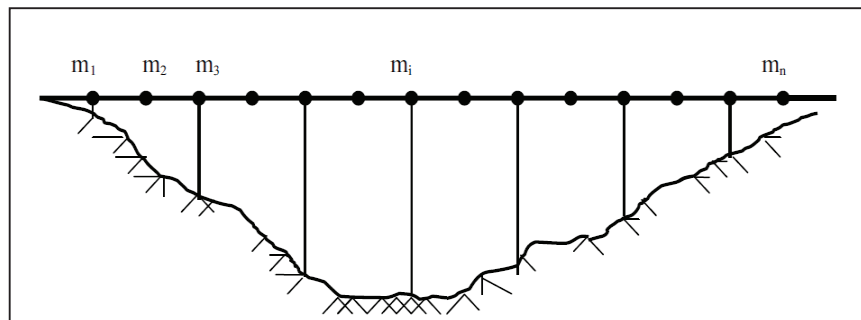


Figure XII.4. Séisme transversal [11]

Comme le calcul de la méthode de Rayleigh est long, L'Eurocode 8 partie 2 définit la méthode du modèle de la pile indépendante [8] qui peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, si la condition suivante est vérifiée pour toutes les piles adjacentes  $i$  et  $i+1$ .

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

Dans notre projet on a :  $T_{pile1} = T_{pile2}$  donc  $0.95 < \frac{T_{pile1}}{T_{pile2}} = 1 \leq 1.05 \rightarrow$  vérifier

Dans de nombreux cas l'action sismique transversale des ponts su supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes.

Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i-ème pile peuvent être évaluées de manière approximative en considérant l'action d'une force sismique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_{ae}^h(T, \xi)$$

Avec :

$M_i$  : La masse effective attribuée à la pile i (masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier appliqué à la pile).

$$M_i = M_{\text{tablier/travé}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile } i}$$

$T_i$  : La période fondamentale de la i-ème pile

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

$K_i$  : La rigidité de la i-ème pile en considérant la pile encastree dans la partie inférieure et supérieure, d'où :

$$K_{fut} = \frac{12E_{ij}I_x}{h^3}$$

Avec :

$n$  : Le nombre de fût ( $n=3$ )

$$E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$$

$I_x$  : Le moment d'inertie de la section transversale des fûts.

$$\text{Avec } I_x = nI_y + 2Sd^2 = 3 \times 0.2485 + 2 \times 1.77 \times 5^2 = 89.25 \text{ m}^4$$

**Application :**

$$M_1 = 1025.46 + \frac{1}{2} \times 234.26 = 1142.59t \rightarrow M_1 = M_2 = 1142.59t$$

$$K_{\text{fûts}} = \frac{12 \times 33000 \times 89.25}{9.22^3} = 45093.16 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{45093.16} + \frac{1}{49.84}} \rightarrow K_{pile1} = K_{pile2} = 49.78 \text{ MN/m}$$

$$T_{pile1} = T_{pile2} = 2\pi \sqrt{\frac{1142.59}{49.78 \times 10^3}} \rightarrow T_{pile1} = T_{pile2} = 0.952 \text{ s}$$

Evaluation de la force sismique transversale :

$$F_i = M_i \times S_{ae}^h(T, \xi)$$

$$\text{On a: } T_2 = 0.40s \leq T = 0.952s \leq 3.0s \rightarrow S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.1 \left(\frac{0.40}{0.952}\right) \rightarrow S_{ae}(T, \xi)_{\left(\frac{m}{s^2}\right)} = 2.27 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Donc: } F_1 = F_2 = 1142.59 \times 2.27 \rightarrow F_1 = F_2 = 2590.27 \text{ KN}$$

## XII.7. SEISME VERTICAL

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Tel que :

$a$  : Accélération du sol ;

$b$  : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs  $b$  sont tirées à partir des tableaux normalisés « en annexe »).

$$\begin{cases} R_{pile} \rightarrow b = 0.75 \\ R_{culée} \rightarrow b = 0.25 \end{cases}$$

$\mu$  : Masse linéique du tablier ( $\mu = 28.49 \text{ t/ml}$ )

$L$  : Longueur travée ( $L=36\text{m}$ )

$a = \alpha \times A \times S_{ae}^v(T)$  Avec  $\alpha = 0.7$  (pour la zone IIa)

$S_{ae}^v(T)$  : Accélération spectrale en plaçant sur le plateau de spectre de réponse (normalisé)

$$S_{ae}^v(T) = 2.5\alpha Ag\eta = 2.5 \times 0.7 \times 0.2 \times 9.81 \times 1 = 3.43 \text{ m/s}^2$$

$$a = 0.7 \times 0.2 \times 3.43 = 0.48$$

$$\text{D'où } \begin{cases} R_{pile} = 0.48 \times 0.75 \times 28.49 \times 36 \\ R_{culée} = 0.48 \times 0.25 \times 28.49 \times 36 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{pile} = 369.23 \text{ t} \\ R_{culée} = 123.08 \text{ t} \end{cases}$$

## XII.8. EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Pour déterminer les sollicitations de calcul  $E$ , dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

Le tableau suivant représente la combinaison des efforts les plus défavorables :

**Tableau XII.1. Effort sismique combiné selon le RPOA pour la pile**

	Effort selon chaque direction			Effort sous combinaison		
	$E_x$	$E_y$	$E_z$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
V long (t)	183.051	0	0	183.051	54.92	54.92
M long (t.m)	1962.31	0	0	1962.31	588.69	588.69
V trans (t)	0	259.027	0	77.71	259.027	77.71
M trans (t.m)	0	2776.77	0	834.61	2776.77	834.61
N (t)	0	0	369.23	110.769	110.769	369.23

**Tableau XII.2. Effort sismique combiné selon le RPOA pour un fut**

	Effort selon chaque direction			Effort sous combinaison		
	$E_x$	$E_y$	$E_z$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
V long (t)	61.02	0	0	61.02	18.31	18.31
M long (t.m)	655.35	0	0	655.35	196.65	196.65
V trans (t)	0	86.34	0	25.90	86.34	25.90
M trans (t.m)	0	927.29	0	278.17	927.29	278.17
N (t)	0	0	123.08	36.923	36.923	123.08

## XII.9. CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.

Avec la réaction transversale de pile, nous pouvons ferrailer les plots parasismiques selon RPOA.

A decorative orange banner with wavy, irregular edges, resembling a piece of paper or a ribbon. The banner is centered on the page and contains the text "CONCLUSION GENERALE".

## **CONCLUSION GENERALE**

### CONCLUSION GENERALE

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un tablier d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Le choix du type de pont à poutres en béton précontraint par post tension a permis un dimensionnement satisfaisant en armatures passives et actives qui vérifie les contraintes de traction, compressions et cisaillement des matériaux de construction.

Ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur et son rôle dans la réalisation des ouvrages d'art, qui ne se limite pas au simple calcul mais aussi à son bon sens de réflexe et son intuitivité d'adopter les solutions à des problèmes existants de la meilleure façon possible, en tenant compte de l'économie et de la sécurité tout en respectant le règlement.

A la fin, Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] S. A. Novikov, I.I. Divinov A.G. Ivanov, Fiz. Met. i Metalloved 21, 122-128 (1966).
- [2] Bischoff, P. H. and Perry, S. H. Compression behaviour of concrete at high strain-rates. Materials and Structures , 425-450, 1991.
- [3] SHAH S.P.; AHMAD S.H. “High performance concretes and applications” Edward Arnold, ISBN 0-340-58922-1, 1994.
- [4] Document SETRA, pont à poutres préfabriqués précontrainte par post tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [5] L. J. Malvar, C. A. Ross, ACI. Mat. J. 95 (1998) .
- [6] BAEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99, BAEL 91 révisé 99.
- [7] BPEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limite BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [8] Document SETRA, ponts courants en zone sismique, guide technique, SETRA France, janvier 2000.
- [9] Document SETRA, appareils d’appui à pot, guide technique, SETRA France, 2007.
- [10] S. Avril, P. Feissel, F. Pierron, P. Villon, Eur. J. Com- put. Mech. 17, 857–868 (2008).
- [11] RPOA, règles parasismiques applicable au domaine des Ouvrages d’Art, Algérie 2008.
- [12] B. Erzar, P. Forquin, Exp. Mech. 50, 941-955 (2010) .
- [13] RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010.
- [14] F. Pieron, P. Forquin, Strain 48, 388-405 (2012).
- [15] M. Grédiac, F. Sur, B. Blaysat, Strain 52, 205-243 (2016).
- [16] B. Lukic, D. Saletti, P. Forquin, Philos. Trans. Royal Soc. A 375 (2017).
- [17] P. Forquin, B. Lukic, J. Dyn. Behav. Mater. 4, 34-55 (2018).
- [18] B. Lukic, D. Saletti, P. Forquin, J. Dyn. Behav. Mater. 4, 55-73 (2018).
- [19] DTU Library (Dynamic Increase Factors for High Performance Concrete in Compression using Split Hopkinson Pressure Bar) .

[20] Mme BENMANSOUR fatima, prédiction du comportement à rupture des structures en béton sous chargement dynamique rapide, diplôme de magistère, université abou bekr belkaid Telemcen .

[21] COLLECTION TECHNIQUE CIM-BÉTON, « Les bétons : formulation, fabrication et mise en oeuvre » chapitre 3 ; Tome II., Ecole Française du Béton, pp : 96-109.

[22] Mme BADAOU, cour de matériaux innovants ‘béton à haute performance’.

[23] Cours béton armé, ENSTP, Mr BELLAOURA.

[24] Cours béton précontraint, ENSTP, Mr BELLAOURA.

[25] Bratislav lukic, Dominique saletti, and Pascal forquin, experimental study of the dynamic behavior of high performance concrete (HPC) under tensile loading.

[26] L. Zingg, M. Briffaut, J. Baroth, Y. Malecot, Cem. Concr. Res. 80, 52-59 (2016).

[27] Cours RDM ‘résistance des matériaux’, ENSTP, Mr BENECHFOUNE.

[28] cours mécanique des structures, ENSTP, Mme MEZOUAR.

## ANNEXE A. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

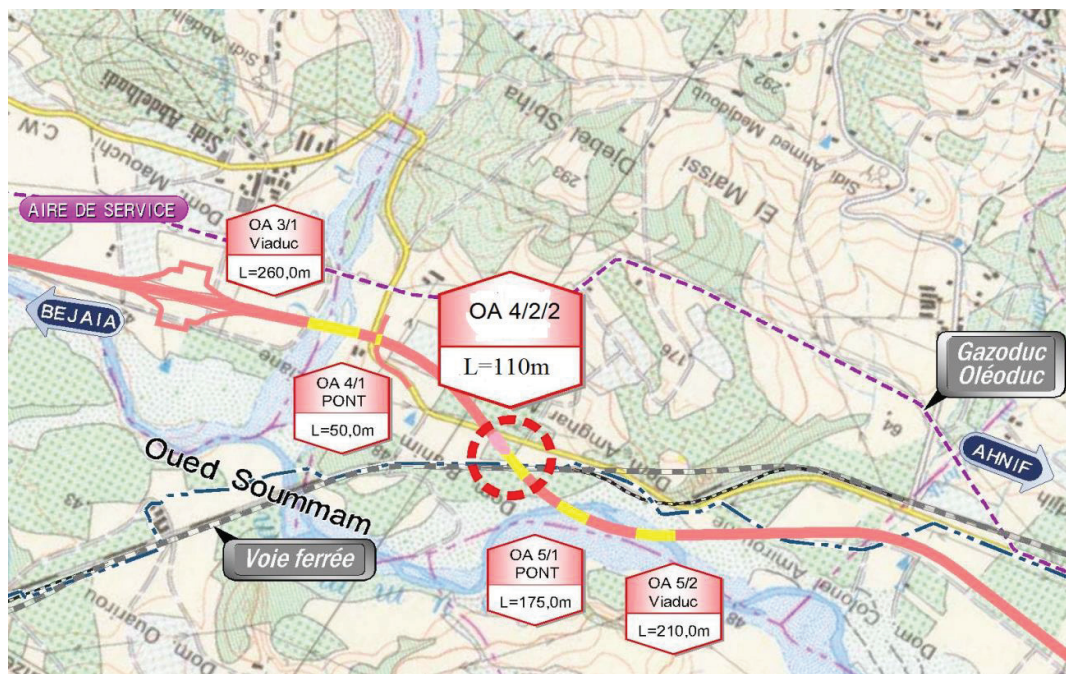


Figure A.1. Situation de l'ouvrage à réaliser

Tableau A.1. Résultats de l'essai SPT

N° Sond.	Profondeur	N	Compacité	Poids spécifique t/m <sup>3</sup>	Densité relative	Angle de frottement	
						Terzaghi	Meyerhof
SC1	3m	7	Faible	1.52 – 2.00	0.2 – 0.4	28.5° - 30°	30° - 35°
	6m	12	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	9m	16	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	12 ~ 30m	Refus (>>50)	Très forte	> 2.08	0.8	41°	45°
SC2	3m	14	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	6m	10	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	9m	25	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	12 ~ 30m	Refus (>>50)	Très forte	> 2.08	0.8	41°	45°
SC3	3m	14	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	6m	6	Faible	1.52 – 2.00	0.2 – 0.4	28.5° - 30°	30° - 35°
	9m	15	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	12 ~ 30m	Refus (>>50)	Très forte	> 2.08	0.8	41°	45°
SC4	3m	6	Faible	1.52 – 2.00	0.2 – 0.4	28.5° - 30°	30° - 35°
	6m	3	Très Faible	< 1.52	< 0.2	< 28.5°	< 30°
	9m	11	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	12m	13	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	15m	25	Moyenne	1.76 – 2.08	0.2 – 0.4	30° - 36°	35° - 40°
	15 ~ 25m	Refus (>>50)	Très forte	> 2.08	0.8	41°	45°

## ANNEXE B. DESCRIPTION DES SURCHARGES

Tous les détails présentés dans cette annexe sont extraits des règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR)

### 1. Système de charge A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge A(L), exprimé en KN/m<sup>2</sup>, est donnée en fonction de la longueur chargée L(m).

La valeur de A(L) calculée précédemment est multipliée par un coefficient  $a_1$  décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont du tableau suivant :

**Tableau B.1. Coefficients  $a_1$**

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe	1	1	0.9	0.75	0.75
	2 <sup>ème</sup> classe	1	0.9	-	-	-
	3 <sup>ème</sup> classe	0.9	0.8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge, calculée après application du coefficient est inférieure à  $4 - 0,002L$  c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge A1 est obtenue Par :  $A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(L) \\ 4 - 0,002L \end{array} \right.$

La charge A1 Obtenue est multipliée par un coefficient  $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V : la largeur d'une voie

$V_0$  : les valeurs données par le Tableau suivant :

**Tableau B.2. Valeurs de  $V_0$**

Classe du pont	$V_0$ (m)
1 <sup>ère</sup> classe	3.5
2 <sup>ème</sup> classe	3
3 <sup>ème</sup> classe	2.75

La charge A2 =  $a_2 \times A1$  ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

### 2. Système B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système B<sub>c</sub> qui se compose de camions types (30t) ;
- Le système B<sub>t</sub> se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- Le système B<sub>r</sub> se compose d'une roue isolée (1t).

Les deux premiers systèmes  $B_c$  et  $B_t$  s'appliquent à tous les ponts quel que soit leur classe; le système  $B_r$  ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe.

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes  $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$  est le même pour chaque élément d'ouvrage.

### 2.1. Système $B_c$

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut.
- Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

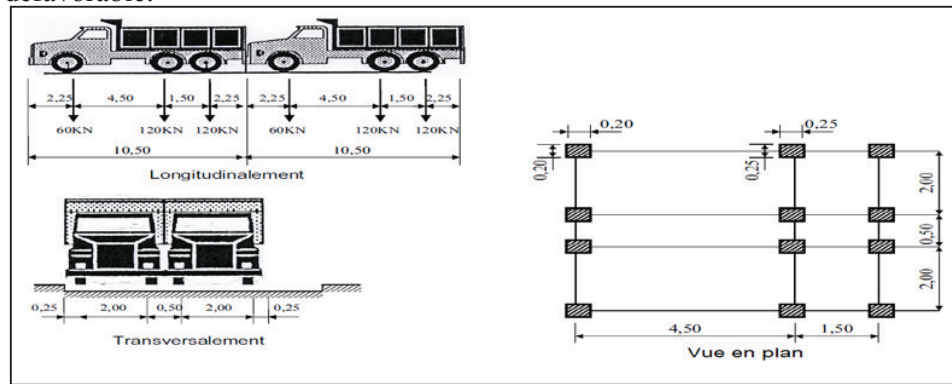


Figure B.1. Système de charge  $B_c$

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système  $B_c$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné par le tableau suivant :

Tableau B.3. Valeur de  $b_c$

Nombre de voies		1	2	3	4	5
Classe du pont	1ère classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2ème classe	1	1	-	-	-
	3ème classe	1	0.8	-	-	-

### 2.2. Système $B_t$

Un tandem du système  $B_t$  comporte deux essieux ( $2 \times 160$  KN), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de large.

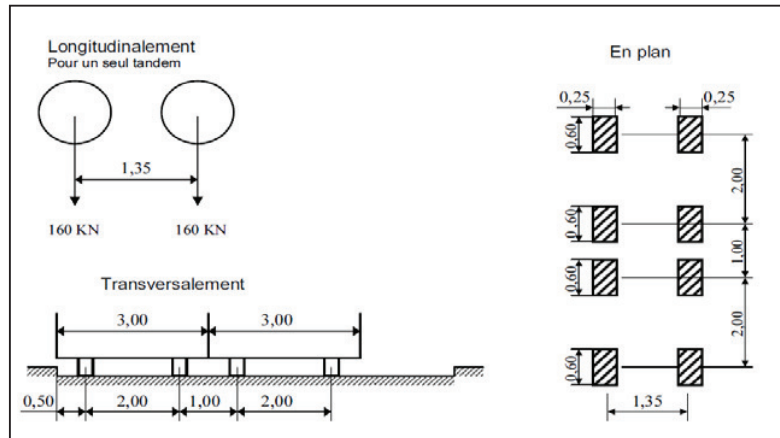


Figure B.2. Système de chargement  $B_t$ .

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système  $B_t$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_t$  qui est présenté dans le tableau suivant :

Tableau B.4. Valeur de coefficient  $b_t$

Classe du pont	$b_t$
1 <sup>ère</sup> classe	1.2
2 <sup>ème</sup> classe	1

### 2.3. Système de charge $B_r$

La roue isolée, qui constitue le système  $B_r$  porte une charge de 100 kilo Newtons. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le cote transversal mesure 0,60m et le cote longitudinal 0,30 m. Le rectangle d'impact de la roue  $B_r$ , dispose normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placé n'importe où sur la largeur roulable.

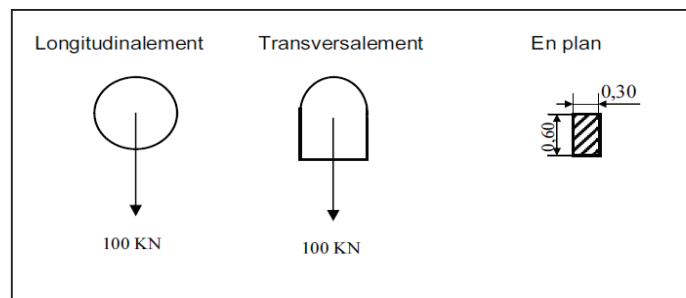


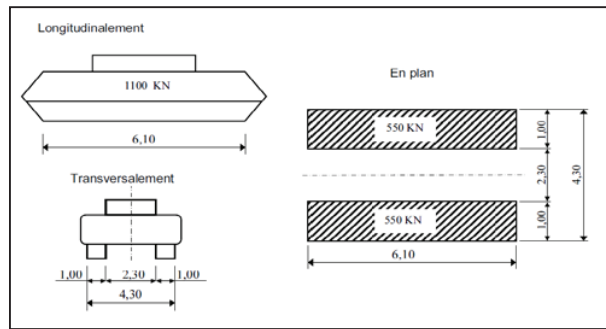
Figure B.3. Système de chargement  $B_r$ .

**3. charge militaire  $M_{c120}$**

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type  $M_{c120}$  susceptibles d’être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules  $M_{c120}$  peuvent circuler en convois.

- Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.



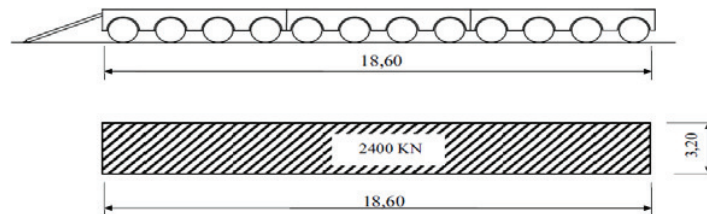
**Figure B.4. Convoi  $M_{c120}$ .**

**4. Le convoi exceptionnel  $D_{240}$**

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à 129 k N/ml.

Le convoi  $D_{240}$  est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l’effet le plus défavorable.
- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.



**Figure B.5. Convoi  $D_{240}$**

## ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

### 1. LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3D de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

### 2. AFFECTATION DES CHARGES

#### 2.1. Charges permanentes

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles et entretoises) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes sont appliquées comme suit :

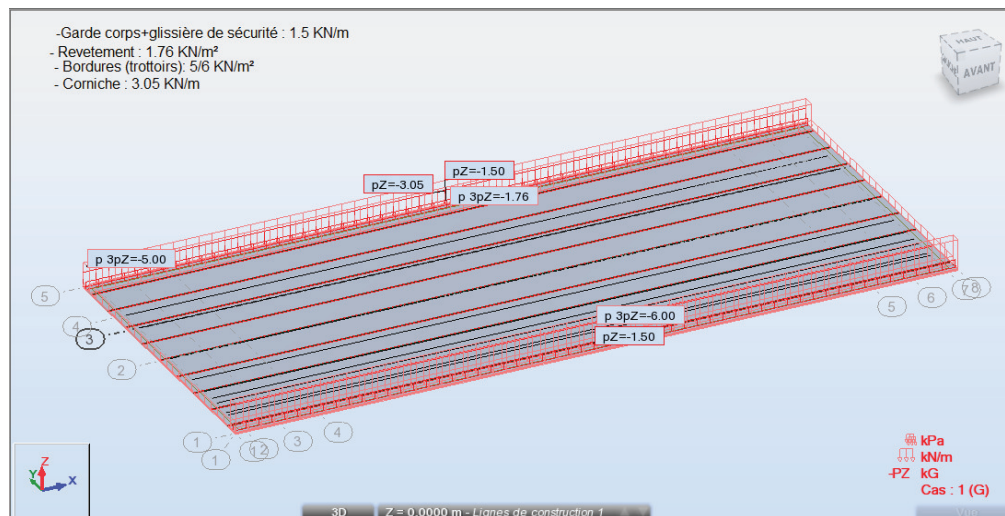
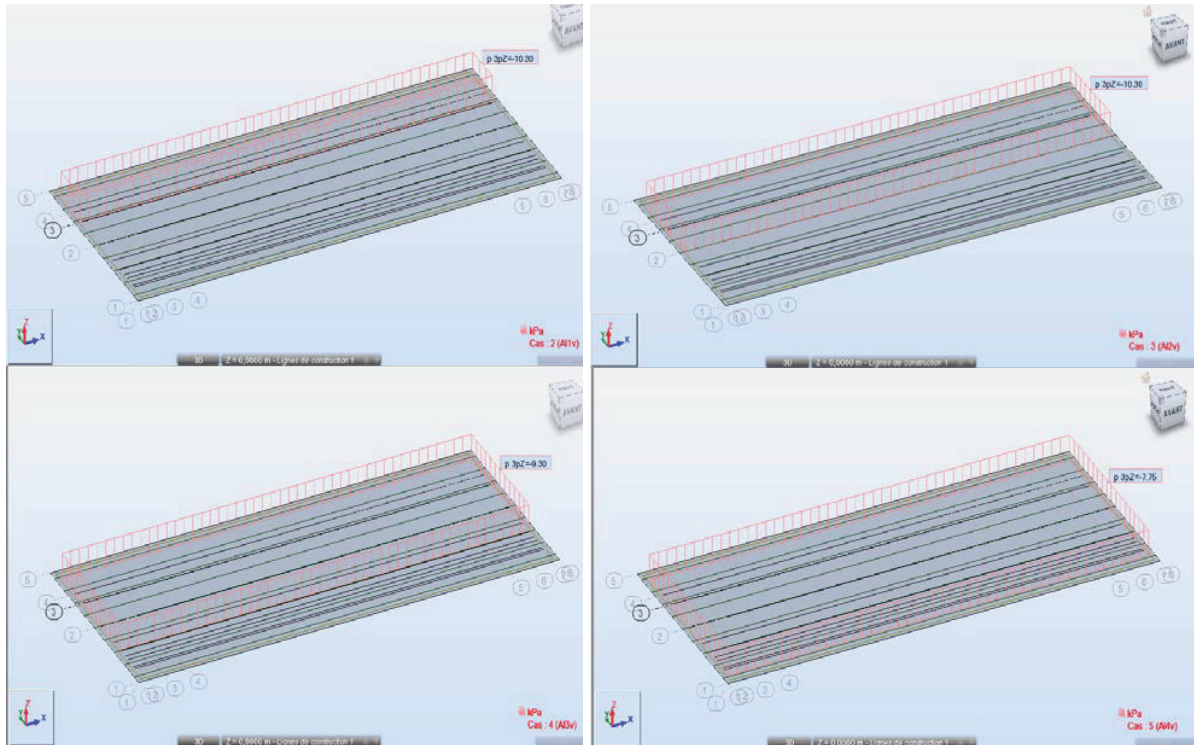


Figure C.1. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

## 2.2. Surcharge A(L)

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité de la dalle.

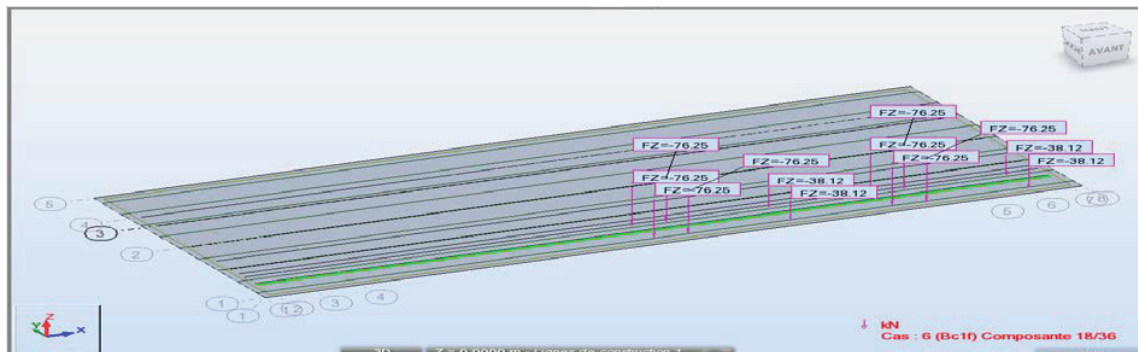


**Figure C.2. Affection de la surcharge A (L)**

## 2.3. Les charges mobiles

Les charges ( $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$ ,  $M_{C120}$ ,  $D_{240}$ ) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous:



**Figure C.3. Affection de la surcharge  $B_{c1fille}$**

# ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

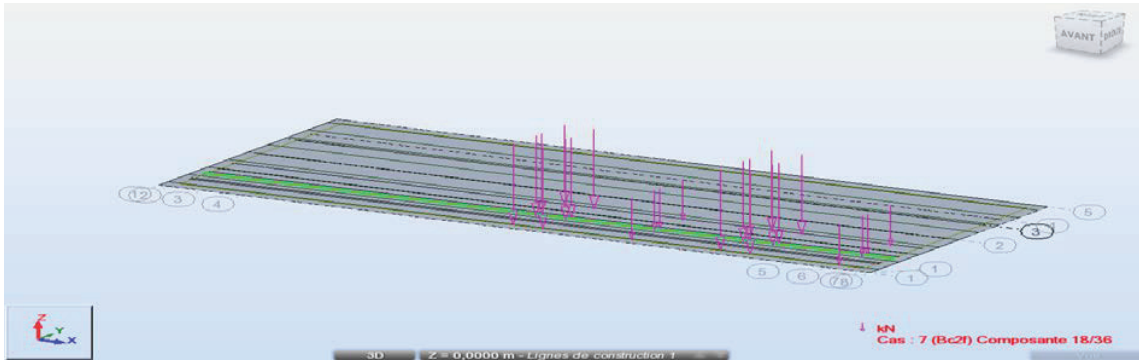


Figure C.4. Affectation de la surcharge  $B_{c2fillle}$

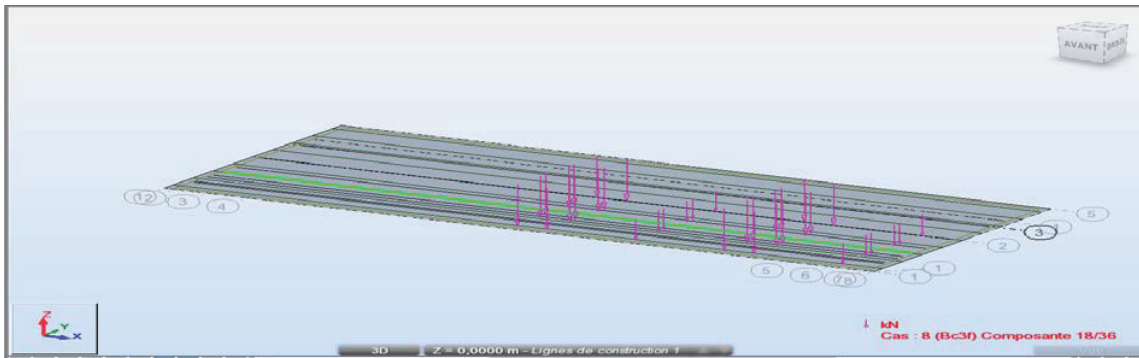


Figure C.5. Affectation de la surcharge  $B_{c3fillle}$

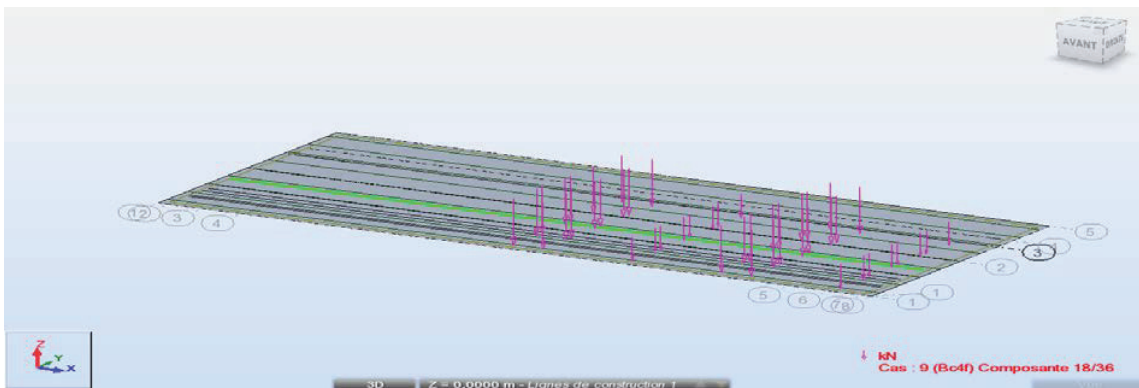


Figure C.6. Affectation de la surcharge  $B_{c4fillle}$

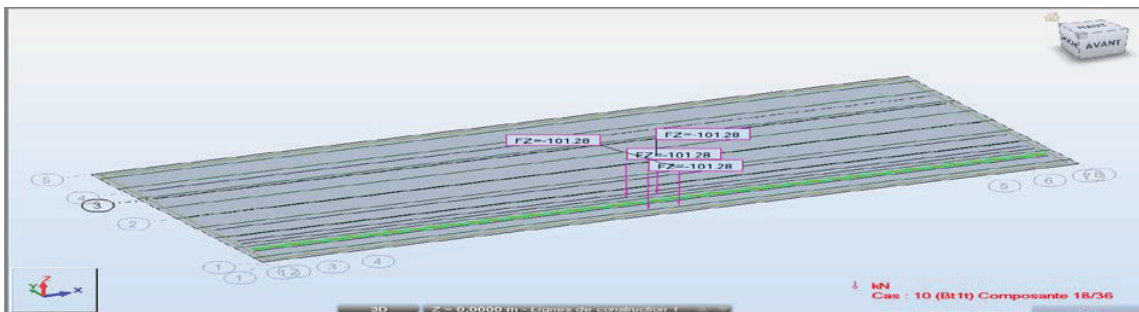


Figure C.7. Affectation de la surcharge  $B_{t1tandem}$

# ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

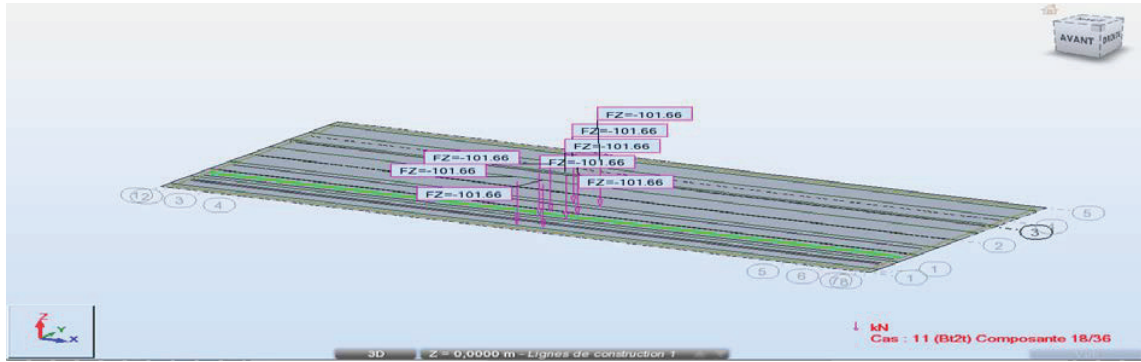


Figure C.8. Affectation de la surcharge  $B_{t2}$

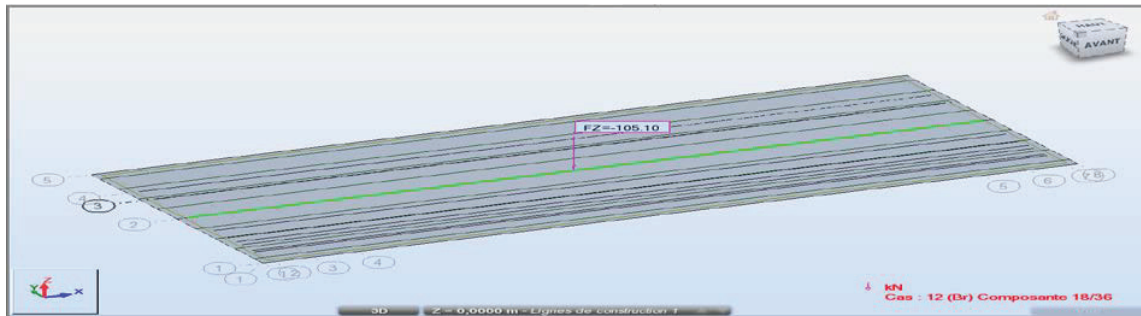


Figure C.9. Affectation de la surcharge  $B_r$

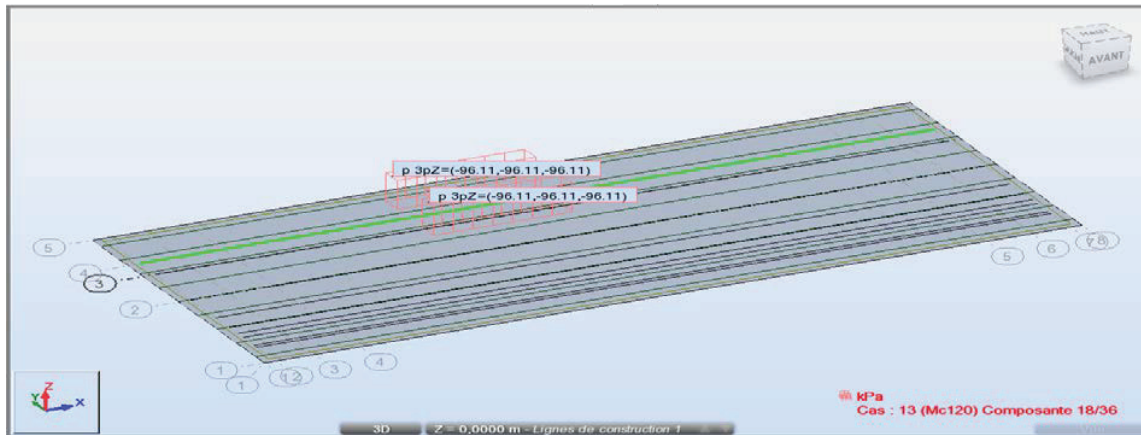


Figure C.10. Affectation de la surcharge  $M_{c120}$

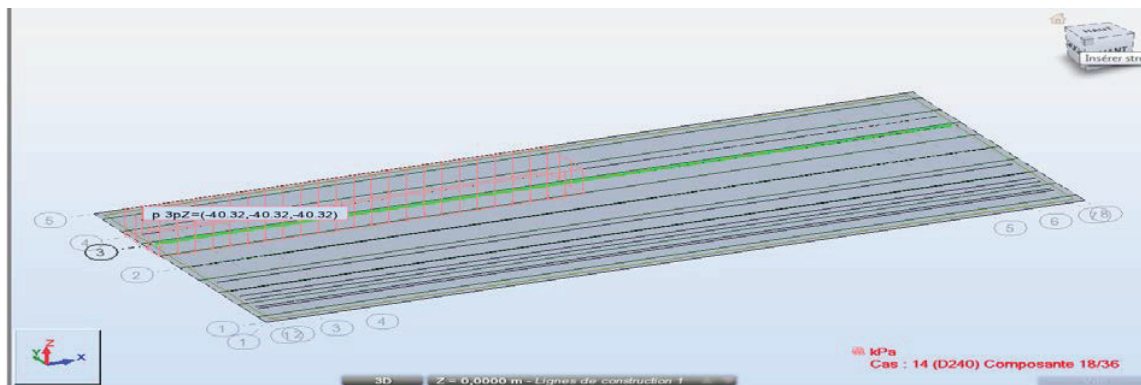


Figure C.11. Affectation de la surcharge  $D_{240}$

## ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

### 3. RESULTATS

**Tableau C.1. Le moment fléchissant dans différents poutre sous différentes combinaison à l'ELU.**

Ci \ Pi	G	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6
Poutre 1 Y=-7m	4665.63	6129.22	6123.39	6827.14	8699.09	<b>9227.35</b>	<b>10261.22</b>
Poutre 2 Y=-5.25m	4546.42	6073.18	6384.34	7390.71	8837.41	8357.15	9541.98
Poutre 3 Y=-3.5m	4446.66	6092.98	6793.41	8042.24	8986.12	7447.49	8728.28
Poutre 4 Y=-1.75m	4390.73	6261.44	7384.63	8680.60	9097.33	6737.03	7868.38
Poutre 5 Y=0	4380.03	6613.25	8074.88	9171.62	<b>9134.78</b>	6280.22	7119.48
Poutre 6 Y=1.75m	4424.11	7163.18	8748.01	9466.47	9117.80	6076.55	6590.77
Poutre 7 Y=3.5m	4532.22	7830.94	9270.26	9572.73	9052.79	6118.43	6330.82
Poutre 8 Y=5.25m	4712.58	8529.72	9637.10	<b>9580.93</b>	8989.61	6361.91	6361.92
Poutre 9 Y=7m	<b>4913.95</b>	<b>9161.10</b>	<b>9886.65</b>	9552.77	8937.29	6633.83	6633.81
Ci \ Pi	Comb 7	Comb 8	Comb 9	Comb 10	Comb 11	Comb 12	Comb 13
Poutre 1 Y=-7m	<b>10108.61</b>	<b>9542.21</b>	<b>8340.46</b>	<b>8986.66</b>	6328.56	6298.93	6298.80
Poutre 2 Y=-5.25m	9750.12	9400.24	7817.24	8731.26	6222.41	6137.74	6356.78
Poutre 3 Y=-3.5m	9320.12	9253.03	7027.78	8300.86	6154.48	6225.10	6876.52
Poutre 4 Y=-1.75m	8737.95	9004.95	6455.59	7662.15	6175.61	6491.75	7654.98
Poutre 5 Y=0	8051.65	8669.87	6167.12	6896.65	635516	6987.16	8680.00
Poutre 6 Y=1.75m	7398.95	8139.95	6061.13	6500.51	6211.09	7867.01	9793.52
<b>Poutre 7 Y=3.5m</b>	6880.15	7605.31	6118.49	6344.22	6265.48	8725.66	<b>10394.39</b>
Poutre 8 Y=5.25m	6596.27	7185.98	6361.98	6374.35	6442.89	9408.28	10316.16
Poutre 9 Y=7m	6633.81	6877.91	6633.83	6633.82	<b>6660.64</b>	<b>10000.58</b>	9958.18

Poutre 5 : poutre centrale ('ligne de construction' Y=7.795m)

Entraxe entre poutre = 1.75m

## ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

**Tableau C.2. Le moment fléchissant dans différents poutre sous différentes combinaison à l'ELS.**

Ci \ Pi	G	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6
Poutre 1 Y=-7m	4665.63	4538.59	4534.22	5062.04	6465.99	<b>6862.37</b>	<b>7637.59</b>
Poutre 2 Y=-5.25m	4546.42	4498.05	4731.43	5486.20	6571.23	6211.21	7099.65
Poutre 3 Y=-3.5m	4446.66	4514.15	5039.47	5976.10	6684.00	5530.03	6490.64
Poutre 4 Y=-1.75m	4390.73	4641.20	5483.59	6455.57	6768.12	4997.88	5846.41
Poutre 5 Y=0	4380.03	4905.19	6001.41	6823.96	<b>6796.33</b>	4655.41	5284.86
Poutre 6 Y=1.75m	4424.11	5317.09	6505.70	7044.55	6783.05	4502.11	4887.78
Poutre 7 Y=3.5m	4532.22	5816.55	6896.04	7122.90	6732.94	4532.17	4691.47
Poutre 8 Y=5.25m	4712.58	6338.39	7168.92	<b>7126.79</b>	6683.30	4712.56	4712.53
Poutre 9 Y=7m	<b>4913.95</b>	<b>6809.41</b>	<b>7353.57</b>	7103.16	6641.55	4913.95	4913.93
Ci \ Pi	Comb 7	Comb 8	Comb 9	Comb 10	Comb 11	Comb 12	<b>Comb 13</b>
Poutre 1 Y=-7m	<b>7523.14</b>	<b>7098.34</b>	<b>6497.02</b>	<b>6681.67</b>	4688.10	4665.88	4665.78
Poutre 2 Y=-5.25m	7255.76	6993.36	5806.10	6491.61	4609.98	4546.47	4708.73
Poutre 3 Y=-3.5m	6934.52	6884.19	5215.25	6170.06	4560.27	4611.18	5093.72
Poutre 4 Y=-1.75m	6498.76	6698.83	4786.81	5691.73	4576.82	4808.70	5670.35
Poutre 5 Y=0	5984.01	6447.80	4570.59	5117.74	4711.66	5175.68	6429.63
Poutre 6 Y=1.75m	5493.91	6049.66	4490.54	4820.08	4603.02	5827.41	7254.46
<b>Poutre 7 Y=3.5m</b>	5103.46	5647.33	4532.21	4701.51	4642.45	6463.45	<b>7699.55</b>
Poutre 8 Y=5.25m	4888.29	5330.58	4712.58	4721.86	4773.26	6969.10	7641.60
Poutre 9 Y=7m	4913.93	5097.01	4913.94	4913.94	<b>4934.05</b>	<b>7407.83</b>	7376.43

## ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

**Tableau C.4. Les efforts tranchants dans différents poutre sous différentes combinaison à l'ELU.**

Ci \ Pi	G	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6
Poutre 1 Y=-7m	572.09	749.70	725.91	762.87	988.17	<b>1226.73</b>	<b>1259.72</b>
Poutre 2 Y=-5.25m	528.61	707.40	737.41	839.22	1037.62	1025.40	1201.37
Poutre 3 Y=-3.5m	531.28	720.69	780.62	951.07	1072.32	856.16	1117.21
Poutre 4 Y=-1.75m	520.25	725.19	832.34	1044.55	1065.36	766.10	923.16
Poutre 5 Y=0	525.58	764.75	964.63	1113.81	<b>1085.33</b>	733.91	810.05
Poutre 6 Y=1.75m	520.82	810.75	1055.86	1114.82	1061.76	707.36	750.14
Poutre 7 Y=3.5m	535.01	938.64	1125.39	<b>1138.14</b>	1070.49	722.25	735.01
Poutre 8 Y=5.25m	536.35	1010.74	1121.11	1107.42	1038.10	724.07	724.07
Poutre 9 Y=7m	<b>616.10</b>	<b>1115.04</b>	<b>1148.36</b>	1095.69	1034.98	831.73	831.73
Ci \ Pi	Comb 7	Comb 8	Comb 9	Comb 10	Comb 11	Comb 12	Comb 13
Poutre 1 Y=-7m	<b>1199.68</b>	<b>1124.71</b>	<b>1028.64</b>	<b>1032.77</b>	772.40	772.37	772.37
Poutre 2 Y=-5.25m	1185.06	1125.36	976.21	1044.81	722.59	714.62	736.93
Poutre 3 Y=-3.5m	1180.00	1138.30	816.63	1073.80	733.27	733.48	787.46
Poutre 4 Y=-1.75m	1123.65	1114.43	747.62	948.35	736.25	748.65	852.28
Poutre 5 Y=0	999.74	1126.33	728.62	800.04	<b>850.28</b>	807.74	984.96
Poutre 6 Y=1.75m	835.16	986.52	708.51	747.72	735.30	942.53	1237.69
<b>Poutre 7 Y=3.5m</b>	785.39	883.48	722.26	739.77	737.67	1101.69	<b>1434.60</b>
Poutre 8 Y=5.25m	747.44	806.22	724.07	726.68	732.55	1079.16	1199.31
Poutre 9 Y=7m	831.73	831.72	<b>831.73</b>	831.73	831.74	<b>1193.02</b>	1090.19

## ANNEXE C. MODELISATION DU TABLIER

**Tableau C.5. Les efforts tranchants dans différents poutre sous différentes combinaison à l'ELS.**

Ci \ Pi	G	Comb 1	Comb 2	Comb 3	Comb 4	Comb 5	Comb 6
Poutre 1 Y=-7m	572.09	555.14	537.28	565.00	733.98	<b>912.90</b>	<b>937.64</b>
Poutre 2 Y=-5.25m	528.61	523.94	546.45	622.81	771.61	762.44	894.42
Poutre 3 Y=-3.5m	531.28	533.88	578.82	706.66	797.60	635.48	831.27
Poutre 4 Y=-1.75m	520.25	537.39	617.75	776.91	772.17	568.07	685.87
Poutre 5 Y=0	525.58	567.00	716.90	828.79	<b>807.42</b>	543.86	600.97
Poutre 6 Y=1.75m	520.82	601.55	785.38	829.60	789.81	524.01	556.09
Poutre 7 Y=3.5m	535.01	697.29	837.35	<b>846.92</b>	796.18	535.00	544.57
Poutre 8 Y=5.25m	536.35	751.35	834.13	832.80	771.87	536.35	536.35
Poutre 9 Y=7m	<b>616.10</b>	<b>828.58</b>	<b>853.57</b>	838.21	768.53	616.10	616.10
Ci \ Pi	Comb 7	Comb 8	Comb 9	Comb 10	Comb 11	Comb 12	Comb 13
Poutre 1 Y=-7m	<b>892.61</b>	836.38	<b>764.33</b>	767.42	572.15	572.13	572.12
Poutre 2 Y=-5.25m	882.19	837.41	725.55	779.00	535.34	529.35	545.87
Poutre 3 Y=-3.5m	878.36	<b>847.08</b>	605.83	<b>798.71</b>	543.32	543.32	583.30
Poutre 4 Y=-1.75m	836.23	829.32	554.21	777.00	545.69	554.55	631.32
Poutre 5 Y=0	743.24	838.18	539.89	593.46	<b>631.14</b>	598.33	729.60
Poutre 6 Y=1.75m	619.86	733.38	524.87	554.28	544.96	698.17	916.81
<b>Poutre 7 Y=3.5m</b>	582.35	655.92	535.01	548.14	546.57	816.06	<b>1062.67</b>
Poutre 8 Y=5.25m	553.87	597.96	536.35	538.30	542.71	799.37	888.38
Poutre 9 Y=7m	616.10	616.09	616.10	616.10	616.11	<b>883.72</b>	807.55

ANNEXE D. LA PRECONTRAINTE

PARTIE 01 : CALCUL DES PERTES

Tableau D.1. Pertes par frottement en différentes sections.

Câbles		0	0.5	L/12	L/8	L/4	L/2
Câble1	$\alpha(\text{rd})$	0	0.001	0.007	0.011	0.023	0.046
	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$	0	1.10	9.68	14.9	30.45	60.79
Câble2	$\alpha(\text{rd})$	0	0.002	0.014	0.022	0.045	0.091
	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$	0	1.36	11.45	17.67	35.93	71.72
Câble3	$\alpha(\text{rd})$	0	0.001	0.018	0.028	0.0576	0.117
	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$	0	1.1	12.46	19.18	39.05	78
Câble moyen	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (Mpa)	0	1.19	11.20	17.25	35.14	70.17
Cable moyen	$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x)$ (%)	0	0.08	0.79	1.22	2.48	4.96

Tableau D.2. Pertes de tension par recul d'ancrage.

Position (m)	$\Delta\sigma_{\text{rec}}$ (MPa)					
	$X_i=0$	$X_i=0.5$	$X_i = L/12$	$X_i=L/8$	$X_i=L/4$	$X_i=L/2$
Câble 1	119.99	118.10	102.3	92.83	64.42	7.57
Câble 2	125.82	123.73	103.31	95.86	64.51	1.81
Câble 3	129.31	127.11	108.77	97.77	64.77	0
Câble moyen	125.04	122.98	104.79	95.48	64.57	3.13
Cable moyen (%)	8.83	8.69	7.40	6.74	4.56	0.22

Tableau D.3. Perte par déformation instantané du béton.

Position X (m)	0	0.5	L/12	L/8	L/4	L/2
P (MN)	6.50	6.46	6.51	6.52	6.59	6.72
$I_n$ (m <sup>4</sup> )	0.3126	0.313	0.2815	0.2509	0.2468	0.2438
$B_n$ (m <sup>2</sup> )	1.10991	1.10991	0.88101	0.65631	0.65631	0.65631
e(x) (m)	0	-0.081	-0.291	-0.339	-0.627	-0.783
$M_{\text{poutre}}(x)$	0	0	0.912	1.178	2.14	2.91
$\sigma_b(x)$ (Mpa)	5.86	5.96	8.40	11.33	15.10	17.79
$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x)_{7j}$ (Mpa)	17.75	18.05	25.45	34.33	45.75	53.90
$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x)_{28j}$ (Mpa)	15.47	15.74	22.18	29.91	39.86	46.97
$\Delta\sigma_{\text{racc}}(x)_{28j}$ (%)	1.09	1.11	1.57	2.11	2.81	3.31

Tableau D.4. Récapitulation des pertes instantanées du câble moyen

Position (m)	0	0.5	L/12	L/8	L/4	L/2
Frottement (Mpa)	0	1.19	11.2	17.25	35.14	70.17
Recul d'ancrage (Mpa)	125.04	122.98	104.79	95.48	64.57	3.13
Raccourcissement du béton (Mpa)	15.47	15.74	22.18	29.91	39.86	46.97
Somme totale (Mpa)	140.51	139.91	138.17	142.64	139.57	120.27
Somme totale(%)	9.92	9.88	9.76	10.07	9.86	8.49

## ANNEXE D. LA PRECONTRAINTE

**Tableau D.5. Pertes dues au retrait**

L'âge du béton	Section(m)	X=0	X=0.5	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
7j	$r_m$ (cm)	19.11	19.11	14.73	10.64	10.64	10.64
	$r(j)$	0.039	0.039	0.050	0.068	0.068	0.068
	$\Delta\sigma_{pr}$ (Mpa)	54.78	54.78	54.15	53.12	53.12	53.12
28j	$r(j)$	0.140	0.140	0.149	0.226	0.226	0.226
	$\Delta\sigma_{pr}$ (Mpa)	49.02	49.02	48.51	44.12	44.12	44.12
	$\Delta\sigma_{pr}$ (%)	3.46	3.46	3.43	3.12	3.12	3.12

**Tableau D.6. Pertes dues au fluage**

Position (m)	X=0	X=0.5	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
P(MN)	6.38	6.39	6.39	6.37	6.39	6.48
$\sigma_M(x)$ (Mpa)	5.75	5.76	8.12	11.03	14.48	16.82
$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	51.62	51.71	72.89	99.01	129.98	150.99
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	3.65	3.65	5.15	6.99	9.18	10.66

**Tableau D.7. Pertes dues à la relaxation**

Position(m)	X=0	X=0.5	X=L/2	X=L/8	X=L/4	X=L/2
$\Delta\sigma_{p\ inst}(x)$ (Mpa)	140.51	139.91	138.17	142.64	139.57	120.27
$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1275.49	1276.09	1277.83	1273.36	1276.43	1295.73
$\Delta\sigma_{relx}$ (Mpa)	55.60	55.70	55.96	55.28	55.74	58.71
$\Delta\sigma_{relx}$ (%)	3.93	3.93	3.95	3.90	3.94	4.15

**Tableau D.8. Récapitulation des pertes différées**

Position	X=0	X=0.5	X=L/12	X=L/8	X=L/4	X=L/2
Retrait (Mpa)	49.02	49.02	48.51	44.12	44.12	44.12
Fluage (Mpa)	51.62	51.71	72.89	99.01	129.98	150.99
Relaxation des câbles (Mpa)	55.60	55.70	55.96	55.28	55.74	58.71
Somme totale (Mpa)	146.97	147.15	168.03	189.20	220.55	244.04

**PARTIE 02 : JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES**

**Tableau D.7. Justification vis à vis des contraintes normales (1<sup>ère</sup> phase)**

Position		0	L/12	L/8	L/4	L/2
$B_{nette}$ (m <sup>2</sup> )		1.10991	0.88101	0.65631	0.65631	0.65631
$I_n$ (m <sup>4</sup> )		0.3126	0.2815	0.2509	0.2468	0.2438
$v_n'$ (m)		0.929	0.947	0.943	0.950	0.953
$v_n$ (m)		0.821	0.803	0.807	0.800	0.797
$e$ (m)		0	-0.291	-0.339	-0.627	-0.783
$P_1$ (MN)		3.47	3.48	3.47	3.47	3.49
$P_2$ (MN)		3.26	3.26	3.26	3.26	3.29
$M$ (MN.m)		0	0.912	1.178	2.14	2.91
$\sigma_G$ (Mpa) (contrainte de au poids propre)	$\sigma_{sup}$	0	2.60	3.79	6.94	9.51
	$\sigma_{inf}$	0	-3.07	-4.43	-8.24	-11.38
$\sigma_p$ (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	$\sigma_{sup}$	0	-2.89	-3.78	-7.05	-8.93
	$\sigma_{inf}$	0	3.41	4.42	8.37	10.68
$\frac{P_1}{B_n}$ (Mpa)		3.13	3.95	5.29	5.29	5.32
$\sigma_{totale}$ (Mpa)	$\sigma_{sup}$	3.13	3.66	5.29	5.17	5.90
	$\sigma_{inf}$	3.13	4.29	5.28	5.42	4.62
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

**Tableau D.8. Justification vis à vis des contraintes normales (2<sup>ème</sup> phase)**

Position		0	L/12	L/8	L/4	L/2
$B_{nette}$ (m <sup>2</sup> )		1.10991	0.88101	0.65631	0.65631	0.65631
$I_n$ (m <sup>4</sup> )		0.3126	0.2815	0.2509	0.2468	0.2438
$v_n'$ (m)		0.929	0.947	0.943	0.950	0.953
$v_n$ (m)		0.821	0.803	0.807	0.800	0.797
$e$ (m)		0	-0.291	-0.339	-0.627	-0.783
$P_1$ (MN)		6.66	6.67	6.66	6.67	6.75
$P_2$ (MN)		6.10	6.11	6.09	6.11	6.22
$M$ (MN.m)		0	0.912	1.178	2.14	2.91
$\sigma_G$ (Mpa) (contrainte de au poids propre)	$\sigma_{sup}$	0	2.60	3.79	6.94	9.51
	$\sigma_{inf}$	0	-3.07	-4.43	-8.24	-11.38
$\sigma_p$ (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	$\sigma_{sup}$	0	-5.54	-7.26	-13.55	-17.28
	$\sigma_{inf}$	0	6.53	8.49	16.10	20.66
$\frac{P}{B_n}$ (Mpa)		6.00	7.57	10.15	10.16	10.28
$\sigma_{totale}$ (Mpa)	$\sigma_{sup}$	6.00	4.64	6.67	3.54	2.52
	$\sigma_{inf}$	6.00	11.03	14.21	18.02	19.56
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

## ANNEXE D. LA PRECONTRAINTE

Tableau D.9. Justification vis à vis des contraintes normales (3<sup>ème</sup> phase)

Position (m)		0	L/12	L/8	L/4	L/2
B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> )		1.10991	0.88101	0.65631	0.65631	0.65631
I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )		0.3126	0.2815	0.2509	0.2468	0.2438
v <sub>n</sub> '(m)		0.929	0.947	0.943	0.950	0.953
v <sub>n</sub> (m)		0.821	0.803	0.807	0.800	0.797
e(m)		0	-0.291	-0.339	-0.627	-0.783
r(2)		0.011	0.015	0.020	0.020	0.020
P <sub>1</sub> (MN)		6.66	6.663	6.67	6.69	6.73
P <sub>2</sub> (MN)		6.09	6.10	6.06	6.08	6.19
M (MN.m)		0	1.13	1.72	3.13	4.25
σ <sub>G</sub> (Mpa) (contrainte due au poids propre)	σ <sub>sup</sub>	0	3.22	5.53	10.15	13.89
	σ <sub>inf</sub>	0	-3.80	-6.46	-12.05	-16.61
σ <sub>p</sub> (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	σ <sub>sup</sub>	0	-5.53	-7.27	-13.60	-17.23
	σ <sub>inf</sub>	0	6.52	8.50	16.15	20.60
$\frac{P}{B_n}$ (Mpa)		6.00	7.56	10.16	10.19	10.25
σ <sub>totale</sub> (Mpa)	σ <sub>sup</sub>	6.00	5.23	8.42	6.74	6.92
	σ <sub>inf</sub>	6.00	10.28	12.20	14.29	14.24
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau D.10. Justification vis à vis des contraintes normales (4<sup>ème</sup> phase)

Position (m)		0	L/12	L/8	L/4	L/2
B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> )		1.45991	1.24101	1.00631	1.00631	1.00631
I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )		0.5394	0.4868	0.4395	0.4328	0.4284
v <sub>n</sub> '(m)		1.150	1.204	1.255	1.263	1.265
v <sub>n</sub> (m)		0.800	0.746	0.695	0.687	0.685
e(m)		-0.221	-0.548	-0.651	-0.940	-1.095
r(30)		0.149	0.158	0.239	0.239	0.239
P <sub>1</sub> (MN)		6.57	6.56	6.46	6.43	6.48
P <sub>2</sub> (MN)		5.97	5.95	5.82	5.79	5.87
M (MN.m)		0	1.22	1.86	3.38	4.53
σ <sub>G</sub> (Mpa) (contrainte de au poids propre)	σ <sub>sup</sub>	0	1.87	2.94	5.36	7.24
	σ <sub>inf</sub>	0	-3.02	-5.31	-9.86	-13.38
σ <sub>p</sub> (Mpa) (contrainte due au moment de précontrainte)	σ <sub>sup</sub>	-2.15	-5.51	-6.65	-9.59	-11.35
	σ <sub>inf</sub>	3.10	8.89	12.01	17.64	20.95
$\frac{P}{B_n}$ (Mpa)		4.50	5.29	6.42	6.39	6.44
σ <sub>totale</sub> (Mpa)	σ <sub>sup</sub>	2.35	1.65	2.71	2.16	2.33
	σ <sub>inf</sub>	7.60	11.16	13.12	14.16	14.02
Vérification		Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

PARTIE 03. CABLAGE DE LA POUTRE EN T PREFABRIQUEE

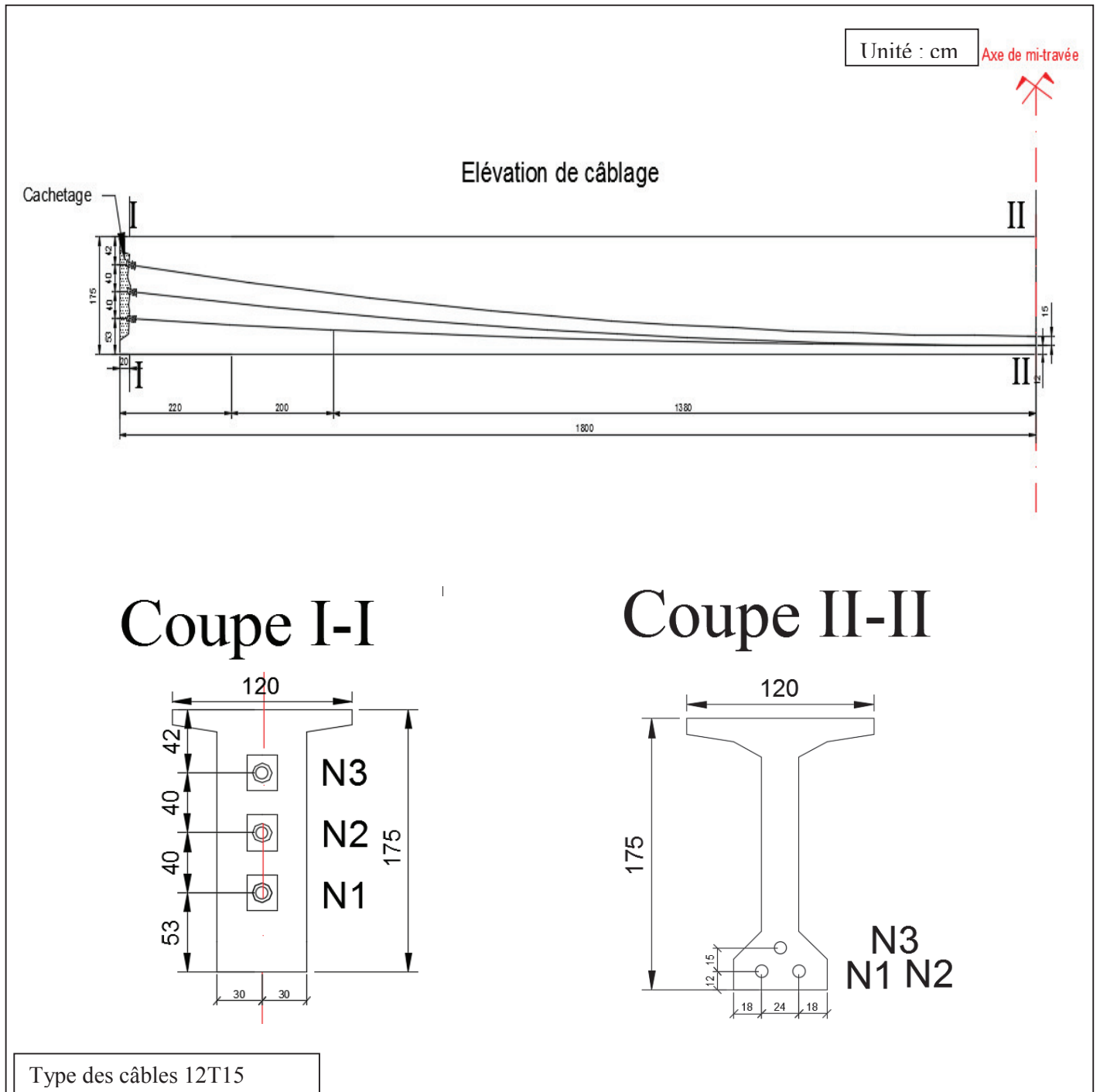


Figure D.1. Câblage de la poutre en T préfabriquée

**PARTIE 04. FERRAILLAGE FINALE DE LA POUTRE**

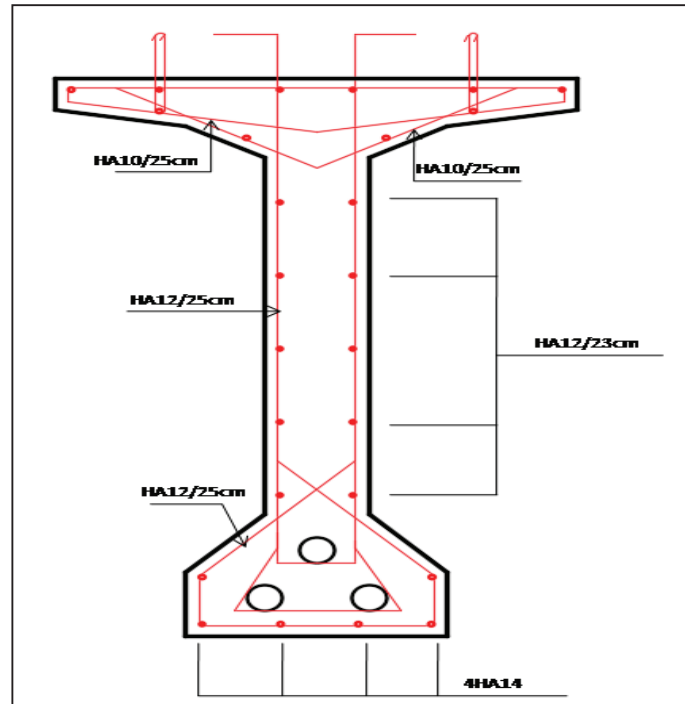


Figure D.2. Ferrailage de la poutre « section médian »

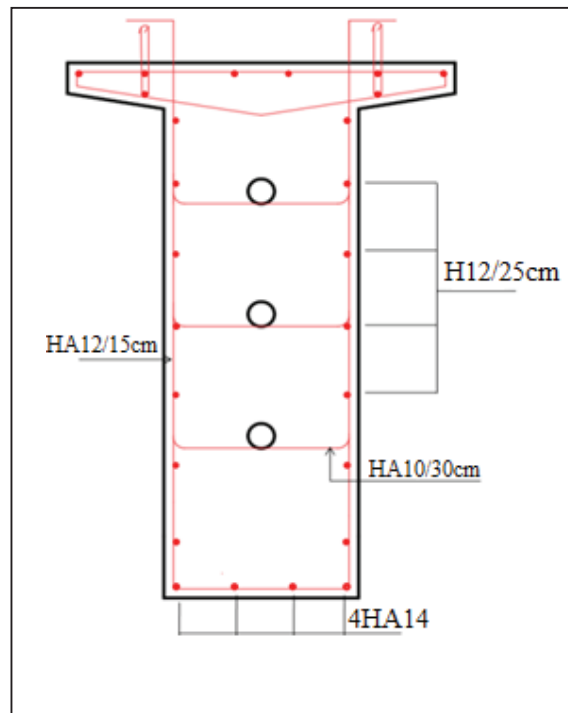


Figure D.3. Ferrailage de la poutre « section d'about »

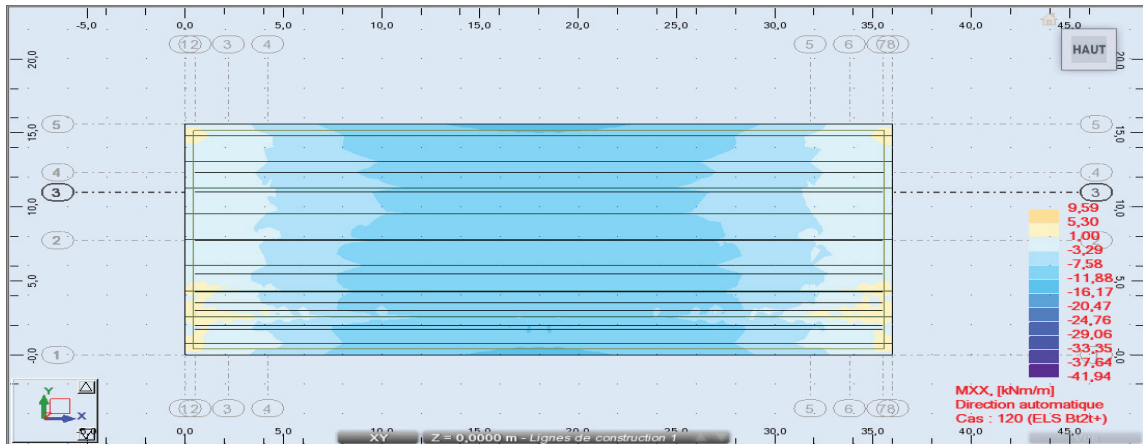


Figure E.1. Cartographie du moment max ( $M_{xx}$ ) sous combinaison G + B12t

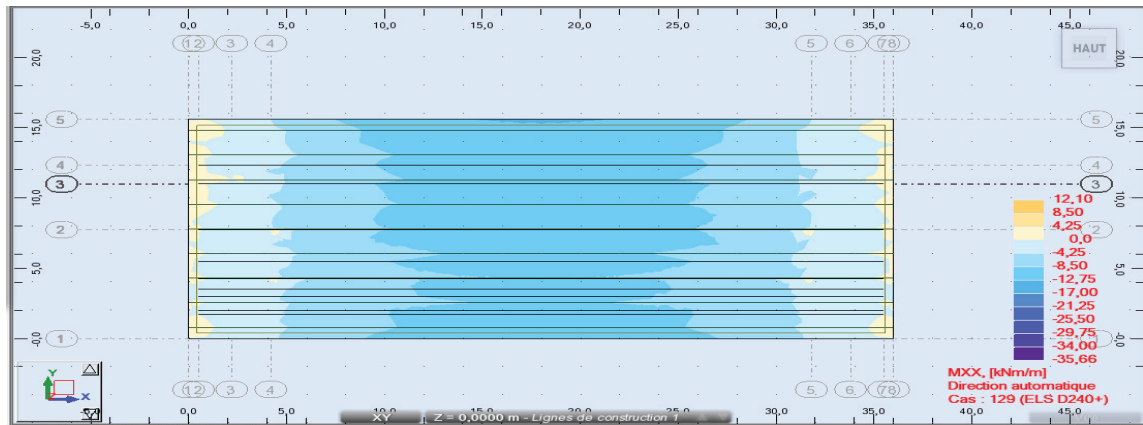


Figure E.2. Cartographie du moment max ( $M_{xx}$ ) sous combinaison G + D240

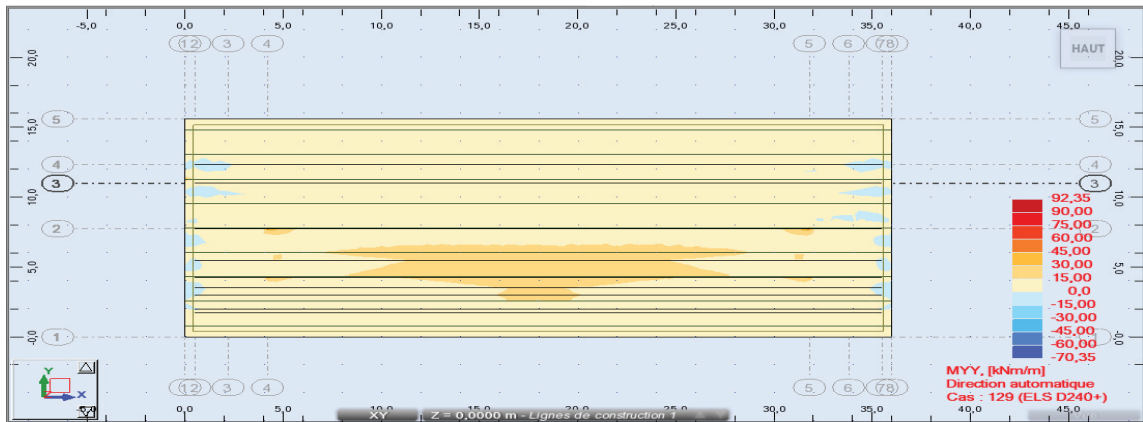


Figure E.3. Cartographie du moment max ( $M_{yy}$ ) sous combinaison G + D240

Le Guide AFPS 92 précise que, lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé. Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'E.L.U. On ne tiendra donc pas compte des efforts dans le tablier dus au séisme vertical.

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Le risque de soulèvement sous sollicitation dynamique est moins grave que sous sollicitation statique. S'il se présente, il convient de *guider le tablier* de sorte qu'il ne s'échappe pas de ses appuis. Il n'est en général pas nécessaire de prévoir un dispositif lourd anti-soulèvement pour les ouvrages courants.

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui  $R_i$  peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante [4.1] :

$$R_i = a b \mu L$$

où  $L$  est la longueur de la travée principale, et  $\mu$  est la masse linéique du tablier comprenant les équipements

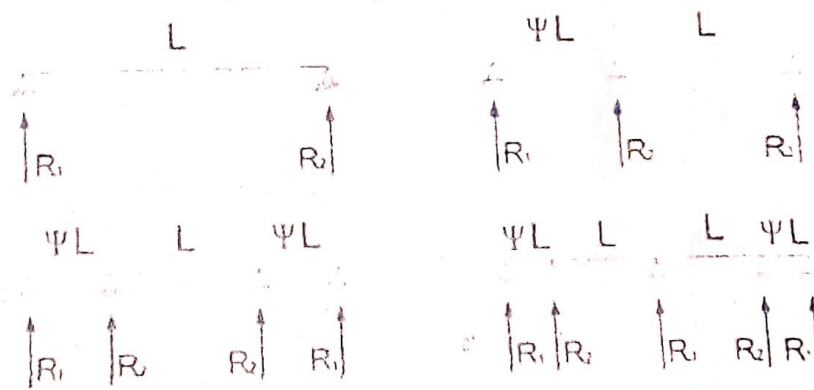


Figure 4-10 : Réactions d'appui pour différents types de pont

Le paramètre  $a$  caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet :

$$a = 0,7 a_s R_s$$

$a_s$  est l'accélération nominale ;  $R_s$  correspond au plateau du spectre élastique normalisé

Les valeurs de  $a$  sont données au Tableau 4-6 pour chaque site, pour chaque zone sismique et pour chaque classe d'ouvrage définis par le Guide AFPS 92.

Zone sismique	IA			IB			II			III		
	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètres

Le paramètre  $b$  quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage "normalisé" (travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ( $L=1$ ,  $\mu=1$ ,  $R(T)=1$  pour toute période  $T$ )). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées			3 travées			4 travées				
$b = 0,41$	$\Psi$	R	R	R	$\Psi$	R	R	$\Psi$	R	R	R
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre  $b$

#### Exemple :

Considérons un pont dalle à 3 travées situé en zone II et sur un site pouvant être classé S2. L'ouvrage est d'importance normale (classe C). Ses caractéristiques géométriques sont reportées à la Figure 4-11. Le rapport de travée vaut 0,6 et les réactions d'appui dues au séisme vertical valent :

$$R_1 = \frac{\pm 4,73}{a} \times \frac{0,24}{b} \times \frac{18750}{\mu} \times \frac{16,17}{l} = \pm 344 \text{ kN} \text{ et } R_2 = \pm 4,73 \times 0,48 \times 18750 \times 16,17 = \pm 680 \text{ kN}$$

On vérifie les appareils d'appui et les piles en cumulant ces valeurs avec les réactions d'appui sous charges permanentes et en les combinant avec les actions concomitantes du séisme horizontal. Il convient de prendre ces réactions d'appui vers le haut et vers le bas afin de tenir compte aussi bien du séisme vertical ascendant que du séisme vertical descendant.

$$\mu = 18750 \text{ kg/ml}$$

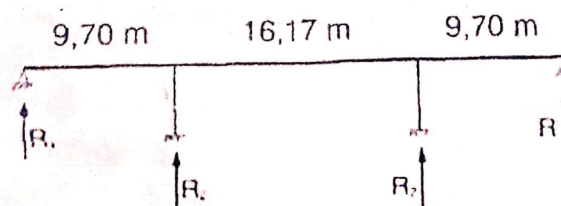


Figure 4-11 : Exemple d'ouvrage à 3 travées