

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT  
POUTRE EN BETON PRECONTRAIT

PK 12+412 AU PK 12+622

Présenté par :

- ✓ RASSOUL Ibtissem
- ✓ ALLALOU Rania

Encadré par :

ADJABI Hanane

Co- Encadré par :

Taki mohamed

Promotion 2018 /2019

# Table des matières

Chapitre I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Pont.....	2
I.2.1 Etude de réalisation d'un pont.....	2
I.3 Pont poutre en béton précontraint.....	6
I.3.1 Le béton précontraint.....	6
I.4 La précontrainte.....	6
I.4.1 Les avantages et les inconvénients des aciers actifs.....	6
I.5 Conclusion.....	11
Chapitre II. CONCEPTION DE TYPE DE PONT.....	12
II.1 Introduction.....	12
II.2 Présentation de projet.....	12
II.3 Données fondamentales préalables.....	12
II.3.1 Données administratives.....	12
II.3.2 Données naturelles.....	12
II.3.3 Données fonctionnelles.....	13
II.4 Choix de type de pont.....	15
II.4.1 Pont mixte acier béton.....	15
II.4.2 Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.....	18
II.4.3 Ponts à poutres en béton précontraint.....	21
II.4.4 Devis estimatif du cout.....	23
II.4.5 Analyses multicritères.....	24
II.5 Conclusion.....	24
Chapitre III. DESCRIPTION DE LA VARIANTE RETENUE.....	25
III.1 Introduction.....	25
III.2 Les différentes vues de la variante retenue.....	25
III.2.1 Vue en plan.....	25
III.2.2 Vue en élévation.....	25
III.2.3 Vue en travers.....	25
III.3 Caractéristiques géométriques des sections.....	26
Les caractéristiques géométriques de la section brute.....	26
Les caractéristiques géométriques de la section nette :.....	26
III.3.1 Les caractéristiques géométriques de la section mi- travée.....	27

III.3.2	Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire.....	29
III.3.3	Les caractéristiques géométriques de la poutre d'about.....	31
III.4	Caractéristique des matériaux.....	33
III.4.1	Caractéristique du béton.....	33
III.4.2	Caractéristique d'acier.....	34
III.5	Conclusion.....	35
Chapitre IV.	ETUDE DE TABLIER.....	36
IV.1	Introduction.....	36
IV.2	Évaluation des actions.....	36
IV.2.1	Les actions permanentes.....	36
IV.2.2	Les actions variables.....	38
IV.3	Répartitions des efforts :.....	42
IV.3.1	La répartition longitudinale.....	42
IV.3.2	La répartition transversale.....	47
IV.4	Modélisation du tablier par le logiciel ROBOT.....	51
IV.5	Conclusion.....	51
Chapitre V.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....	52
V.1	Introduction.....	52
V.2	Dimensionnement de l'effort de précontrainte.....	52
V.2.1	Introduction.....	52
V.2.2	Détermination de la précontrainte.....	52
V.2.3	Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections.....	57
V.2.4	Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte.....	57
V.3	Calcul justificatif des poutres.....	61
V.3.1	Justifications de la poutre à l'ELS.....	61
V.3.2	Justification de la poutre à l'ELU.....	62
V.3.3	Etude de la zone d'appui.....	66
V.4	Conclusion.....	68
Chapitre VI.	ETUDE DE L'HOURLDIS.....	69
VI.1	Introduction.....	69
VI.2	Ferraillage de l'hourdis.....	69
VI.2.1	Ferraillage transversale de l'hourdis.....	69
VI.3	Conclusion :.....	70
Chapitre VII.	LES DEFORMATIONS.....	71
VII.1	Introduction.....	71

VII.2	Calcul des flèches.....	71
VII.2.1	Flèche due aux poids propres.....	71
VII.2.2	Flèche due à la précontrainte.....	71
VII.2.3	Flèche due à la Construction.....	72
VII.2.4	Flèche due à la surcharge D240.....	72
VII.2.5	Flèche totale.....	72
VII.2.6	Flèche admissible.....	72
VII.3	Calcul des rotations :.....	72
VII.3.1	Rotation sous le poids propre.....	72
VII.3.2	Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte.....	72
VII.3.3	Rotation maximale sous la charge D240.....	73
VII.3.4	Rotation totale.....	73
VII.4	Calcul des déplacements.....	73
VII.4.1	Déplacement dû à une rotation d'appui.....	73
VII.4.2	Déplacement dû au retrait.....	73
VII.4.3	Déplacement dû au fluage.....	73
VII.4.4	Déplacement dû à la variation de température.....	73
VII.4.5	Déplacement totale :.....	73
VII.5	Conclusion.....	73
Chapitre VIII.	ETUDE D'APPAREIL D'APPUI ET JOINT DE CHAUSSEE.....	74
VIII.1	Etude d'appareil d'appui.....	74
VIII.1.1	Introduction.....	74
VIII.1.2	Dimensionnement d'appareil d'appui.....	74
VIII.1.3	Répartition des efforts longitudinales.....	74
VIII.1.4	Vérification des contraintes.....	75
VIII.1.5	Dimensionnement des frettes.....	76
VIII.1.6	Dé d'appui.....	77
VIII.1.7	Conclusion.....	77
VIII.2	Etude de joint de chaussée.....	78
VIII.2.1	Introduction.....	78
VIII.2.2	Déplacement dû aux variations linéaires.....	78
VIII.2.2.2	Déplacement dû au séisme.....	78
VIII.2.3	Conclusion.....	78
Chapitre IX.	ETUDE DE LA CULEE :.....	79
IX.1	Introduction :.....	79

IX.2	Prédimensionnement de la culée :	79
IX.2.1	Mur de garde grève.....	80
IX.2.2	Mur frontal.....	80
IX.2.3	Mur en retour.....	80
IX.2.4	La dalle de transition.....	80
IX.2.5	Corbeau :	80
IX.2.6	La semelle :	80
IX.2.7	Conclusion :	81
IX.3	Calcul des sollicitations agissantes sur la culée.....	81
IX.3.1	Détermination du coefficient de la poussée :	81
IX.3.2	Poussée due aux terres :	82
IX.3.3	Poussée due à la surcharge.....	82
IX.3.4	Les charges permanentes.....	82
IX.4	Etude et ferrailage de la culée.....	83
IX.4.1	Le mur garde grève :	83
IX.4.2	La dalle de transition.....	85
IX.4.3	Corbeau.....	86
IX.4.4	Mur frontal.....	87
IX.4.5	Mur en retour.....	91
IX.4.6	La semelle.....	95
IX.5	Conclusion.....	97
Chapitre X.	ETUDE DE LA PILE.....	98
X.1	Introduction.....	98
X.2	Prédimensionnement.....	98
X.2.1	Le chevêtre.....	98
X.2.2	Le voile.....	98
X.2.3	La semelle.....	99
X.3	Etude de la pile.....	99
X.3.1	Etude du chevêtre.....	99
X.3.2	Étude du voile.....	101
X.3.3	Etude de la semelle.....	105
X.4	Conclusion.....	106

## Introduction

Depuis les temps les plus reculés, les hommes ont toujours eu besoin, pour se déplacer, de franchir des obstacles, et de traverser des rivières. Au début par des simples passages à gué, en utilisant des pierres naturelles. Ensuite, le passage du temps et le développement des technologies modernes permettent à l'homme d'inventer des utiles de déplacement, parmi eux « le pont ». Finalement, la construction des ponts est devenue indispensable car l'essor économique d'un pays, aussi puissant soit-il, passe inéluctablement par la mise en place et l'amélioration continue des infrastructures d'une manière générale, et celles de transport plus particulièrement.

Par conséquent, on cherche toujours des techniques de plus novatrices, plus solides et plus imposants. Ce qui nous encourageons à choisir le sujet « conception et étude d'un pont poutre en béton précontraint » à fin d'obtenir le diplôme d'ingénieur en état, à l'école nationale des travaux publics.

Le sujet s'articule autour des chapitres suivants: le premier chapitre aide à faciliter l'élaboration des autres chapitres, avec une recherche bibliographique sur la relaxation des aciers ; le deuxième chapitre consiste à justifier le choix du type de pont « pont poutre en béton précontraint » ; le troisième chapitre définit les paramètres indispensables pour commencer l'étude et les derniers chapitres représentent l'étude de stabilité et la vérification de la sécurité des composantes du pont.

## Chapitre I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1 Introduction

« Pour alimenter une réflexion approfondie sur un sujet, il s'avère indispensable de prendre connaissance des faits et des opinions qui s'y rattachent. En d'autres termes, il s'agit d'acquérir et/ou de modifier des idées, au contact de celles des autres. La lecture est le moyen privilégié de communication de la pensée. Dans le cadre d'une recherche méthodique, se documenter équivaut donc à lire des concepts contenus dans des documents rédigés par d'autres ».

### I.2 Pont

La clé pour ouvrir une recherche est de poser des questions. Ce qu'il nous ramène à bien sélectionné le thème et choisir soigneusement ces derniers.

#### Qu'est-ce que c'est un pont ?

L'étymologie du mot pont est clairement identifiée. Ce mot est issu d'une racine indo-européenne \*pent- qui signifiait "voie de passage, chemin".

D'après *le dictionnaire de français Larousse* un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle.

D'après *le dictionnaire professionnel BTP* un pont est un ouvrage d'art permettant le passage des piétons, des animaux, des véhicules (routiers ou ferroviaires), des canaux et des équipements techniques, au-dessus d'un obstacle naturel ou artificiel, à une certaine hauteur. Sachant qu'un ouvrage d'art est une construction de grande envergure qu'elle fait appel à l'esthétique.

Mathématiquement parlant un pont est une trajectoire relie deux points sachant qu'une trajectoire est une fonction.

Au sens philosophique un pont est une solution qui consiste à conserver l'obstacle en passant au-dessus.

#### Pourquoi on construit un pont ?

Un pont est un prolongement d'une voie de circulation ce qu'implique les rôles suivants :

- ✓ Il assure la continuité d'une voie de circulation en franchissant un obstacle (le but).
- ✓ Il assure la circulation des personnes et des biens (au niveau économique).
- ✓ Il amène les gens à communiquer entre eux, favorise les échanges entre les gens et la culture (au niveau sociale). « Au sens figuré le mot pont signifie lien ».

#### I.2.1 Etude de réalisation d'un pont

##### Comment effectué une étude de réalisation d'un pont ?

Le terme construire signifie réaliser donc construire un pont revient à réaliser un projet. D'après le dictionnaire professionnel du BTP « projet est une définition complète d'un ouvrage à réaliser, se présente sous la forme d'un dossier avec pièces écrites et graphiques, éventuellement complété de maquettes ». On tire de la figure suivante les étapes d'élaborations d'un projet.

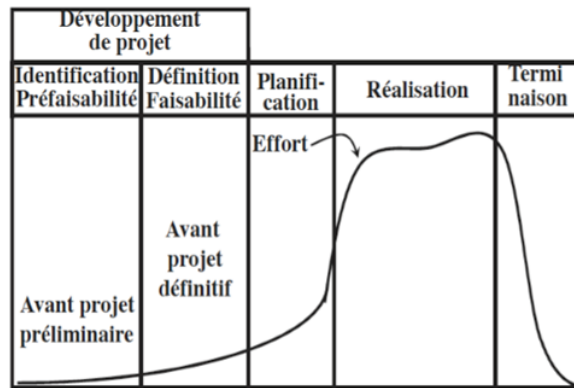


Figure1. Cycle de vie d'un projet.

Remarque : notre projet ne couvre pas l'étape de réalisation, exploitation et entretien.

### I.2.1.1 Détection de problème

La détection de problème revient à préciser quel type d'obstacle rencontre une voie de circulation. Il peut être un problème naturel (brèche, cours d'eau) ou un problème artificiel (route, voie ferrée, canal).

### I.2.1.2 Collecte des données

La collecte des données permet d'évaluer les résultats et de mieux anticiper les probabilités et les tendances à venir. Pour assurer l'intégrité d'une étude, la collecte des données doit avoir la précision et la rigueur.

D'après *le guide du projecteur ouvrage d'art*, on tire les données intervenantes dans l'étude d'un projet du pont.

- Les données administratives, destinées à définir le cadre administratif et réglementaire dans lequel se situe le projet, en particulier les délais et les contraintes de financement de l'opération.
- Les données fonctionnelles qui constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement. Elles intègrent les données d'exploitation, en service et en construction.
- Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influent directement sur sa conception.
- Les données d'environnement qui rassemblent les spécifications écologiques du site.
- Les données architecturales et paysagères qui mettent en évidence la qualité du site.
- Les données de gestion qui traduisent la sensibilité de l'ouvrage aux opérations de surveillance et d'entretien ou de réparation.

Remarque : on peut englober les données de gestion et architecturales dans les données fonctionnelles.

Voir : *Guide du projecteur ouvrage d'art (ponts courants)* Janvier 1999 - page 27.

### I.2.1.3 Développement du projet

Cette étape comprend : l'avant-projet préliminaire et l'avant-projet définitif. A l'étape d'avant-projet préliminaire différentes alternatives peuvent être étudiées selon la complexité de l'ouvrage et des contraintes imposées « on fait à cette étape une estimation préliminaire des coûts ». Dès que le concept final choisi à l'étape préliminaire, on passe au dimensionnement du projet final (avant-projet définitif).

Voir : *Conception et évaluation des ponts* CIV6511 7ème édition septembre 2005- page58.

Au développement du projet, on rencontre un problème de choix. Sachant qu'il y a plusieurs types. D'abord, on définit les composantes du pont : Un pont est constitué d'un tablier (structure sur laquelle repose la voie de circulation et se fait le déplacement) et appuis (les éléments qui supportent le tablier et qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au sol à travers ses fondations). On distingue 02 types d'appuis : les culées sont des appuis de rive de tablier (appuis extrêmes) et les piles (appuis intermédiaires) sachant qu'un appui est constitué de : fondation, fut et chevêtre.

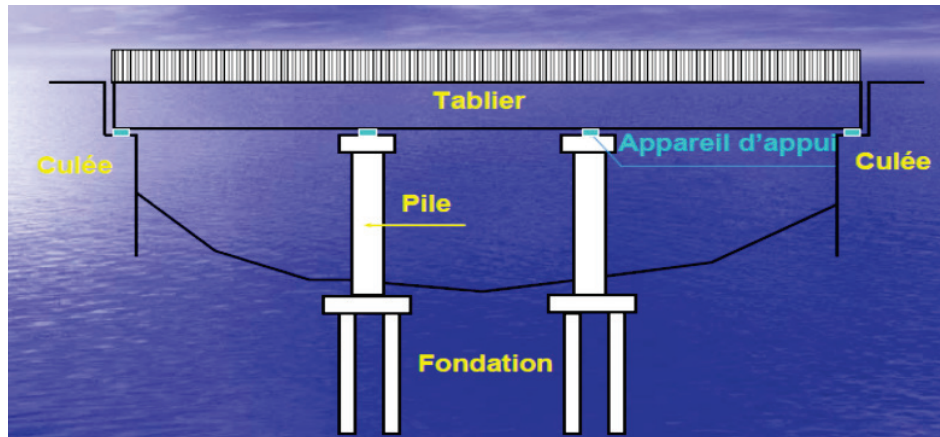


Figure2. Les différentes composantes du pont.

Afin d'assurer en particulier le fonctionnement de la structure, la pérennité de cette dernière et la sécurité des usagers. On désigne un ensemble des dispositifs très divers (**les équipements**).

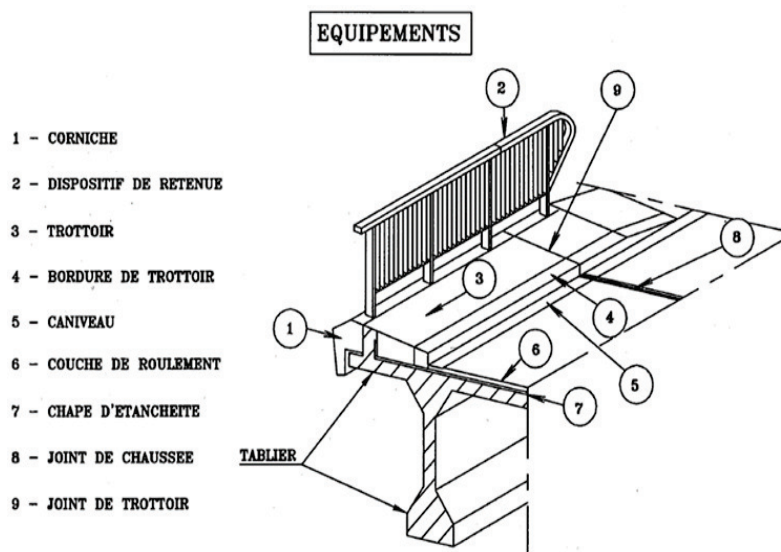


Figure3. Les équipements

Après on cite les critères de classifications des ponts : On commence par les matériaux constitutifs soit **l'acier, béton armé ; béton précontraint, maçonnerie ou bois.**

Ensuite, on précise la voie portée car la fonction du pont est liée à la fonction de la voie de communication portée soit pont route (une route), passerelle (une voie piétonne), pont-rail (une voie ferrée), pont-canal (un canal) et aqueduc (eau d'adduction).

Il existe 03 mode de fonction mécanique (**compression, traction et flexion**), qui donne naissance à 5 types de pont : **pont en arc, pont à voûtes, pont à poutre, pont suspendu et pont hauban.**

On peut aussi classer les ponts selon la nature soit **fixe, mobile, provisoire ou bâti/habité.**

On rencontre des ouvrages non courants et des ouvrages courants, on peut les distinguer selon la taille du pont.

Pour les ouvrages qui franchie une voie, selon la position : on a un **passage supérieur (PS)** ou un **passage inférieur (PI)**. Cependant pour les ouvrage franchie une brèche on les distingue selon le nom d'oued.

Finalement le mode de construction de l'ouvrage joue un rôle très important dans la classification, il peut varier : un pont construit sur **cintre**, un pont construit par pose des poutre préfabriquées, un pont poussé, un pont construit par **encorbellement** ou un pont au cours d'eau. Ce dernier influe la fonction mécanique de l'ouvrage (**isostatique** ou **hyperstatique**).

#### **I.2.1.4 Planification et conception**

Vue la variété de la classification, on obtient une variété de choix. Tous cela nous ramené à introduire une autre notion « la conception ». Cette dernière reflète le génie d'un ingénieur. Au sens littéraire, la conception est un processus de création. D'après Jean-Armand CALGARO « *La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique est économique de l'ouvrage* ».

##### **I.2.1.4.1 Méthodes de la conception**

Il existe suffisamment des preuves que les méthodes de conception sont changées en fonction de la pratique de construction des ponts et de ses problèmes fondamentaux. Par conséquent, la méthode appliquée de conception est principalement déterminée par des méthodes empiriques. A l'aide de ces dernières, on peut déterminer les valeurs exactes des paramètres et leur qualité index c-à-d traduire le problème en équations mathématiques, ce qui revient à la recherche d'une limite de fonction. Tiré de livre **BRIDGE ENGINEERING HAND BOOK**.

##### **I.2.1.4.2 Les étapes de la conception**

La conception concerne surtout le tablier, sa structure, ses équipements, mais aussi les appuis et les fondations. Or ces trois parties de l'ouvrage sont intimement liées et dépendantes. Cette conception peut s'effectuer selon une démarche en trois étapes, chacune d'elles étant suivie d'un tri en intégrant successivement un grand nombre de paramètres de dimensionnement.

Voir : **Bétons et Ouvrages d'art tome1.**

### **I.3 Pont poutre en béton précontraint**

Selon les critères de classifications un pont poutre en béton précontraint est un pont dont la structure porteuse poutre résiste à la flexion, est réalisée en béton précontraint. Son mode de construction est par pose des poutres préfabriquées qui implique une fonction mécanique isostatique.

#### **I.3.1 Le béton précontraint**

Les ponts à poutres ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts.

« Le béton précontraint est soumis préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé ». Tiré de livre *le béton précontraint aux états limites ultimes*.

D'après E. FREYSSINET « *A aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé améliorer. Il n'a avec le béton armé aucune frontière commune* ». D'après Y. GHYON « *Dans la poutre en béton précontraint, l'acier n'est pas une armature, c'est une force* ».

Le but de la préfabrication du béton précontraint est d'éviter les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers et le béton tendu inutiles.

### **I.4 La précontrainte**

L'étymologie du mot « précontraint » créée par E. FREYSSINET signifie contraint avant. La précontrainte est obtenue par la mise en tension des aciers à haute résistance et le béton. Son objectif est de reprendre le poids propre de béton par l'utilisation des aciers actifs.

#### **I.4.1 Les avantages et les inconvénients des aciers actifs**

L'économie du béton précontraint conduit à utiliser des aciers à haute capacité. Ils ayant une limite élastique de 1 800 MPa sont couramment utilisés. Mais les aciers fortement tendus sont très sensibles à la corrosion sous contrainte et à la température. On remarque aussi un relâchement de tension des aciers, ce phénomène est nommé relaxation des aciers.

##### **I.4.1.1 La relaxation d'acier**

###### **I.4.1.1.1 Introduction**

L'étymologie du mot « relaxation » (relaxation : latin) signifie « relâchement ». La relaxation est une propriété de matériau de l'acier de précontrainte et agit de manière inverse au fluage du béton. Le terme relaxation décrit la réduction de la contrainte existante appliquée à une déformation de matériau.

###### **I.4.1.1.2 Essai de relaxation des contraintes dans le béton précontraint (1948)**

D'après l'étude de monsieur « Guy Dawance, Ingénieur Arts et Métiers. Chef de Service aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris ».

###### **I.4.1.1.2.1 Introduction**

En analysant le comportement de poutres en béton précontraint on se rend compte que le taux de précontrainte du béton diminue d'une manière appréciable dans le temps. Cette variation du taux de précontrainte est due à de nombreux effets. Parmi ceux-ci : il y a la relaxation des aciers.

#### I.4.1.1.2.2 La démarche de l'essai

L'essai consiste à mesurer la diminution de précontrainte des aciers par une méthode vibratoire. Les fils d'acier servant à donner la précontrainte sont tendus sur un bâti et viennent prendre appui sur des prismes de béton qui sont ainsi mis en compression. On mesure leur fréquence de vibration transversale au moyen d'un poste d'écoute pour témoins sonores. Pour que la fréquence soit directement mesurable avec cet appareil on oblige le fil à vibrer sur l'harmonique. On obtient ainsi une mesure de la contrainte du fil d'une bonne précision.

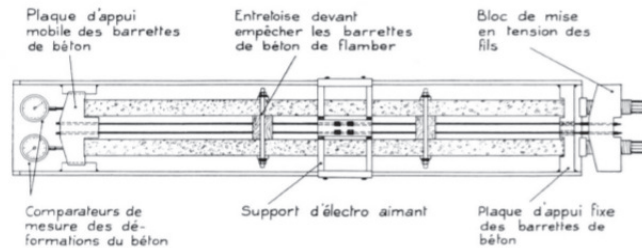


Fig. 1. Schéma du bâti.

Figure4. Schéma du bâti

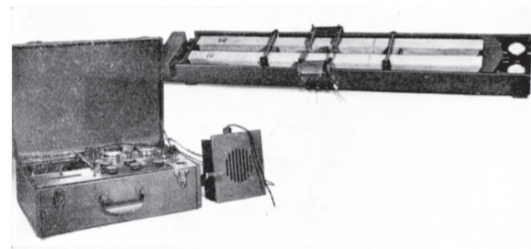


Figure5. Photographie d'un bâti avec l'appareil Coyne

Remarque : Appareil Coyne est un appareil de photographie de monsieur Michael Coyne.

#### I.4.1.1.2.3 Programme d'essai

La contrainte initiale dans les aciers a été fixée aux environs de 100kg/mm<sup>2</sup>. On a fixé le taux de précontrainte initial du béton aux valeurs suivantes 168 kg/cm<sup>2</sup> ; 130 ; 100 et 80kg/cm<sup>2</sup> en faisant varier le rapport section acier sur section béton.

Voir : Annales L.T.B.T.P., Essai et Mesures, n°3, Février 1948.

On a effectué les mises en tension à trois âges différents du béton : 7 jours et, approximativement, 3 mois et 1 an.

#### Caractéristiques mécaniques des aciers

Deux livraisons différentes de fils ont été utilisées lors de ces essais. Les diagrammes de traction sont reproduits sur les figures 6 et 7. VOIR L'ANNEXE 1

#### Les caractéristiques moyennes :

Tableau1. Les caractéristiques moyennes de fil d'acier. (Fait par Guy Dawance )

	Limite élastique	Rupture	Allongement
Essais à 7 jours et 3 mois	0,2% 118 kg/mm <sup>2</sup>	152 kg/mm <sup>2</sup>	7%
Essai à 1 année	102 kg/mm <sup>2</sup>	143 kg/mm <sup>2</sup>	7.5%

La précontrainte initiale 100 kg/mm<sup>2</sup> se situait donc légèrement au-dessous de la limite élastique conventionnelle.

#### I.4.1.1.2.4 Résultats d'essai

Les figures 8, 9, 10, 11, 12 donnent les résultats de l'ensemble des mesures sur les fils. En ordonnées les chutes de contraintes exprimées en  $\text{kg}/\text{mm}^2$ , en abscisses le temps, en coordonnées logarithmiques (temps 0 à la mise en charge). Ce mode de représentation a été choisi car il permet d'obtenir des courbes ne variant pas brusquement. La représentation normale donnant des courbes où les premières mesures sont illisibles (fig. 10). Les bâtis d'essais ont été conservés dans les sous-sols des laboratoires à l'abri de trop fortes variations de température et d'hygrométrie (humidités).

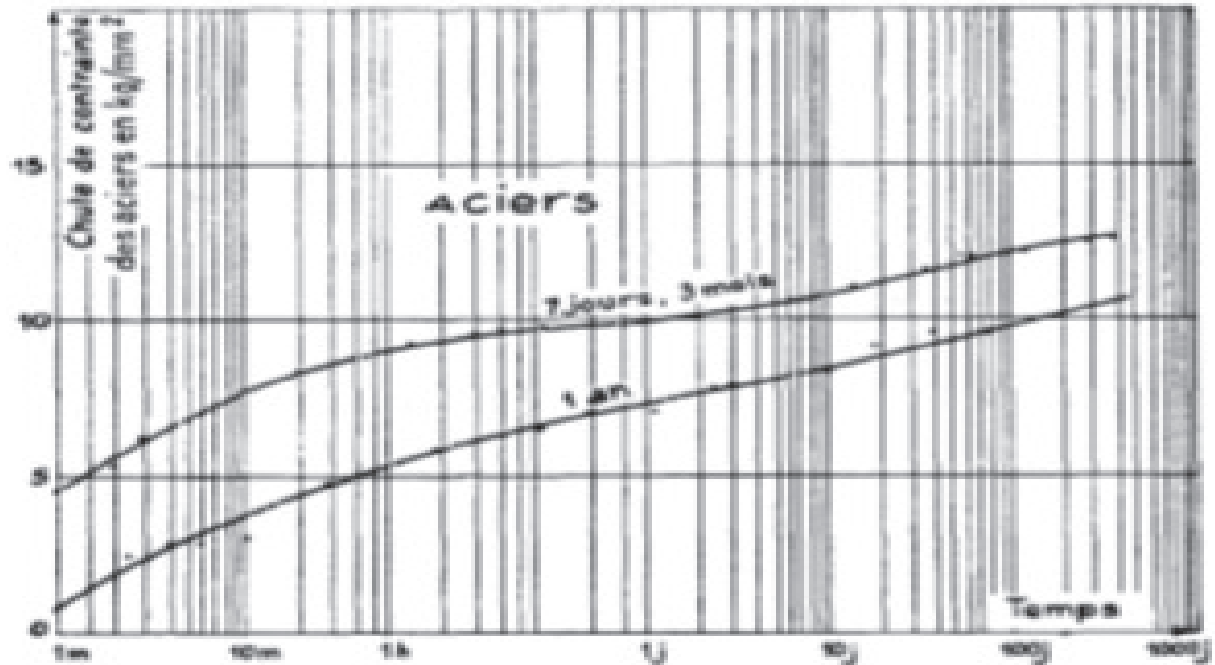


Figure 8. Diagramme de relaxation acier béton sous contrainte initiale des aciers  $100 \text{ kg}/\text{mm}^2$ . Coordonnées semi-logarithmiques. (Fait par Guy Dawance)

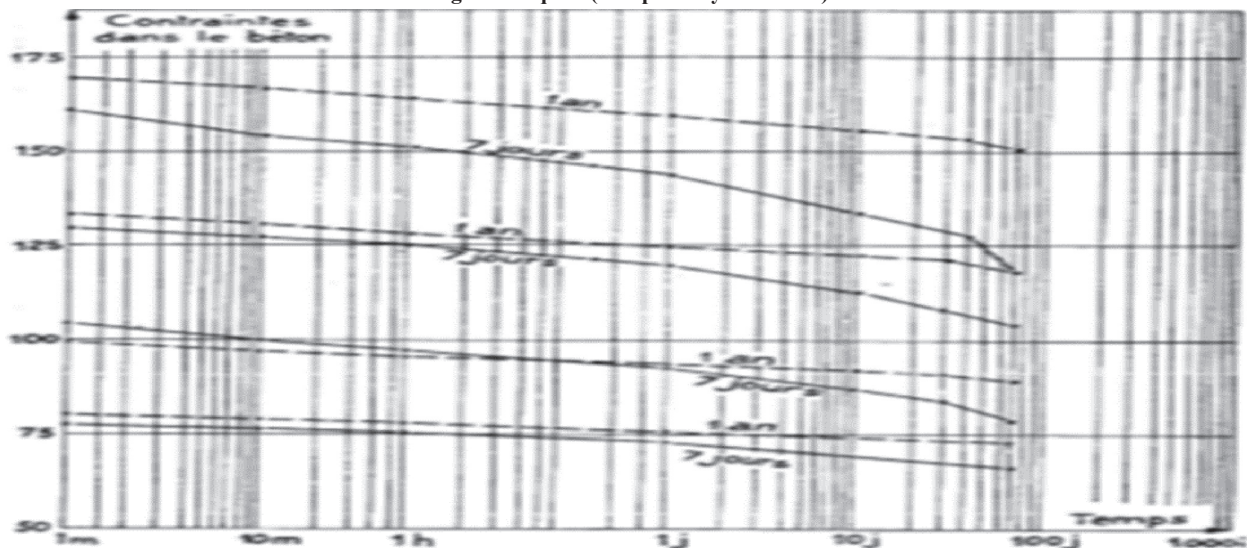


Figure 9. Ensemble des diagrammes contrainte-temps (coordonnée logarithmiques) essai 7 jours et 1 an. (Fait par Guy Dawance)

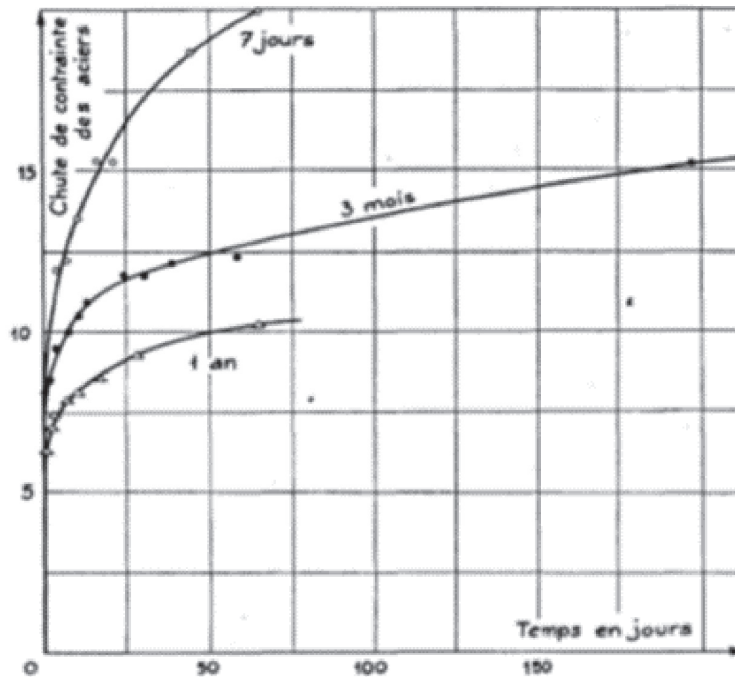


Figure 10. Diagramme de relaxation Acier Béton. Contrainte initiale des aciers 100 kg/mm<sup>2</sup>. Contrainte initiale du béton 80 kg/cm<sup>2</sup>. Coordonnées linéaires. (Fait par Guy Dawance )  
 les autres figures sont affichés en ANNEXE 1.

Remarque : les déformations du béton sont mesurées directement sur les bâtis.

#### I.4.1.1.2.5 Analyse des résultats

Les pertes de précontrainte dues au béton deviennent importantes à partir de 1 ou 2 jours, pour du béton de 7 jours d'âge, 10 à 100 jours pour le béton de 3 mois d'âge et restent très faibles pour le béton chargé à 1 année.

La combinaison des différentes courbes traduites en chute de contrainte des aciers permet l'établissement de diagrammes de relaxation assez semblables.

Le phénomène dus aux aciers a une influence sensible sur les déformations globales du béton. Il est prépondérant pendant les premiers jours de mise en charge. Sur les échantillons d'acier étudiés la relaxation, au cours du 1er jour, est 2 à 4 fois la relaxation obtenue pendant les 300 jours suivants.

La relaxation peut être expliquée grâce à l'effet Bauschinger. En effet, nous savons qu'une fois dépasse la limite élastique d'un acier dans une direction (traction par exemple), la limite élastique et la forme du diagramme de compression sont changés, des déformations non proportionnelles apparaissant dès les faibles charges.

L'effet Bauschinger (qui doit son nom au physicien Johann Bauschinger) est l'altération anisotrope de la limite d'élasticité d'un métal. Il fait référence à une propriété de matériaux dans laquelle les caractéristiques de contrainte / déformation du matériau changent en raison de la répartition microscopique des contraintes du matériau.

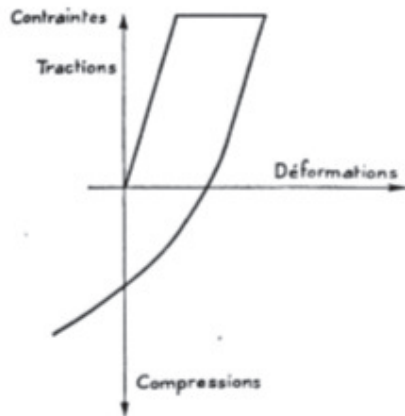


Figure 14. Déformation du béton en fonction du temps (Fait par Guy Dawance)

#### I.4.1.1.2.6 Conclusion de l'essai

La relaxation est une cause de la perte de précontrainte. Elle augmente dans le temps en fonction de (la nature d'acier, l'intensité de contrainte et la température ambiante).

#### I.4.1.1.3 Pertes par relaxation selon EN 1992-1-1

Le comportement en relaxation de l'acier de précontrainte est déterminé selon les spécifications d'EN 15630 pour une température permanente de 20°C. Quant au comportement en relaxation dépendant du temps et des contraintes, les aciers de précontrainte sont répartis en différentes classes. La mesure dans laquelle les pertes de contrainte par relaxation dans le calcul du béton précontraint doivent être appliquées dépend de la norme de calcul valide du pays concerné.

Il est possible qu'un acier de précontrainte d'un fabricant soit calculé avec des pertes par relaxation différentes en Allemagne, Autriche et Suisse. **L'Eurocode 2** classe les aciers de précontrainte en trois classes de relaxation :

Tableau 2. Les classes des aciers de précontrainte

Classe 1	Classe 2	Classe 3
Fil ou <b>toron</b> – relaxation normale	Fil ou toron – basse relaxation	<b>Barres laminées</b> à chaud, ayant subi un traitement complémentaire

Les approches de calcul sont précisées dans le chapitre 3.3.2 d'EN 1992-1-1 [1]. Celles-ci permettent de déterminer les pertes de l'acier de précontraint relatives à la relaxation et dépendantes du temps suivant la précontrainte et à partir de la contrainte appliquée dans l'acier de précontrainte et de la valeur de référence  $\rho_{1000}$ . La valeur de référence  $\rho_{1000}$  définit les pertes de relaxation après 1 000 heures de traction à une température moyenne de 20°C et pour une précontrainte de  $0,7 \cdot f_p$ .  $f_p$  est ici la résistance déterminée de l'acier de précontrainte. Les valeurs de référence  $\rho_{1000}$  à appliquer doivent soit être tirées du rapport de test de l'acier de précontrainte utilisé soit être estimés avec les valeurs précisées dans l'Eurocode. La Figure 02 affiche la répartition graphique des pertes par relaxation selon EN 1992-1-1, Section 3.3.2 pour trois classes possibles de relaxation à une précontrainte de  $0,7 \cdot f_{pk}$ .

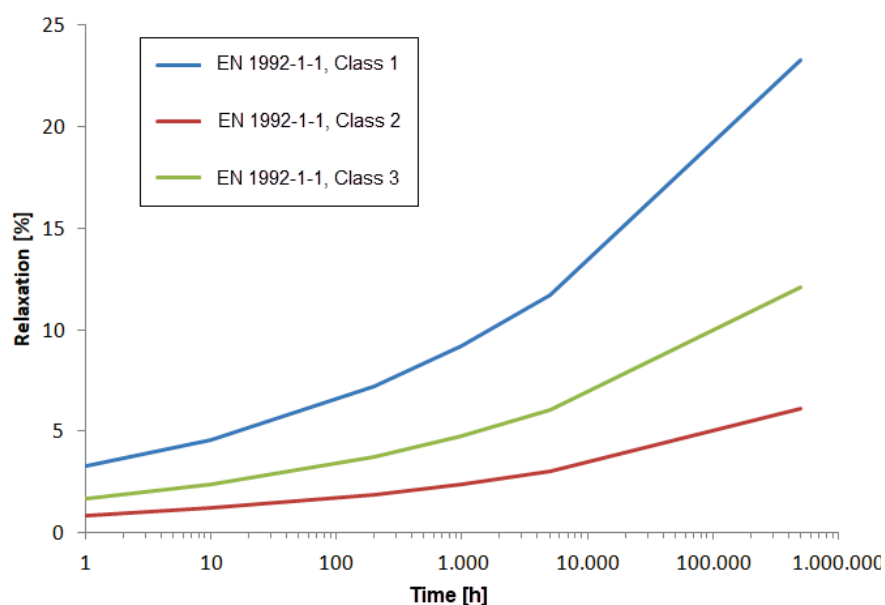


Figure 15. Pertes de relaxation pour  $0,7 \cdot f_{pk}$  selon EN 1992-1-1

#### I.4.1.2 Conclusion

Les pertes de l'acier de précontrainte sont déterminés après 1000 heures (42 jours). Parmi les résultats des essais de Guy Dawance, on a des résultats tirés après 1 mois, ce qui permet de faire la comparaison.

#### I.5 Conclusion

Le projet de pont est un projet complexe, qui nécessite la connaissance de plusieurs.

Le pont poutre en béton précontraint est un type standard est classique.

Le précontraint est un nouveau matériau, qui nécessite des recherches.

La norme EN 1992-1-1 confirme que le comportement des aciers en relaxation dépend de la nature d'acier, l'intensité de contrainte et la température ambiante.

## Chapitre II. CONCEPTION DE TYPE DE PONT

### II.1 Introduction

« L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur prédimensionnement et leur sujétion d'exécution et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solution à la fois économique et originales » Jean-Armand CALGARO.

### II.2 Présentation de projet

Dans notre cas la voie express entre Tenes et Tissemsilt rencontre un problème naturel (Oued Bou Laadam), situé en rase campagne. VOIR PIÈCES GRAPHIQUES.

<p style="text-align: center;">ETUDE DE LA LIAISON AUTOROUTIERE          RELIANT LE PORT DE TENES A TISSEMSILT SUR 220 KM          LOT N°1 PORT TENES A CHLEF          SECTIONS ( 0 – 1 ET 2 ) PORT DE TENES – BOUZGHAIA (DU PK:0+000 AU PK:23+000          AVANT PROJET DETAILLE          DU PK:12+000 AU PK:13+000</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Figure 1. Nom du projet.

### II.3 Données fondamentales préalables

#### II.3.1 Données administratives

Elles sont définies dans le cahier de charges.

#### II.3.2 Données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur chargé d'un projet est plus qu'une simple formalité. C'est une étape essentielle de cette étude. On oblige les rapports suivants :

##### II.3.2.1 Rapport Topographie

Il convient de disposer d'un relevé topographique aussi précis que possible, avec l'indication de repères de niveau. La vue en plan du site doit indiquer les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations de chantier, les stockages, etc. L'indisponibilités de ce rapport n'a pas posé un problème puisque l'**implantation** est fixée par le projet routier qui l'englobe.

##### II.3.2.2 Rapport Hydraulique

Il est indispensable d'en connaître parfaitement le régime : fréquence et importance des **crues**, **débit** solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles et la hauteur d'**affouillement** potentielle aux voisinages des appuis. Donc la disposition de rapport hydraulique, nous permettons d'implanter les appuis.

Tableau1. Données hydrauliques

Débit des crues (m <sup>3</sup> /s)	Débit capable (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)
20.695	24.537	4.5139

##### II.3.2.3 Rapport Géotechnique

La reconnaissance géotechnique doit être menée de pair avec l'élaboration de l'avant-projet, par étapes successives : à partir d'une carte géologique, un premier choix du type d'ouvrage peut être effectué a priori : cette première orientation permet de localiser les **sondages** qui feront l'objet de la reconnaissance normales. Les sondages comprennent des **carottages** avec prélèvement d'échantillons intacts.

Les résultats de la reconnaissance sont interprétés par un expert en mécanique des sols, qui recommande un mode de fondation. Dans notre cas, on a un mode de fondation profond avec l'utilisation des pieux.

Au niveau du sol de fondation, une attention particulière doit être apportée aux accidents tels que **failles**. Il faut noter que la précision requise pour l'analyse du terrain de fondation crée un obstacle à la présentation des variantes car elle influe sur la localisation des appuis.

**Tableau2. Données géotechniques.**

OA	PK	N° PS	Longueur de pieux (m)	Type de fondation	Q ELS (KN)	Q ELU (KN)	Q ELA (KN)
OA12/01	PK 12+412 AU PK 12+622	PS 70	-20	Profond	3966.16	6562.23	7655.94

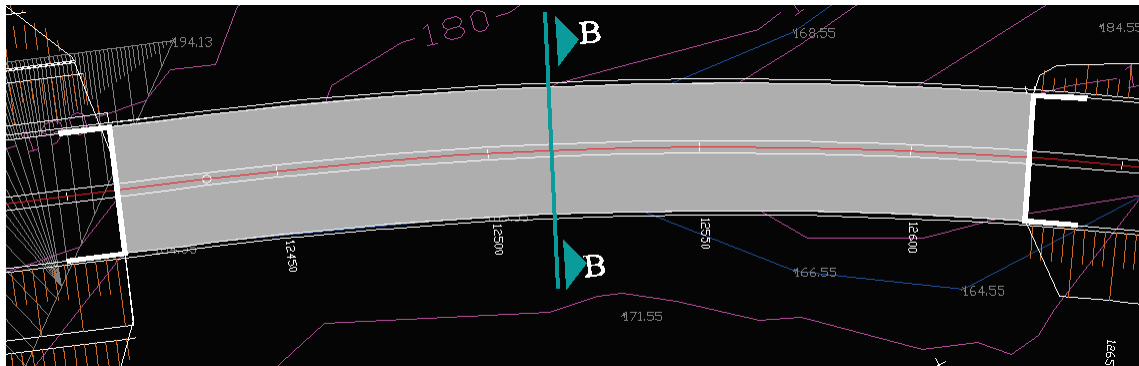
### II.3.2.4 Rapport climatique

En vertu de la situation géographique de wilaya sur la côte méditerranéenne, on adopte la variation de température uniforme conformément au RCPR.

### II.3.3 Données fonctionnelles

Afin de rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude.

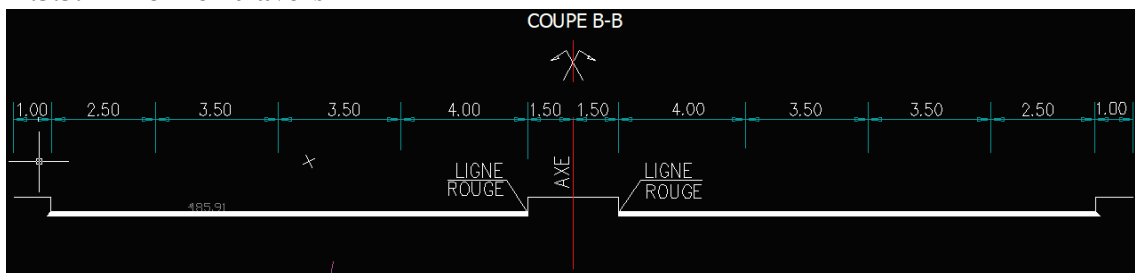
#### II.3.3.1 Tracé en plan



**Figure 2. Tracé en plan.**

L'ouvrage présente une courbe de  $R=1000m$  est  $L=210m$ .

#### II.3.3.2 Profil en travers

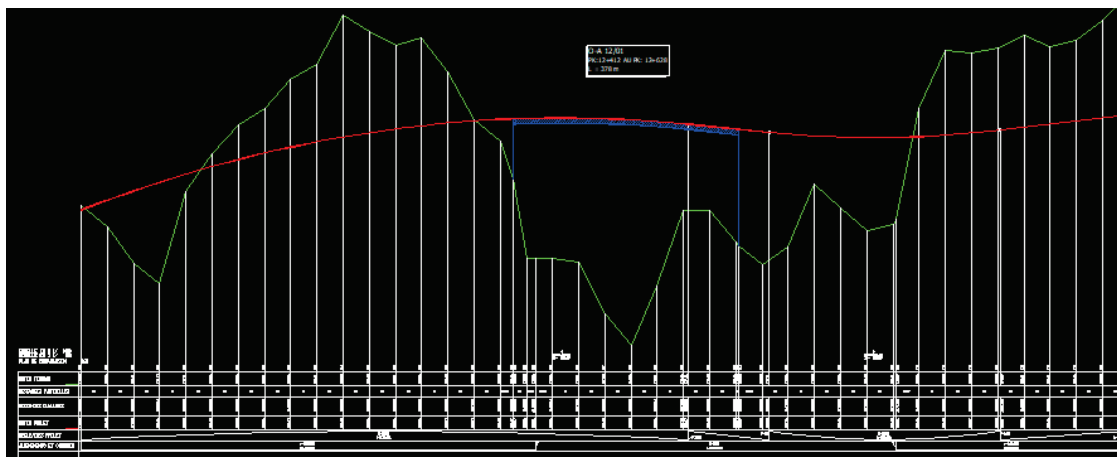


**Figure 3. Profil en travers.**

En tire les résultats suivants :

**Tableau3. Les largeurs de la chaussée.**

Largeur roulable	Largeur utile	Largeur de trottoir	Nombre de voies de circulation
13.5	15.5	1m	4



### II.3.3.3 Profil en long

Figure 4. Profil en long.

Le profil présente une courbure de  $R=120000m$ . La portée de notre ouvrage est 216m. La pente longitudinale est de 2.5%. La rampe longitudinale est de 2.5%. Nous remarquerons aussi des grandes hauteurs des remblais.

### II.3.3.4 Charges d'exploitations, normale et exceptionnelles

#### HYPOTHESE DE CALCUL

SURCHARGE A , B SELON FASCICULE N°61

TITRE II  
CONVOI EXCEPT D 240 t / SUR UN IMPACT

18.60 x 3.20

CHARGE MILITAIRE M.C 120 / SUR DEUX

IMPACTS 2 (1.00 x 6.10 )

RPOA 2008

Figure 5. Hypothèse de calcul.

#### II.3.3.4.1 Données sismiques

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Chlef, elle est classée par le règlement parasismique Algérien (RPOA2008) en Zone III (Sismicité très élevée), groupe 2 (pont important).

**Figure 6. Coefficients d'accélération de zone A.**

Les coefficients sismiques horizontales et verticales sont :

$$K_h = A = 0.3$$

$$K_v = 0.3 \times K_h = 0.09$$

**Remarque** : le rapport climatique et l'étude d'impact d'environnement n'ont pas été disposés.

## II.4 Choix pont

« Ne me dites problème est n'est pas serais pas un Moréachal Foch.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	Ila	Iib	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

de type de

pas que ce difficile. S'il difficile, ce ne problème »

La problématique de choix est un problème difficile, c'est la recherche de la solution optimales sachant que dans le domaine des ouvrages d'art la solution n'est pas unique. Dans notre cas le choix du type d'ouvrage a déjà été amené : pont poutre en béton précontrainte par post tentions. Nous proposons d'autre variantes envisager pour analyser ce choix.

D'après les critères de choix, nous procédons la démarche suivante :

En fonction des protées des travées principales, de la géométrie de la brèche ou du tracé de l'ouvrage (dans notre cas la longueur est estimée 210 m), certains types de structure ou certaines méthodes de construction peuvent être privilégiées.

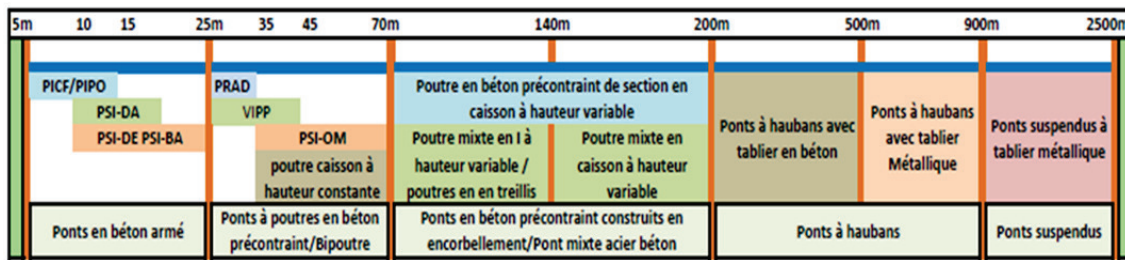


Figure 7. Domaines privilégiés d'emploi.

Sur cette base nous avons les variantes suivantes :

- ✓ Pont mixte acier béton.
- ✓ Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
- ✓ Ponts à poutres en béton précontraint.

### I.1.1 Pont mixte acier béton

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structuraux en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

On a trois types de ponts mixtes. Selon la longueur du pont.

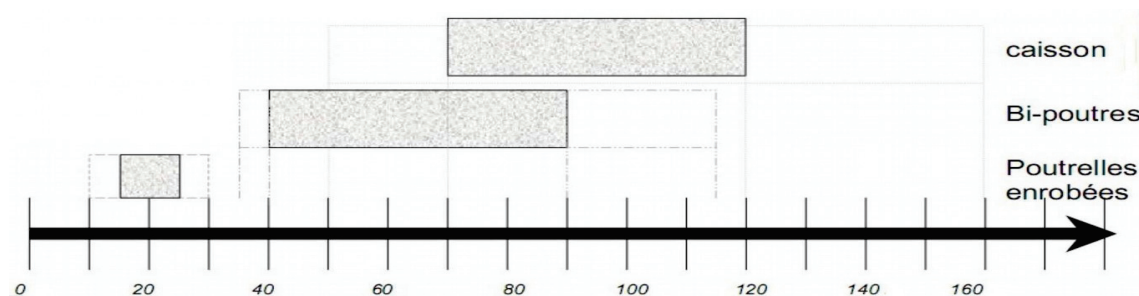


Figure 8. Les types des ponts mixtes selon la portée

### II.4.1.1 Morphologie générale

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle (de couverture) en béton, connectée à 2 poutres métalliques, de manière à former un ensemble monolithique. Il peut être à travées indépendantes ou continues.

### II.4.1.2 Implantation d'appui

D'après le rapport hydraulique, géotechnique et selon l'article [1.1.3] du *Guide de conception « Ponts mixtes acier-béton bipoutres »*, on se retrouve dans le cas du franchissement d'une brèche par un ouvrage à trois travées dont la longueur totale de l'ouvrage est figée, donc la solution serait un viaduc à trois travées continues, deux travées de rives de 50 m, et une travée centrale de 70 m.

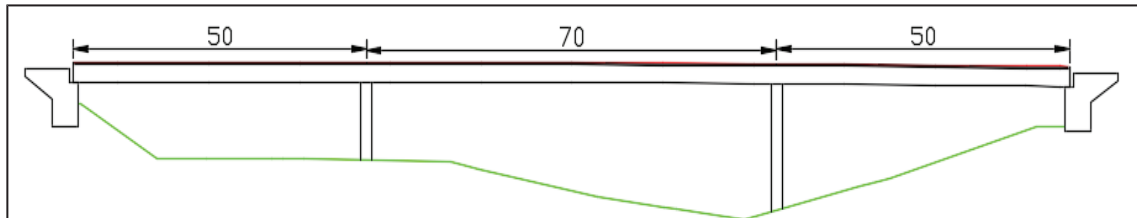


Figure 9. Coupe longitudinale de la variante pont mixte acier béton.

### I.1.1.1 Prédimensionnement de la section transversale

#### II.4.1.2.1 Elancement

Selon l'article [1.1.3] du *Guide de conception « Ponts mixtes acier-béton bipoutres »*, l'élancement économique serait égal à  $1/28$  de la portée principale pour des travées continue avec hauteur constante.

#### II.4.1.2.2 Epaisseur de la dalle

Vue que la largeur de tablier est égale à 15.5 m, on tire selon le titre [I.2.1] du *Guide de conception « Ponts mixtes acier-béton bipoutres »*. L'utilisation des pièces de pont placés chaque 4 m. avec une épaisseur de tablier de 25 cm, l'entraxe entre les poutres principales :  $b=8m$ . La distance entre l'axe de la poutre principale et l'extrémité de tablier est 3,5m, on remarque qu'elle est supérieure de 2,5m, donc il faut ajouter des consoles sur les deux côtés pour assurer le bon fonctionnement de notre viaduc.

#### II.4.1.2.3 Poutre principale

Les normes utilisées pour le pré dimensionnement de la poutre principale sont déterminé selon l'article [III.2.2] du Guide de conception « Ponts mixtes acier-béton bipoutres ».

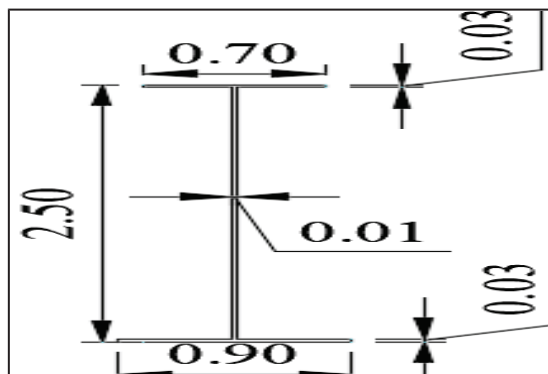
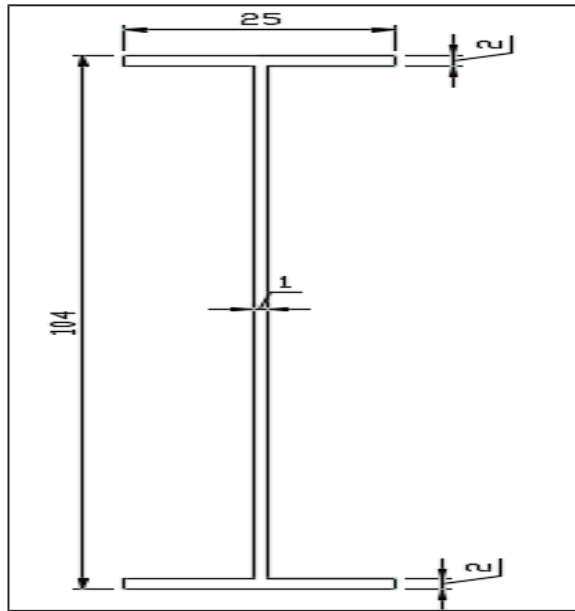


Figure 10. La section transversale de la poutre principale

Tableau4. Prédimensionnement de la poutre principales.

Les semelles	Puisque la portée principale égale à 70m.	
	$: 70 < 70 < 85 \rightarrow \begin{cases} bs = 700 \text{ mm} \\ bi = 900 \text{ mm} \end{cases}$	$\begin{cases} \frac{bs}{30} \leq 30 \rightarrow ts = 25 \text{ mm} \\ \frac{bi}{30} \leq 30 \rightarrow ti = 30 \text{ mm} \end{cases}$
L'âme	Elancement économique égale à	
	$: \frac{L}{28} = \frac{70}{28} = 2,5 \text{ m} \quad hw = 2.5 \text{ m}$	$\begin{cases} tw \geq 0,005 hw = 0.0125 \\ tw \geq 12 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow tw =$
	13 mm	

**II.4.1.2.4 Pièce de**  
Selon l'article  
*conception «*  
*béton bipoutres* ».



**pont**  
[III.3] *du Guide de*  
*Ponts mixtes acier-*

Figure 11. La section transversale de pièce de pont.

Tableau5. Prédimensionnement de la pièce du pont

Espacemen t	4m
L'âme	L'épaisseur : de 10 à 12 mm → ea= 12 mm La hauteur : ha = 1000 mm
Membrure	La largeur : de 220 à 300 mm → bm = 250mm L'épaisseur : environ 20 mm → em= 20 mm

**II.4.1.2.5 Consoles**

Tableau6. Prédimensionnement des consoles.

L'âme	L'épaisseur : ea= 12 mm	La hauteur : ha= 1000 mm
-------	-------------------------	--------------------------

L'âme	L'épaisseur : $ea = 12 \text{ mm}$	La hauteur : $ha = 300 \text{ mm}$
Membrur e	La largeur : $bm = 250 \text{ mm}$	L'épaisseur : $em = 20 \text{ mm}$
Membrur e	La largeur : $bm = 250 \text{ mm}$	L'épaisseur : $em = 20 \text{ mm}$

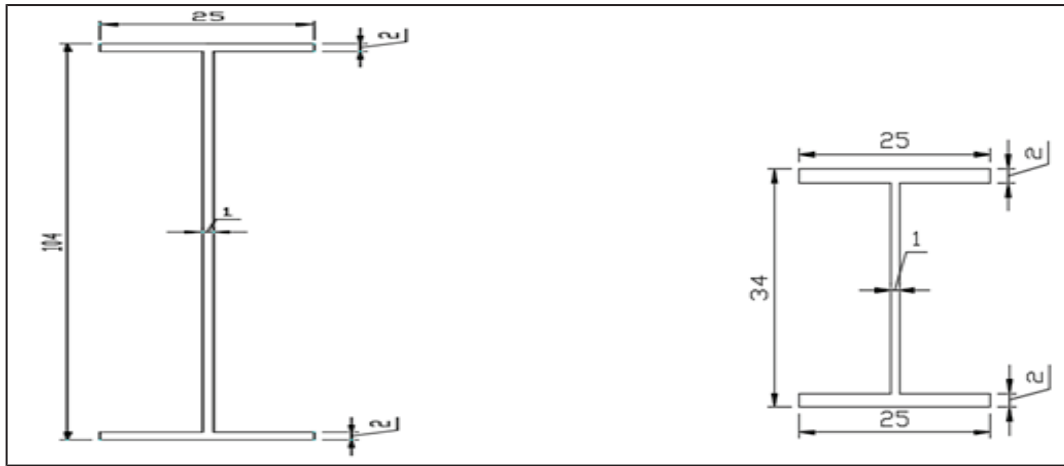


Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.  
Figure 12.

La section transversale des consoles.

### II.4.1.3 Conclusion

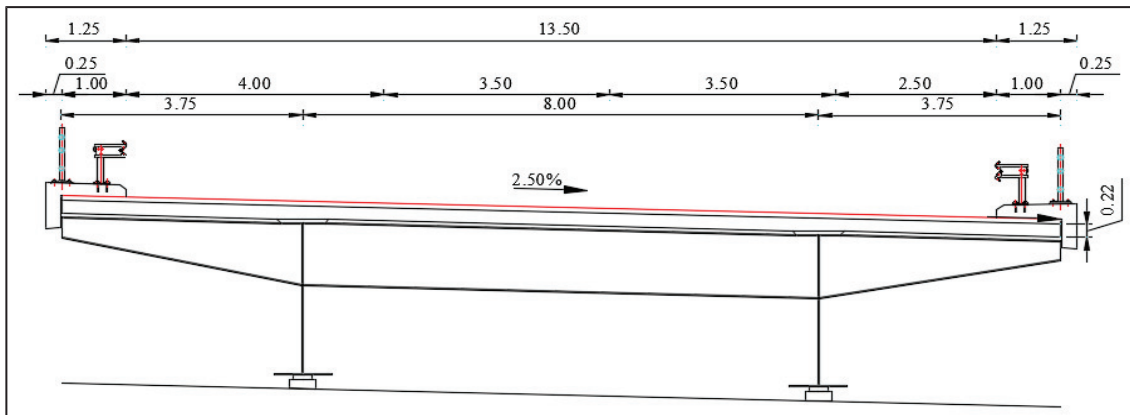


Figure 13. La coupe transversale de la variante pont mixte acier-béton.

## II.4.2 Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs

Un pont en béton précontraint construit par **encorbellement** successives est un pont dont la structure porteuse (voussoir), est en béton précontraint. Le tablier est assimilable, du point de vue de son fonctionnement mécanique, à une poutre continue. Elle consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol.

### II.4.2.1 Morphologie générale

Ces ponts sont, en général, construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontraintes, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la **clé** des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée. On dit que l'on a construit un **fléau**.

### II.4.2.2 Implantation des piles

D'après le rapport hydraulique, géotechnique et Selon l'article [2.2.1] du Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs », on se retrouve dans le cas d'un ouvrage composé de fléaux tous identiques, donc : Notre viaduc à trois travées continues, deux travées de rives de 47 m, et une travée centrale de 76 m.

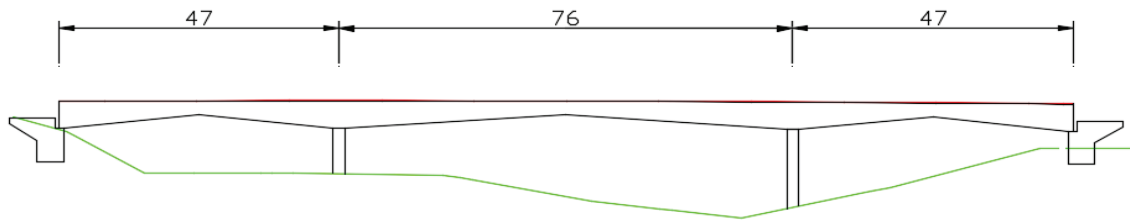


Figure 14. La coupe longitudinale de la variante Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

### II.4.2.3 Prédimensionnement de la section transversale

#### II.4.2.3.1 Elancement

Selon l'article [2.2.2.2] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*, et puisque la longueur de travée centrale est 70m qu'elle est supérieur 70m, donc on se retrouve dans le cas d'un tablier de hauteur variable paraboliquement.

Tableau7. Prédimensionnement d'élancement

La hauteur de tablier sur la pile	La hauteur de tablier sur la clef
$\frac{l}{hp} = 14 + \frac{l}{45} \rightarrow hp = \frac{45 \cdot 76}{630 + 80} = 5 \text{ m}$	$\frac{l}{hc} = 19 + \frac{l}{7} \rightarrow hc = \frac{7 \cdot 76}{133 + 80} = 2,5 \text{ m}$

#### II.4.2.3.2 La forme de la section transversale

Selon l'article [2.3.2] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*, puisque la largeur de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est constituée par un mono caisson simple à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine, en béton armé.

#### II.4.2.3.3 Hourdi supérieur

Selon l'article [2.3.2] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*.

Tableau8. Prédimensionnement de l'hourdis supérieur

La largeur de caissons	$B = 15.5 \text{ m}$
L'entraxe entre les deux l'âme	$C = \frac{B}{4} = \frac{15.5}{4} = 3.875 \text{ m}$
L'entraxe des âmes	$D = \frac{B}{2} = 7.7 \text{ m}$
L'épaisseur en extrémité	$e1 = 0.18 \text{ m}$
L'épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement	$\frac{c}{8} \leq e2 \leq \frac{c}{7} \rightarrow \frac{3,9}{8} \leq e2 \leq \frac{3,9}{7} \rightarrow 0,488 \leq e2 \leq 0,557 \rightarrow e$
L'épaisseur à l'encastrement	$e3 = 0,1 + \frac{D}{25} = 0,1 + \frac{7,7}{25} = 0,408 = 0,4 \text{ m}$
L'épaisseur à mi- portée	$e4 = \left\{ \frac{D}{25}, \frac{D}{30} \right\} = \{0,308, 0,257\} = 0,26 \text{ m}$ Avec un minimum de 20 cm



Remarque : Les vérifications

- ✓  $e_3 > e_2 - 0,10 \text{ m}$        $0,4 \geq (0,5 - 0,1)$ .
- ✓  $e_3 > 1,5 e_4$                $0,4 \geq (1,5 \times 0,26)$ .

#### II.4.2.3.4 Epaisseur d'âme

Selon l'article [2.4.4] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*, on a choisi le cas où les tables de fléau sont ancrées dans le gousset supérieur ou dans un **bossage** haut, son épaisseur peut être réduite au strict minimum pour résister à l'effort tranchant en service. Avec  $L$  : la portée principale et  $B$  : la largeur du hourdis supérieur. On a :

$$Ea = \frac{L}{275} + \frac{1,25 B}{L} - 0,125 = \frac{76}{275} + \frac{1,25 \times 15,5}{76} - 0,125 = 0,406 \text{ m} = 0,4 \text{ m}$$

#### II.4.2.3.5 Epaisseur d'hourdi inférieur

Selon l'article [2.4.5] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*, l'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

Tableau9. Epaisseur d'hourdis inférieur.

L'épaisseur à la clef	L'épaisseur sur pile
$E_c = 25 \text{ cm}$	$35 < E_p < 80 \rightarrow E_p = 70 \text{ cm}$

#### II.4.2.3.6 Gousset supérieur

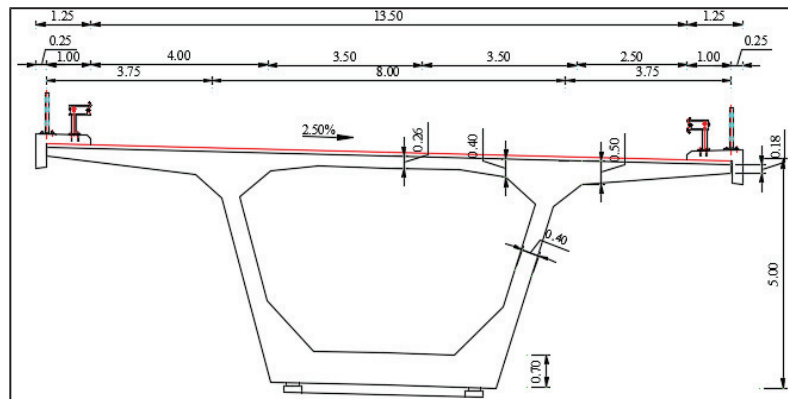
Selon l'article [2.4.6] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*, l'angle de contour des goussets  $\alpha$  est compris entre 30 et 45°. On prend  $\alpha = 40^\circ$ .

#### II.4.2.3.7 Gousset inférieur

Selon l'article [2.4.7] du *Guide de conception « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs »*, la pente des goussets inférieurs  $\alpha$  est comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage, on prend  $\alpha = 45^\circ$ .

#### II.4.2.4 Conclusion

Figure 15.



La coupe

transversale de la variante Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs au niveau d'appuis.

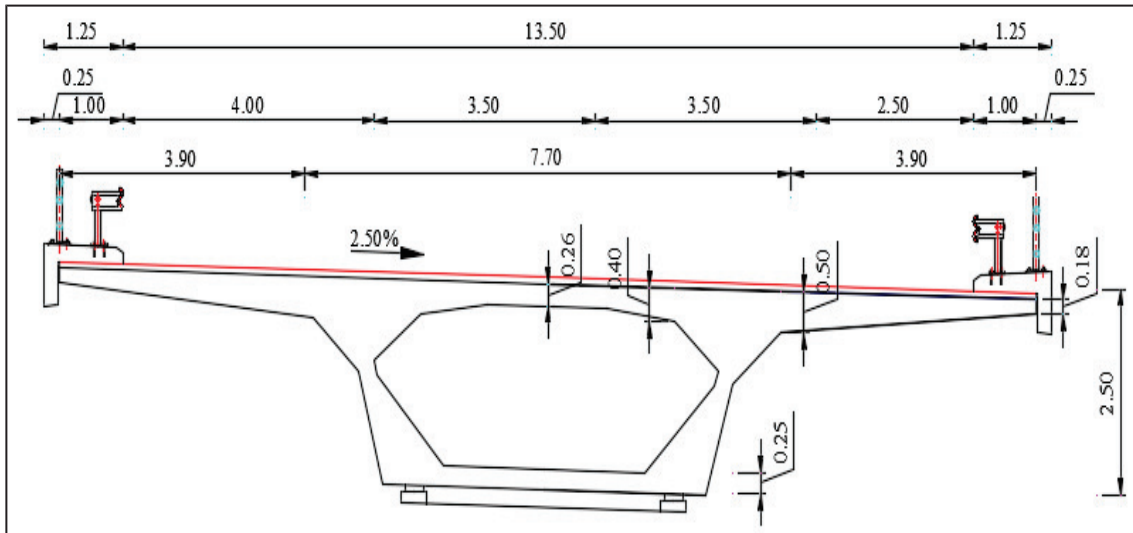


Figure 16. La coupe transversale de la variante Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs au niveau de mi travée.

### II.4.3 Ponts à poutres en béton précontraint

On a deux types des ponts poutres en béton précontraint diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier et par conséquent une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine. Par l'avis d'experts, la poste tension est la meilleure solution.

#### II.4.3.1 Morphologie générale

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

#### II.4.3.2 Implantation des appuis

D'après le rapport hydraulique, géotechnique, de gestion et Selon l'article [1.3] *du guide de conception VIPP*, la portée économique d'ouvrage est de l'ordre 30 à 45 mètres. D'après les coffrages des poutres imposé par l'entreprise de réalisation. On se retrouve avec une portée économique de 33.4m. Donc notre viaduc à cinq travées égales.

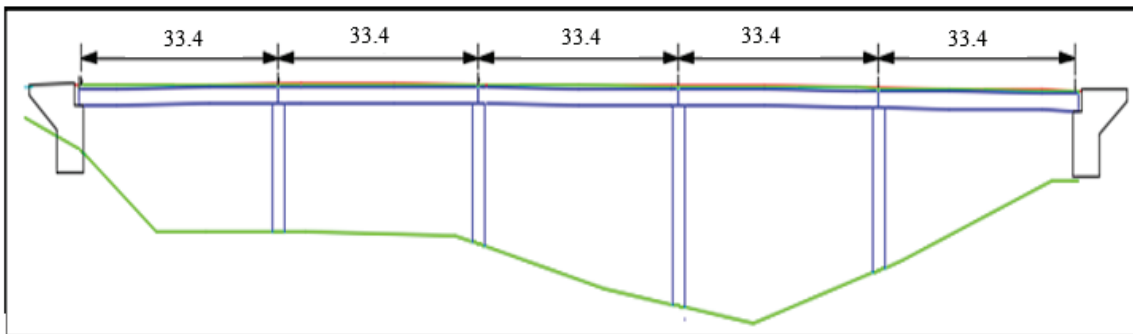


Figure 17. La coupe longitudinale de la variante Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

### II.4.3.3 Prédimensionnement de la section transversale

#### II.4.3.3.1 Nombre et espacement des poutres

Selon l'article [2.2.2] *du guide de conception VIPP*. On tire que l'espacement des poutres  $e$  varie de 2.5m à 3.5m avec l'utilisation des **entretoises**. On raison de facilité la mise on ouvre et légère le tablier on préfère un espacement de 1.6 m sans utilisation des entretoises. Arrivant maintenant à déterminer le nombre de poutres « N » qui dépend essentiellement de la largeur du tablier et l'espacement des poutres ( $N = L/e + 1 = 10$  poutres).

#### II.4.3.3.2 La hauteur de la poutre

Selon l'article [3.2.1] *du guide de conception VIPP*, on peut accepter les valeurs imposées de coffrage.

Tableau10. Prédimensionnement de la hauteur de la poutre.

Epaisseur de tablier	Epaisseur de la dalle	Epaisseur de la poutre
1.75 m	0.25m	1.5m

#### II.4.3.3.3 Epaisseur de l'âme

Selon l'article [3.2.2] *du guide de conception VIPP*, et puisque le nombre de poutre est supérieure à 10, donc on à utiliser un coffrage métallique. L'épaisseur de l'âme varie de 20cm à 22cm. On prend 21cm.

#### II.4.3.3.4 Table de compression

Selon l'article [3.2.3] *du guide de conception VIPP*.

Tableau11. Prédimensionnement de la table de compression.

Le largueur doit être supérieur à 60 % de la hauteur (pour prévenir tout risque de déversement)	$L > 0.6h = 0.6 \times 1.5 = 0.9$ On prend : $l = 1.03$ m
Epaisseur minimal doit être supérieure à 10 cm pour la bonne mise en place des armatures passives, compte tenu des engravures nécessaires pour appuyer les coffrages perdus.	On prend : $e = 11$ cm au niveau de l'extrémité et $e = 17$ cm au niveau de la jonction avec la gossette
Les dimensions de la gossette	Voisines de 0,15 m x 0,15 m On prend : 0.10 m x 0.10 m

#### II.4.3.3.5 Le talon

Selon l'article [3.2.4] *du guide de conception VIPP*. On a :

Tableau12. Prédimensionnement du talon.

La largeur de talon	La partie verticale du talon	L'angle du pan incliné du talon
$bt = 0.47$ m	$htalon = 0.35$ m	$\alpha = 57^\circ$

### II.4.3.3.6 Hourdi

Selon l'article [3.2.1] *du guide de conception VIPP*. Pour faciliter la mise en œuvre, on a préféré d'utiliser un hourdis général au long de l'ouvrage, leur épaisseur dépend essentiellement de l'entraxe entre les poutres, c-à-d, pour un entraxe de 1.6 m qu'il est inférieur de 2.75 m, l'épaisseur de hourdis sera donc 0.18 m (on prend l'épaisseur de hourdis égale à 0.25, car on a des faibles bras de levier (aciers)).

### II.4.3.4 Conclusion

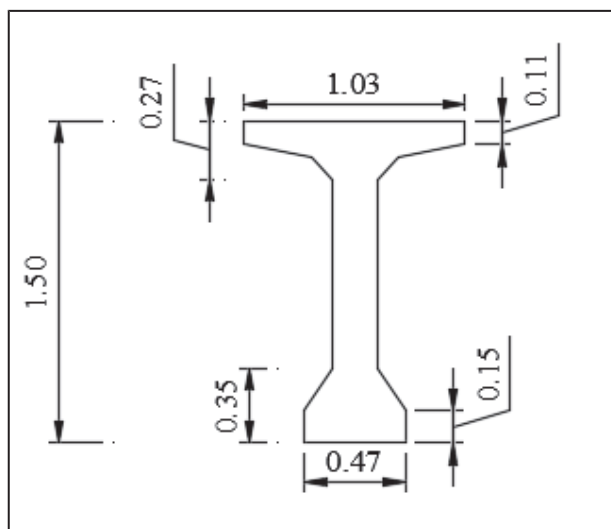


Figure 18. La section transversale de la poutre.

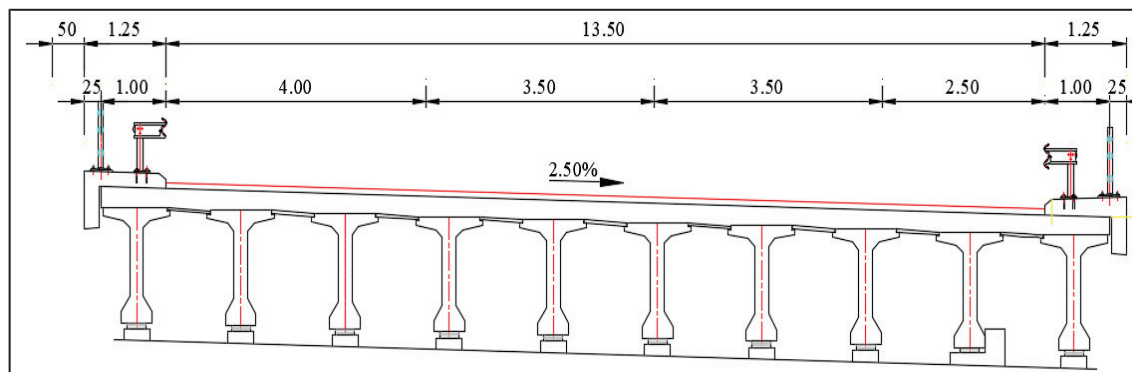


Figure 19. La coupe transversale de la variante Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

### II.4.4 Devis estimatif du cout

Tableau13. Devis estimatif du cout de OA12.

section	N° OA	conception	surface	prix unitaire	coût(DA)	coût moyen(DA)
transversale	OA 12	pont à poutres en béton précontraint	3760	90000	338 400 000	632586666,7
		pont en encobellements successifs	3520	190000	668 800 000	
		pont mixte de type bipoutres	3872	230000	890 560 000	

Le devis estimatif du cout est un document financier qui donne la variante la plus économique (pont à poutre en béton précontraint).

## II.4.5 Analyses multicritères

L'analyse multicritère est une analyse des variantes qui consiste à mener une étude comparative entre deux ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux exigences du projet.

D'abord, on cite les avantages et les inconvénients de chaque variante. Vu qu'ils sont nombreux, on a choisi les plus réponsus aux critères suivants : économie, entretien, esthétiques, exécutions et sécurité.

**Tableau14. Avantages et inconvénients des pont mixte béton acier.**

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La construction est facile.</li> <li>➤ La durée d'installation est réduite.</li> <li>➤ La durabilité de l'ouvrage.</li> <li>➤ Un ouvrage économique vue la réduction du tonnage d'acier.</li> <li>➤ L'exécution est rapide.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ L'entretien périodique et l'exigence de la surveillance avec des visites périodique.</li> <li>➤ La demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).</li> <li>➤ Problème de sécurité (le risque de corrosion, sensibilité du structure)</li> </ul>

**Tableau15. Avantages et inconvénients des pont en béton précontraint construit par encorbellement successives.**

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La construction se fait sans aucun contact avec le sol.</li> <li>➤ L'exécution des ouvrages de géométries très diverses.</li> <li>➤ La sécurité vue l'existence d'un bon amortissement.</li> <li>➤ La réduction des couts du matériel par la limitation du poids des éléments à poser.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les ouvrages sont beaucoup plus lourds, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes</li> <li>➤ L'importance des tâches à effectuer in situ.</li> <li>➤ Problème de sécurité car le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites.</li> </ul>

**Tableau16. Avantages et inconvénients des pont poutre en béton précontraint par post tension.**

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.</li> <li>➤ La rapidité vue la préfabrication des poutres</li> <li>➤ La sécurité vis-à-vis le risque de tassement et aux effets d'un gradient thermique vue le fonctionnement isostatique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Problème de sécurité (gabarit, sensible aux chocs et aux structure massives)</li> <li>➤ La nuisance de l'aspect esthétique.</li> <li>➤ Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint.</li> </ul>

Sur la base d'étude de comparaison en plus l'expérience d'entreprise et par des raisons de financement, on justifie le choix de la variante pont poutre en béton précontraint.

Remarque : puisque le pont se situé en rase compagne donc l'aspect esthétique n'été pas prise comme un critère sensible.

## II.5 Conclusion

Lors de la conception d'un pont, une des étapes les plus importantes est de faire une analyse sérieuse, il ne s'agit pas d'un choix entre plusieurs solutions où il faut choisir la meilleure.

## Chapitre III. DESCRIPTION DE LA VARIANTE RETENUE

### III.1 Introduction

La variante retenue est un pont poutre en béton précontraint. Elle nécessite une description détaillée de tous ces paramètres. Commencent par définir les différents plans (vues), ensuite déterminer les caractéristiques géométriques des sections et finalement indiquer les caractéristiques des matériaux.

### III.2 Les différentes vues de la variante retenue

#### III.2.1 Vue en plan

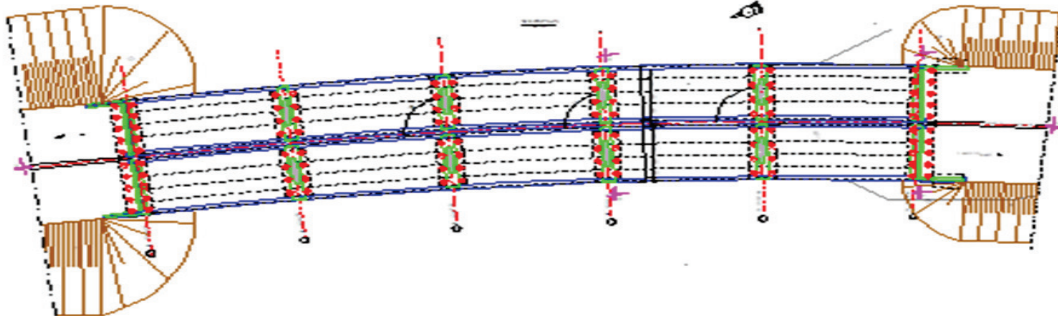


Figure1. Vue en plan.

#### III.2.2 Vue en élévation

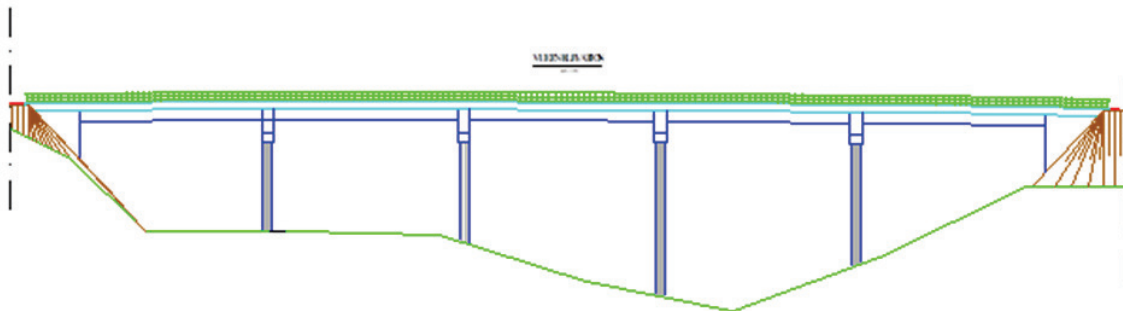


Figure2. Vue en élévation.

#### III.2.3 Vue en travers

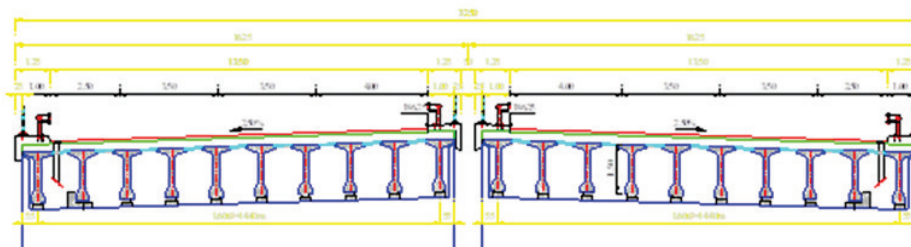


Figure3. Vue en travers

### III.3 Caractéristiques géométriques des sections

Les caractéristiques géométriques des sections transversales résistent aux forces extérieures. Elles doivent être déterminées avec soin. Les définitions qui vont suivre s'appliqueront pour une section élémentaire, dans un repère cartésien. On note que les caractéristiques sont prises d'après les cours d'R.D.M (caractéristiques géométriques des sections planes).

#### Les caractéristiques géométriques de la section brute

La section brute n'a pas subi certaines déductions, certains ajustements donc, surface brute est une surface nette augmentée.

**B** : la section totale transversale de la poutre.

**(Δ)** : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

**Z<sub>i</sub>** : bras de levier de la section d'un élément considérée par rapport à Δ.

**S/Δ** : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe neutre de la section transversale,

$$S_{\Delta} = S \cdot Z.$$

**I<sub>0</sub>** : moment d'inertie d'un élément considérée par rapport à son l'axe neutre.

$$\triangleright I_{Gi} = \frac{b \cdot h^3}{12}, \text{ pour une section rectangulaire}$$

$$\triangleright I_{Gi} = \frac{b \cdot h^3}{36}, \text{ pour une section triangulaire}$$

**I/Δ** : moment d'inertie d'un élément considérée par rapport à Δ, pour le calculer on utilise le théorème de **Huggins**

$$\ll I/\Delta = I_0 + B_i \cdot Z_i^2 \gg.$$

**I<sub>G</sub>** : moment d'inertie de la section transversale par rapport à son l'axe neutre,

$$I_G = I/\Delta - (S/\Delta \cdot V').$$

**V'** : la distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

$$V' = S/\Delta / B.$$

**V** : la distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

$$\rho : \text{rendement géométrique de la section}, \quad \rho = \frac{I}{B \cdot V \cdot V}.$$

$$r : \text{rayon de giration de la section transversale de la poutre}, \quad r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}.$$

#### Les caractéristiques géométriques de la section nette :

Une surface nette revient à dire surface effectivement utilisable.

$$B_{\text{nette}} = B_{\text{brute}} - 5\% B_{\text{brute}}$$

$$S_{\Delta \text{nette}} = S_{\Delta \text{brute}} - 5\% S_{\Delta \text{brute}}$$

$$I_{\Delta \text{nette}} = I_{\Delta \text{brute}} - 10\% I_{\Delta \text{brute}}$$



### III.3.1 Les caractéristiques géométriques de la section mi- travée

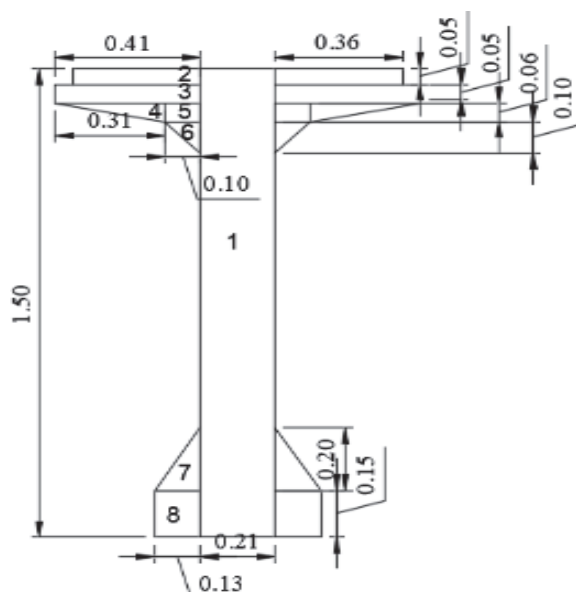


Figure4. Section à mi- travée.

Tableau1. Les caractéristiques géométriques de la section à mi- travée

B brutes	5058
B nette	4805,1
$S/\Delta$ brute (cm <sup>4</sup> )	422542,2
$S/\Delta$ nette (cm <sup>4</sup> )	401415,09
$I/\Delta$ brute (cm <sup>4</sup> )	48930557,34
$I/\Delta$ nette (cm <sup>4</sup> )	44037501,6
$V'$ (cm)	83,53938316
$V$ (cm)	66,46061684
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	10503532,6
$\rho$ (%)	39,3710797

Tableau2. Les caractéristiques de chaque élément de la section à mi- travée.

Désignatio n	Dimension de la section		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta$ (cm <sup>4</sup> )
	X	Y					
1x1	21	150	3150	75	236250	5906250	23625000
2x2	36	5	360	147,5	53100	750	7833000
3x2	41	6	492	142	69864	1476	9922164
4x2	31	6	186	137	25482	372	3491406
5x2	10	6	120	136	16320	360	2219880
6x2	10	10	100	129,67	12967	555,5555556	1681986,446
7x2	13	20	260	21,67	5634,2	5777,777778	127870,8918
8x2	13	15	390	7,5	2925	7312,5	29250

### III.3.1.1 Les caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée avec hourdis

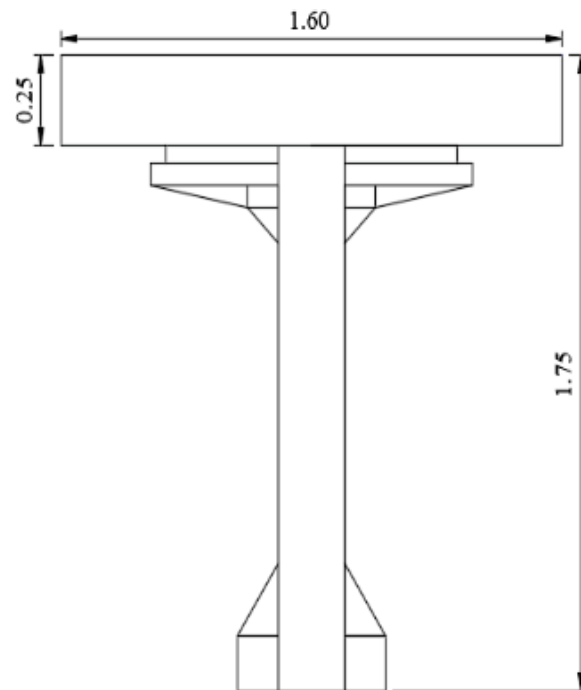


Figure5. Section à mi- travée avec hourdis.

Tableau3. Les caractéristiques de chaque élément de la section à mi- travée avec hourdis.

B brutes	9058
B nette	8605,1
$S/\Delta$ brute (cm <sup>4</sup> )	1072542,2
$S/\Delta$ nette (cm <sup>4</sup> )	1018915,09
$I/\Delta$ brute (cm <sup>4</sup> )	154763890,7
$I/\Delta$ nette (cm <sup>4</sup> )	139287501,6
$V^1$ (cm)	118,40828
V (cm)	56,59172003
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	18639518,36
$\rho$ (%)	0,323253918

Tableau4. Les caractéristiques de chaque élément de la section à mi- travée avec hourdis.

Désignation	Dimension de la section		B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S/\Delta$ (cm <sup>3</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\Delta$ (cm <sup>4</sup> )
	X	Y					
Poutre	-	-	5058	83,539383	422542,2	-	48930557,34
Hourdi	160	25	4000	162,5	650000	208333,3333	105833333,3

### III.3.2 Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

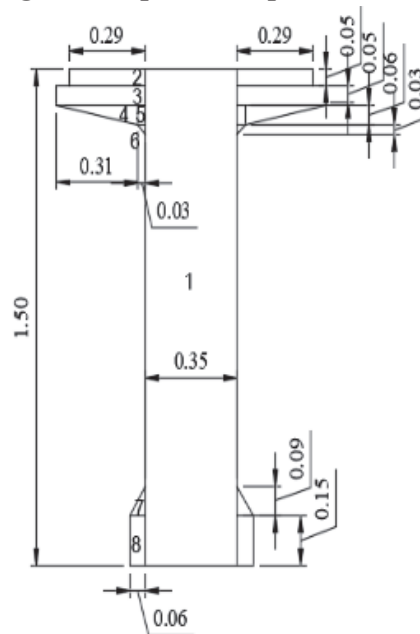


Figure6. Section intermédiaire.

Tableau5. Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.

B brutes	6413
B nette	6092,35
$S/\Delta$ brute ( $\text{cm}^4$ )	528349
$S/\Delta$ nette ( $\text{cm}^4$ )	501931,55
$I/\Delta$ brute ( $\text{cm}^4$ )	58258482,17
$I/\Delta$ nette ( $\text{cm}^4$ )	52432633,95
$V'$ (cm)	82,38718229
$V$ (cm)	67,61281771
$I_G$ ( $\text{cm}^4$ )	11079907,85
$\rho$ (%)	0,326484538

Tableau6. Les caractéristiques de chaque élément de la section intermédiaire.

Désignation	Dimension de la section		B ( $\text{cm}^2$ )	Z (cm)	$S/\Delta$ ( $\text{cm}^3$ )	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I/\Delta$ ( $\text{cm}^4$ )
	X	Y					
1x1	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
2x2	29	5	290	147,5	42775	604,1666667	6309916,667
3x2	34	6	408	142	57936	1224	8228136
4x2	31	6	186	137	25482	372	3491406
5x2	3	6	36	136	4896	108	665964
6x2	3	3	9	132	1188	4,5	156820,5
7x2	6	9	54	18	972	243	17739
8x2	6	15	180	7,5	1350	3375	13500

### III.3.2.1 Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

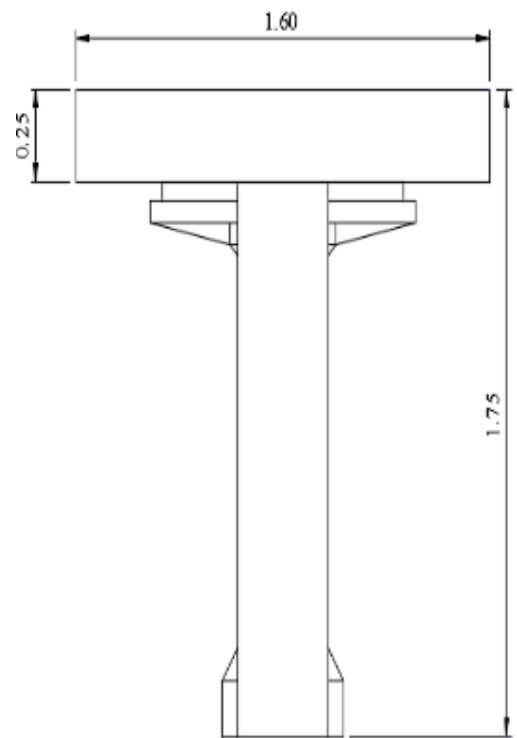


Figure7. Section intermédiaire avec hourdis.

Tableau7. Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis.

Tableau8. Les caractéristiques de chaque élément de la section intermédiaire avec hourdis.			B brutes		B nette		S/Δ brute (cm <sup>4</sup> )		S/Δ nette (cm <sup>4</sup> )		I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )		I/Δ (cm <sup>4</sup> )	
			B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	S/Δ (cm <sup>4</sup> )	S/Δ (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ (cm <sup>4</sup> )				
Désignation	Dimension de la section		B/Δ brute (cm <sup>2</sup> )		B/Δ nette (cm <sup>2</sup> )		I/Δ brute (cm <sup>4</sup> )		I/Δ nette (cm <sup>4</sup> )		V (cm <sup>3</sup> )		ρ (%)	
	X	Y												
Poutre	-	-	6413	82,38718	528349	82,38718	113,1613368	113,1613368	113,1613368	113,1613368	-	58258482,17		
Hourdi	160	25	4000	162,5	2100000,31	162,5	2100000,31	208333,333	208333,333	208333,333	3	105833333,3		

### III.3.3 Les caractéristiques géométriques de la poutre d'about

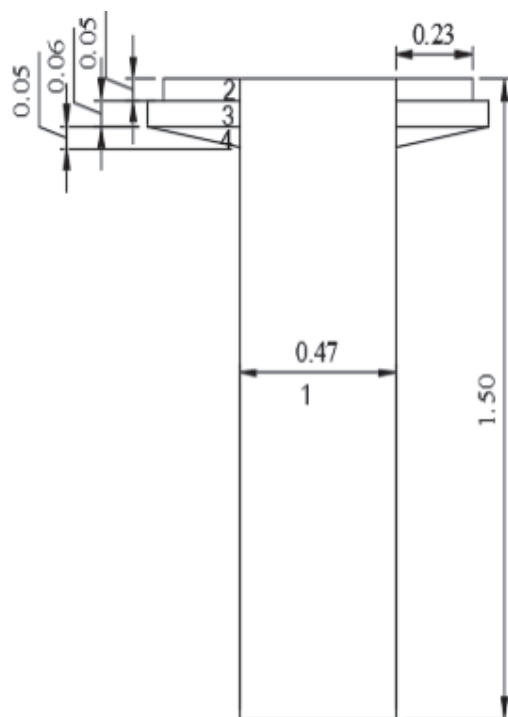


Figure8. Section d'about.

Tableau9. Les caractéristiques géométriques de la section d'about.

B brutes	7756
B nette	7368,2
$S/\Delta$ brute ( $\text{cm}^4$ )	629613,62
$S/\Delta$ nette ( $\text{cm}^4$ )	598132,939
$I/\Delta$ brute ( $\text{cm}^4$ )	67296172,52
$I/\Delta$ nette ( $\text{cm}^4$ )	60566555,26
$V'$ (cm)	81,17761991
$V$ (cm)	68,82238009
$I_G$ ( $\text{cm}^4$ )	12011546,89
$\rho$ (%)	0,291790759

Tableau10. Les caractéristiques de chaque élément de la section d'about.

Désignation	Dimension de la section		B ( $\text{cm}^2$ )	Z (cm)	$S/\Delta$ ( $\text{cm}^3$ )	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I/\Delta$ ( $\text{cm}^4$ )
	X	Y					
1x1	47	150	7050	75	528750	13218750	52875000
2x2	23	5	230	147,5	33925	479,1666667	5004416,667
3x2	28	6	336	142	47712	1008	6776112
4x2	28	5	140	137,333	19226,62	194,4444444	2640643,849

### III.3.3.1 Les caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis

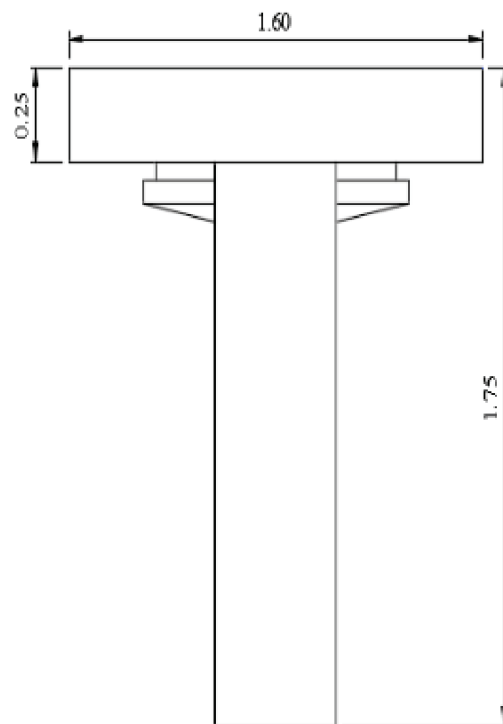


Figure9. Section d'about avec hourdi.

Tableau11. Les caractéristiques géométriques de la section d'about avec hourdis.

B brutes	11756
B nette	11168,2
$S/\Delta$ brute ( $\text{cm}^4$ )	1279613,62
$S/\Delta$ nette ( $\text{cm}^4$ )	1215632,939
$I/\Delta$ brute ( $\text{cm}^4$ )	173129505,8
$I/\Delta$ nette ( $\text{cm}^4$ )	155816555,3
$V^1(\text{cm})$	108,847705
$V(\text{cm})$	66,152295
$I_G(\text{cm}^4)$	23497699,73
$\rho$ (%)	0,292198495

Tableau12. Les caractéristiques de chaque élément de la section d'about avec hourdis.

Désignation	Dimension de la section		B ( $\text{cm}^2$ )	Z (cm)	$S/\Delta$ ( $\text{cm}^3$ )	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I/\Delta$ ( $\text{cm}^4$ )
	X	Y					
Poutre	-	-	7756	81,17762	629613,62	-	67296172,52
Hourdi	160	25	4000	162,5	650000	208333,3333	105833333,3

### III.4 Caractéristique des matériaux

La construction nécessite un matériau de construction. Ce dernier doit résister aux différentes forces extérieures. Dans notre cas le matériau est le béton précontraint c'est un mélange de béton, acier passive et aciers actifs. Le béton précontraint exige l'emploi de matériaux de haute qualité, mis en œuvre avec soin. Ce qui permet de les utiliser sous des contraintes élevées, notamment à la construction. On note que le calcul et les vérifications des contraintes et déformation sera effectué conformément aux deux documents techniques BAEL 91 révisé 99 et BPEL 91.

#### III.4.1 Caractéristique du béton

La formalisation du béton est donnée par différentes méthodes. La méthode utilisée par le laboratoire centrale des travaux publics L.C.T.P est la méthode de Faury. La masse volumique du béton est  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

##### III.4.1.1 Résistance en compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée  $f_{c28}$ . Les hypothèses de calcul donnent :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \text{pour le béton de la superstructure .}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \text{pour le béton de l'infrastructures.}$$

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré :

$$f_{cj} = \begin{cases} j \geq 28 \text{ jours} \implies f_{cj} = f_{c28} \\ j < 28 \text{ jours} \implies f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \end{cases}$$

##### III.4.1.2 Résistance en traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa Ce qui donne :

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \quad \text{pour le béton de la superstructure .}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad \text{pour le béton de l'infrastructures.}$$

##### III.4.1.3 Déformations du béton

###### III.4.1.3.1 Déformation longitudinale

On adopte pour le module de déformation longitudinale du béton une valeur conventionnelle égale à :

Module de déformation instantanée :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa). (Pour un chargement de courte durée  $t < 24$  heures).

Module de déformation différée :  $E_{ij} = \frac{1}{3} E_{ij}$  (MPa). (Pour un chargement de longue durée).

### III.4.1.3.2 Déformation transversale

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

- E : module de déformation longitudinale
- $\nu$  : coefficient de poisson donné par :
  - $\nu = 0.2$ , pour le calcul des sollicitations.
  - $\nu = 0$ , pour le calcul des déformations.

### III.4.1.4 Contraintes limite

#### III.4.1.4.1 Contrainte ultime de compression

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

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

#### III.4.1.4.2 Contrainte limite de service

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0.5 c_{28} & \text{en service} \\ 0.6 c_{28} & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

Tableau 13. Caractéristiques du béton.

Béton	Ei28 (MPa)	Ev28 (MPa)	f <sub>bu</sub> (MPa) Durable/accidentelle	σ <sub>bc</sub> (MPa) Service/construction
B35	35981.73	11993.91	19.83/25.87	17.5/21
B30	34179.56	11393.19	17/22.17	15/18

### III.4.2 Caractéristique d'acier

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

Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton ; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

#### III.4.2.1 Acier passif

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E400 (voir l'hypothèse de calcul) avec une limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.

Le module d'élasticité des aciers passifs  $E_s$  et pris égal à 200 000 MPa.

##### III.4.2.1.1 Contrainte limite de traction

ELS. La fissuration est jugée préjudiciable donc :

$$\sigma_s = \text{Max} (0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}})$$

$$\text{avec : } \begin{cases} n = 1 & \text{treillis soudés et ronds lisses} \\ n = 1.6 & \text{aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

ELU. On introduit un coefficient  $\gamma_s$  :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{situation durable} \end{cases}$$

Tableau14. Contraintes limites d'acier passif.

Etat limite	Situation	$\sigma_s$ (MPa)
ELU	Durable	347.83
	Accidentelle	400
ELS	Béton 30	215.56
	Béton 35	228.63

### III.4.2.2 Acier actif

Les câbles sont constitués de torons parallèles qui sont à leur tour constitués d'ensemble de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres. Les torons utilisés dans ce projet sont de type T15 Super TBR (très basse relaxation) de diamètre égale à 15.7mm.

Caractéristiques principales des torons :

- Contrainte de rupture garantie  $f_{prg} = 1860\text{MPa}$
- Contrainte élastique garantie  $f_{peg} = 1680\text{MPa}$
- Relaxation des câbles à 1000 heures  $\rho_{1000} = 2.5\%$
- Coefficient de frottement en ligne droite  $\phi = 2 \cdot 10^{-3}\text{m}^{-1}$
- Coefficient de frottement en courbe  $f = 0,18\text{rd}^{-1}$
- Recule d'ancrage  $g = 1,5 \cdot 10^{-3}\text{m}$
- Section des câbles  $A_p = 1660 \text{ mm}^2$
- Diamètre extérieur de la gaine  $\phi = 8,8 \text{ cm}$

### III.5 Conclusion

La description de la variante retenue permet le calcul des contraintes et la détermination des déformations.

**Chapitre IV. ETUDE DE TABLIER**

**IV.1 Introduction**

Le tablier est une partie d'un pont reposant sur les appuis. C'est une structure sur laquelle repose la voie de circulation et se fait le déplacement. Elle supporte les charges du trafic et les transmet aux appuis. Pour assurer son rôle, ce dernier nécessite une étude spécifique. D'abord on va évaluer les actions qui sont mentionnées dans le RCPR. Puis, on détermine leur répartition par l'utilisation des cours de structure. Finalement, on modélise le système par le logiciel ROBOT2016.

**IV.2 Évaluation des actions**

La classification des actions donne 03 classe : permanentes, variables et accidentelles. Selon le RCPR et l'hypothèse de calcul, nous avons :

**IV.2.1 Les actions permanentes**

**IV.2.1.1 Poids propres**

**IV.2.1.1.1 Poids propres du tablier**

**IV.2.1.1.1.1 La dalle**

$P1 = \text{surface de la dalle} \times \text{épaisseurs de la dalle} \times \text{masse volumique du béton}$

$$P1 = 03,8876 \times 33,4 \times 2,5 = 324,6146 \text{ t.}$$

**IV.2.1.1.1.2 La poutre principale**

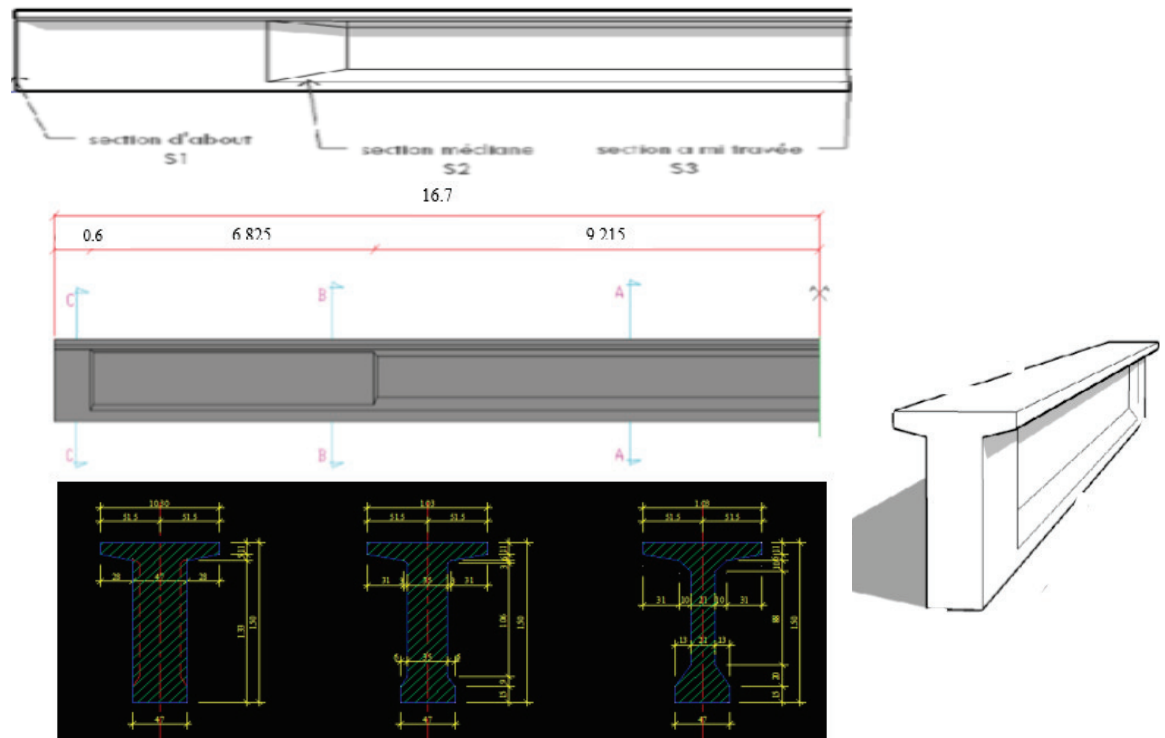


Figure1. Différentes sections de la poutre du variante VIPP

Figure2.

$P2 = \text{la longueur de tablier} \times \text{surface de poutre} \times \text{nombre des poutres} \times \text{masse volumique du béton.}$

Sachant qu'il y a une variation de la section de la poutre donc :

$$P2 = \text{béton} \times (Li \times Ai) \times 2 \times 10 = 479.318975 \text{ t.}$$

**Tableau1. Les aires et les distances des sections.**

	S1	S2	S3
$Ai \text{ (m}^2\text{)}$	0.7806	0.6463	0.5108
$Li \text{ (m)}$	0.6	6.825	9.215

#### IV.2.1.1.2 Poids propres des équipements

##### IV.2.1.1.2.1 Le trottoir

La surface d'un seul trottoir :  $S1 = 0,2844 \text{ m}^2$ .

Le poids de deux trottoirs :  $P1 = 0,2844 \times 33,4 \times 2 \times 2,5 = 47,4948 \text{ t.}$

##### IV.2.1.1.2.2 Les corniches :

La surface de la corniche :  $S2 = 0,1111 \text{ m}^2$ .

Le poids des corniches sur les deux trottoirs :  $P2 = 0,1111 \times 33,4 \times 2 \times 2,5 = 18,5537 \text{ t.}$

##### IV.2.1.1.2.3 Le revêtement

Pour le revêtement, on a une couche de 8 cm de béton bitumineux (le poids volumique est égal à 2,4 t/m<sup>3</sup>)

$$P3 = 1,0803 \times 33,4 \times 2,4 = 86,596848 \text{ t.}$$

##### IV.2.1.1.2.4 Les garde-corps

Le poids d'un garde-corps :  $P4 = 0,1 \text{ t/ml.}$

Le poids des garde-corps sur les deux trottoirs  $P4 = 0,1 \times 2 \times 33,4 = 6,68 \text{ t.}$

##### IV.2.1.1.2.5 Les glissières de sécurité

Le poids d'une glissière de sécurité  $P5 = 0,06 \text{ t/ml.}$

Le poids des glissières de sécurité sur les deux trottoirs  $P5 = 0,06 \times 33,4 \times 2 = 4,008 \text{ t.}$

#### IV.2.1.1.3 Conclusion

Nous obtenons :

**Tableau2. Poids propres totales.**

Poids propres de tablier (t)	Poids propre des équipements (t)	Poids propres totales (t)
766.5016	163.533348	929.829948

#### IV.2.1.2 Actions thermiques

##### IV.2.1.2.1 Variation uniforme

Notre pont se situe à la wilaya de Chlef. Donc, on obtient la variation suivante :

En Algérie du Nord (climat tempéré) :  $+35^\circ \text{ C}$  et  $-15^\circ \text{ C}$

**IV.2.1.2.2 Gradient thermique :**

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

Figure3.

Gradi

ent thermique.

**Remarque :** Par l’avis d’encadreur, nous n’avons pas pris en considération la variation thermique.

**IV.2.2 Les actions variables**

**IV.2.2.1 Actions d’exploitations**

« Sauf indication contraire, les charges d’exploitation doivent être classées comme actions variables ».

**IV.2.2.1.1 Charges à considérer**

Les charges du trafic sont les surcharges routières.

**IV.2.2.1.2 Largeur roulable, largeur chargeable et nombre de voies**

**IV.2.2.1.2.1 La largeur roulable**

Selon l’article [4.2.1] *du RCPR*, La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, donc la largeur roulable de notre ouvrage :  $L_r=13.5m$ .

**IV.2.2.1.2.2 Largeur chargeable**

Selon l’article [4.2.2] *du RCPR*, 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 en existe, donc la largeur chargeable de notre ouvrage :  $L_c = L_r - (0,5 \times 2) = 12.5 m$ .

**IV.2.2.1.2.3 Le nombre des voies**

Le nombre de voies est déjà imposé par l’ingénieur de tracé routier

$$\text{On à 4 voies} : \begin{cases} 2 \text{ voies de } 3,5 m \\ 1 \text{ voies de } 4 m \\ 1 \text{ voies de } 2,5 m (BAU) \end{cases}$$

**IV.2.2.1.3 Classe de pont**

Selon l’article [4.3] *du RCPR*, Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, et leur destination, Notre viaduc à une largeur roulable supérieure à 7 mètres. Donc il s’agit d’un pont de première classe.

#### IV.2.2.1.4 Le système de charge A

Tableau3. Selon l'article [4.4] **du RCPR**, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égale au produit de la valeur  $A(L)$  par des coefficients  $a_1$  et  $a_2$ , donnée par les formules suivant :  $A(L) = A(L) \times a_1 \times a_2$ , tel que :

Tableau4.  $A(L) = 2,30 + \frac{360}{L+12} = 2,30 + \frac{360}{32,4+12} = 10,40810811 \text{ KN/m}^2$

Tableau5.  $L$  : la longueur chargée (la portée d'ouvrage = 32,4 m)

➤ Le coefficient  $a_1$  :

Tableau6. On a  $\begin{cases} \text{Nombre de voies} = 4 \\ \text{Classe de pont} = \text{première classe} \end{cases} \rightarrow a_1 = 0,75$  (tableau 4.1 du RCPR)

Tableau7. La vérification :

Tableau8.  $A_1 = \max \begin{cases} A(L) \times a_1 = 7,8061 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - (0,002 \times L) = 4 - (0,002 \times 33,4) = 3,9352 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Tableau9. Donc :  $A_1 = 7,8061 \text{ KN/m}^2$

➤ Le coefficient  $a_2$  :

Tableau10.  $a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3,5}{3,5} = 1$

Tableau11.  $V$  : la largeur d'une voie 3,5 m

Tableau12.  $V_0$  : 3.5m (tableau 4.2 du RCPR)

**Tableau3. La charge A(L) par voie.**

Tableau13. Nombre de voies chargées	Tableau14. $a_1$	Tableau15. $a_2$	Tableau16. $A(L)$ (KN/m <sup>2</sup> )	Tableau17. $A_1 \times a_1 \times a_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Tableau18. Largeur des voies	Tableau19. $A(L)$
Tableau20. 1	Tableau21. 1	Tableau22. 1	Tableau23. 10,4081081	Tableau24. 10,4081081	Tableau25. 2,5	Tableau26. 26,0202703
Tableau27. 2	Tableau28. 1	Tableau29. 1	Tableau30. 10,4081081	Tableau31. 10,4081081	Tableau32. 6	Tableau33. 62,4486487
Tableau34. 3	Tableau35. 0,9	Tableau36. 1	Tableau37. 10,4081081	Tableau38. 9,3672973	Tableau39. 9,5	Tableau40. 88,9893243
Tableau41. 4	Tableau42. 0,75	Tableau43. 1	Tableau44. 10,4081081	Tableau45. 7,8060810	Tableau46. 13,5	Tableau47. 105,382095

			10	8		
			81			

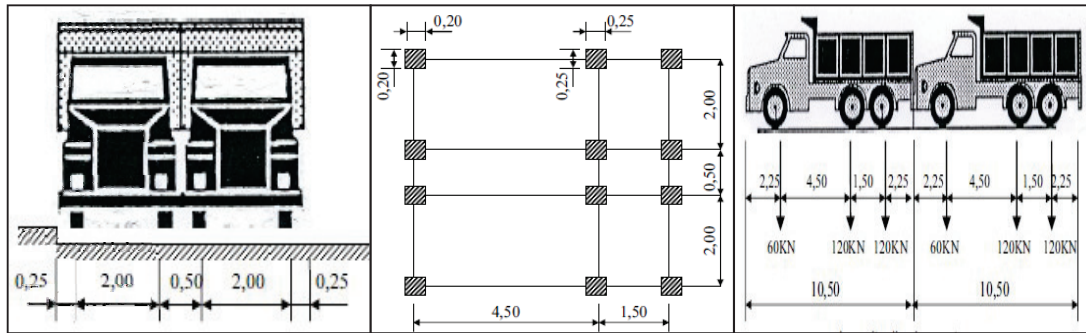
#### IV.2.2.1.5 Le système de charge B

##### IV.2.2.1.5.1 Le système de charge Bc

Tableau48. Selon l'article [4.5.1] *du RCPR*, Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Tableau49. **Dans le sens transversal** : chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contigües ou séparées.

Tableau50. **Dans le sens longitudinal** : le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.



Transversale

En plan

Longitudinale

Figure4. Le système bc.

➤ Le coefficient bc :

Tableau58. On a  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de voies} = 4 \\ \text{Classe de pont} = \text{première} \end{array} \right. \rightarrow bc = 0,80 \text{ (tableau 4.3 du RCPR)}$

➤ Le coefficient dynamique :

Tableau59. 
$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Tableau60. G : La charge permanente de l'ouvrage, G= 929,829948 t

Tableau61. L : longueur d'élément L =33,4 m

Tableau62. S : La charge BC

Tableau63.  $S = [(6 \times 2) + (12 \times 4)] \times 4 \times 0,8 = 192 t$

Tableau64. Donc :

Tableau65. 
$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 929,83}{192}} = 1,081536307$$

Tableau4. La charge Bc par voie.

Tableau66. Nbr des voies	Tableau67. bc	Tableau68. Charge par essieu (t)		
Tableau69. 1 Tableau70.	Tableau71. 1,2 Tableau72.	Tableau73. E	Tableau74. 6	Tableau75. 7
		A		,699
		V		095
				146
		Tableau78. E	Tableau79. 1 2	Tableau80. 1
		A		5,39
		R		819
				029
Tableau81. 2 Tableau82.	Tableau83. 1,1 Tableau84.	Tableau85. E	Tableau86. 6	Tableau87. 1
		A		4,11
		V		500
				777
		Tableau90. E	Tableau91. 1 2	Tableau92. 2
		A		8,23
		R		001
				554
Tableau93. 3	Tableau95. 0,9	Tableau97. E	Tableau98. 6	Tableau99. 1

Tableau94.	5 Tableau96.	A V		8,28 535 097
		Tableau102.E A R	Tableau103.1 2	Tableau104.3 6,57 070 195
Tableau105.4 Tableau106.	Tableau107.0,8 Tableau108.	Tableau109.E A V	Tableau110.6	Tableau111.2 0,53 092 039
		Tableau114.E A V	Tableau115.1 2	Tableau116.4 1,06 184 078

### IV.2.2.1.6 Charge militaire

#### IV.2.2.1.6.1 Système Mc

##### IV.2.2.1.6.1.1 Convois Mc 120

Tableau117. Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Tableau118. **Dans le sens transversal** : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Tableau119. **Dans le sens longitudinal** : le nombre de véhicule est limité.

Tableau120.

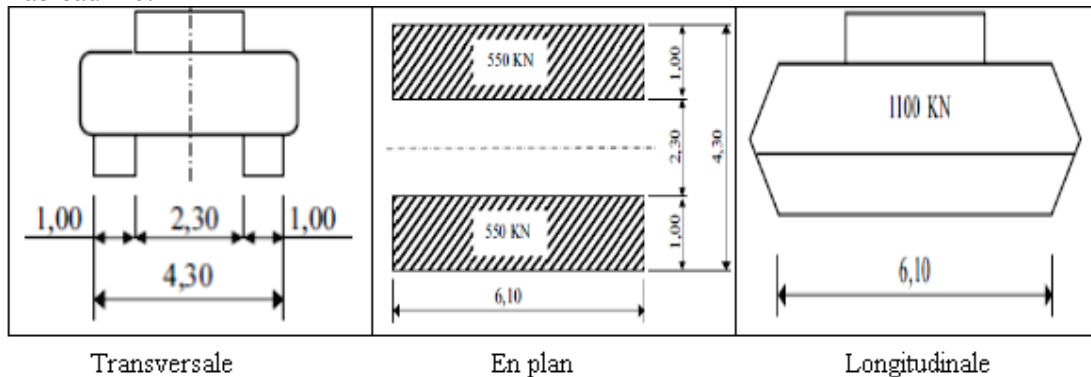


Figure5. Le système Mc120.

Tableau121. Poids : 110t

Tableau122. 
$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+\frac{4G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 33,4} + \frac{0,6}{1+\frac{4 \times 929,829948}{110}}$$

Tableau123.  $\delta_{bc} = 1,06931877$  t/ml.

Tableau124.  $P = 1,06931877 \times 110 = 117,6250647$  t = 19,2827975 t/ml.

### IV.2.2.1.7 Charges exceptionnelles

#### IV.2.2.1.7.1 Convois types D

##### IV.2.2.1.7.1.1 Convois type D240

Tableau125. Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kN de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

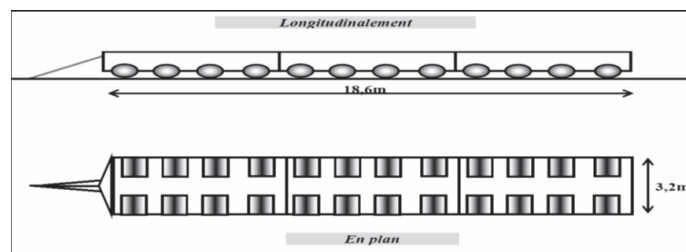
Tableau126.

Tableau127.

Tableau128.

Tableau129.

Tableau130.



**Figure6. Le système D240.**

Le poids :  $P = 240 \text{ t} = 12,9 \text{ t/ml}$ .

#### IV.2.2.1.8 Les charges sur les trottoirs

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de  $150 \text{ Kg/m}^2 = 0,15 \text{ t/m}^2$ .

Le poids de trottoir charge :  $P = 0,15 \times 1,25 = 0,1875 \text{ t/ml}$ .

Le poids de deux trottoirs charges :  $P = 2 \times 0,15 \times 1 = 0,375 \text{ t/ml}$ .

### IV.3 Répartitions des efforts :

La répartition des efforts se fait en deux sens : longitudinales et transversales. En se référant aux cours de structures, on obtient les résultats suivants :

#### IV.3.1 La répartition longitudinale

##### IV.3.1.1 Poids propres

Se présente se forme une charge uniformément répartie sur toute la longueur de l'ouvrage :

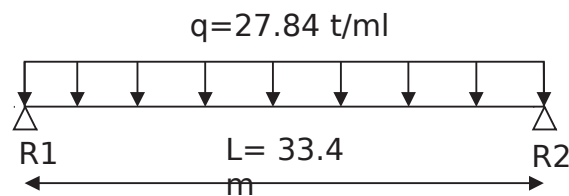


Figure7. La répartition de la charge permanente.

##### IV.3.1.1.1 L'effort tranchant

L'effort tranchant maximale se trouve à l'about :

$$R1 = R2 = \frac{q \times L}{2} = \frac{27,84 \times 33,4}{2} = 464,928 \text{ t}$$

##### IV.3.1.1.2 Le moment fléchissant

Le moment maximal se trouve à mi-travée :

$$M_{\max} = M(L/2) = \frac{qL^2}{8} = \frac{27,84 \times 33,4^2}{8} = 3882,15 \text{ t.m.}$$

##### IV.3.1.2 La surcharge A(L)

Se présente se forme une charge uniformément répartie sur toute la longueur de l'ouvrage :

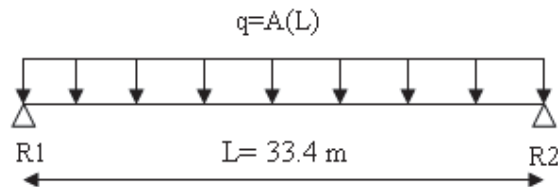


Figure8. La répartition de A(L).

### IV.3.1.2.1 L'effort tranchant

$$R1 = R2 = \frac{q \times L}{2}$$

Tableau5. L'effort tranchant de la surcharge A(L) par voie

Nombre de voies	A (L) t/ml	L'effort tranchant (t)	L'effort tranchant revenant à chaque poutre (t)
1	26,02027028	434,5385136	43,45385136
2	62,44864866	1042,892433	104,2892433
3	88,98932434	1486,121716	148,6121716
4	105,3820946	1759,88098	175,988098

### IV.3.1.2.2 Le moment fléchissant

$$M_{\max} = M(L/2) = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau6. Le moment fléchissant de la surcharge A(L) par voie

Nombre des voies	A (L) t/ml	M(x=L/2) (t.m)	Moment revenant à chaque poutre (t.m)
1	26,02027028	3628,396588	362,8396588
2	62,44864866	8708,151812	870,8151812
3	88,98932434	12409,11633	1240,911633
4	105,3820946	14695,00618	1469,500618

### IV.3.1.3 La surcharge Bc

La surcharge Bc introduit les surfaces d'impact (surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté, surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté). Donc, on assimile cette surface d'impact à des charges ponctuelles. La résolution se fait par les lignes d'influence.

#### IV.3.1.3.1 L'effort tranchant

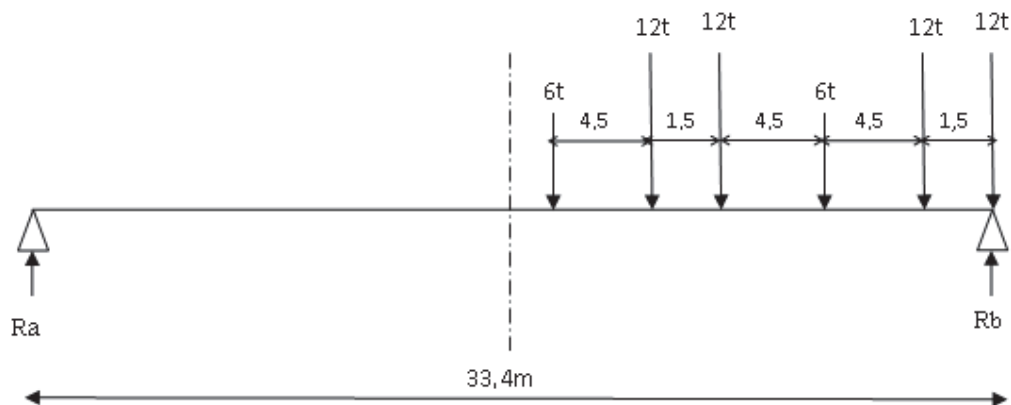


Figure9. La répartition de l'effort tranchant de la surcharge Bc.

$$\sum M/a = 0 \rightarrow 33,4 Rb = 12 (33,4+31,9+22,9+21,4) + 6 (27,4+16,9)$$

$$\rightarrow Rb = 47,335t \text{ et } Ra = 12,665t.$$

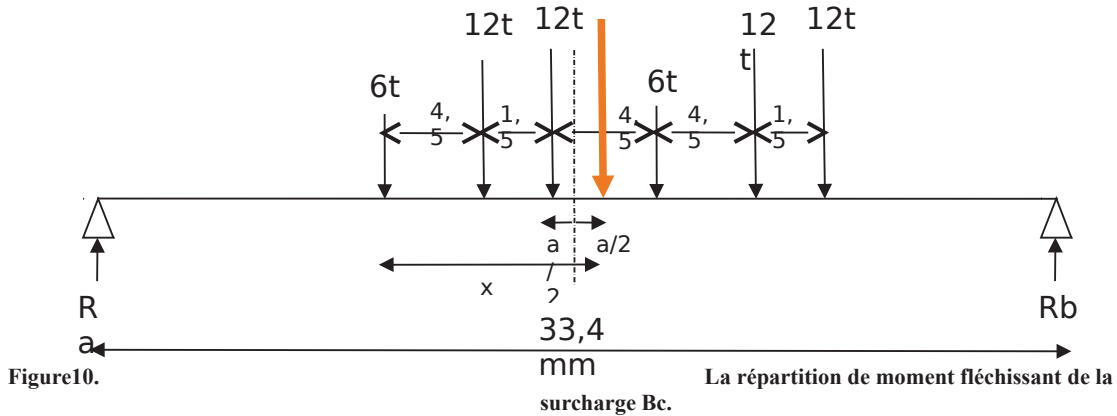
Tableau7. L'effort tranchant de la surcharge Bc par voie .

Nombre des voies	bc	L'effort tranchant		L'effort tranchant revenant à chaque poutre (t)
1	1,2	47,335 x 1,2 x 1,06931877	60,7394448	6,073944479
2	1,1	47,335 x 1,1 x 1,06931877	55,6778244	5,567782439
3	0,95	47,335 x 0,95 x 1,06931877	48,0853938	4,808539379
4	0,8	47,335 x 0,8 x 1,06931877	40,4929632	4,049296319

**IV.3.1.3.2 Le moment fléchissant**

Pour déterminer le moment produise par la surcharge Bc on utilise le théorème de barré.

« Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre ».



$$X = \frac{\sum P_i X_i}{\sum X_i} = \frac{(12 \times 4,5) + (12 \times 6) + (6 \times 10,5) + (12 \times 15) + (12 \times 16,5)}{60} = 9,45m$$

$$a = X - 6 = 3,45m \rightarrow a/2 = 1,725m$$

$$\sum M/b = 0 \rightarrow 33,4 Ra = 6(24.425 + 13.925) + 12(19.925 + 18.425 + 9.425 + 7.925) = 0$$

$$\rightarrow Ra = 26,9t, Rb = 33,1t$$

$$M_{max} = \sum M/c = (Ra \times 14,975) - (6 \times 6) - (12 \times 1,5)$$

$$\rightarrow M_{max} = 348,83 t.m.$$

Tableau8. Le moment fléchissant de la surcharge Bc par voie.

Nbr de voie	N	Mmax (t.m)	bc	$\delta_{bc}$	Moment	Moment revenant à chaque poutre (t.m)
1	1	348,83	1,2	1,06931877	447,61256	44,761256
2	2	348,83	1,1	1,06931877	820,6230266	82,06230266
3	3	348,83	0,95	1,06931877	1063,07983	106,307983
4	4	348,83	0,8	1,06931877	1193,633493	119,3633493

### IV.3.1.4 La charge militaire Mc120

Le rectangle d'impact de chaque chenille du véhicule type de système Mc120 est supposé uniformément chargé. La résolution se fait par les lignes d'influence.

#### IV.3.1.4.1 L'effort tranchant

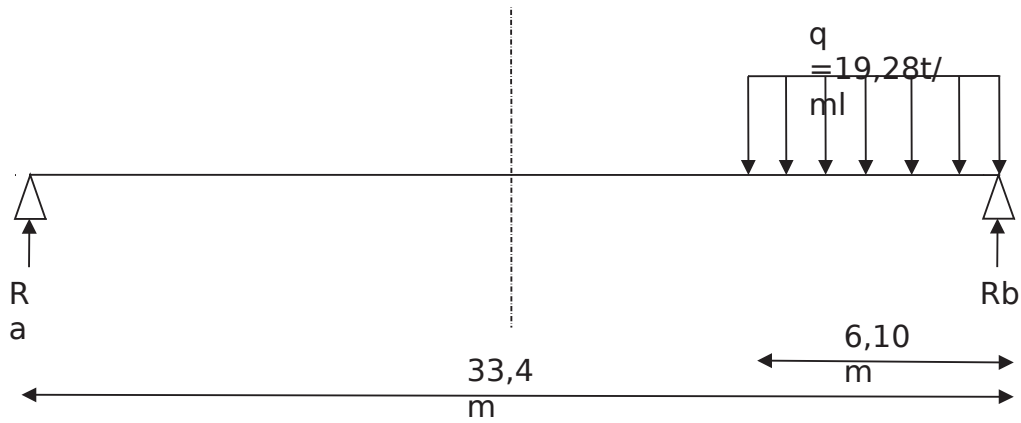


Figure11. La répartition de l'effort tranchant de la surcharge Mc120.

$$\sum M/a = 0 \rightarrow 33,4 R_b = (19,28 \times 6,10) \times (33,4 - 3,5)$$

$$\rightarrow R_b = 106,868t \text{ et } R_a = 10,74t .$$

#### IV.3.1.4.2 Le moment fléchissant

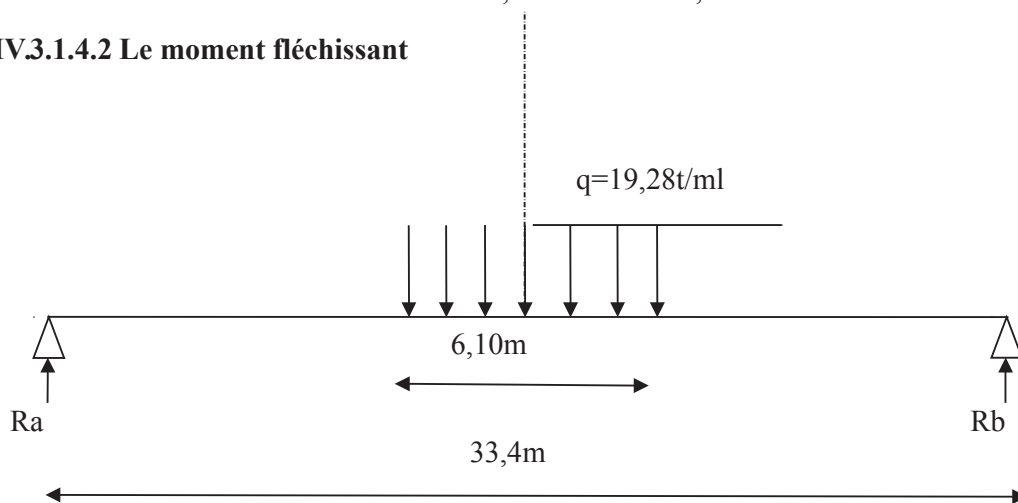


Figure12. La répartition de moment fléchissant de la surcharge Mc120.

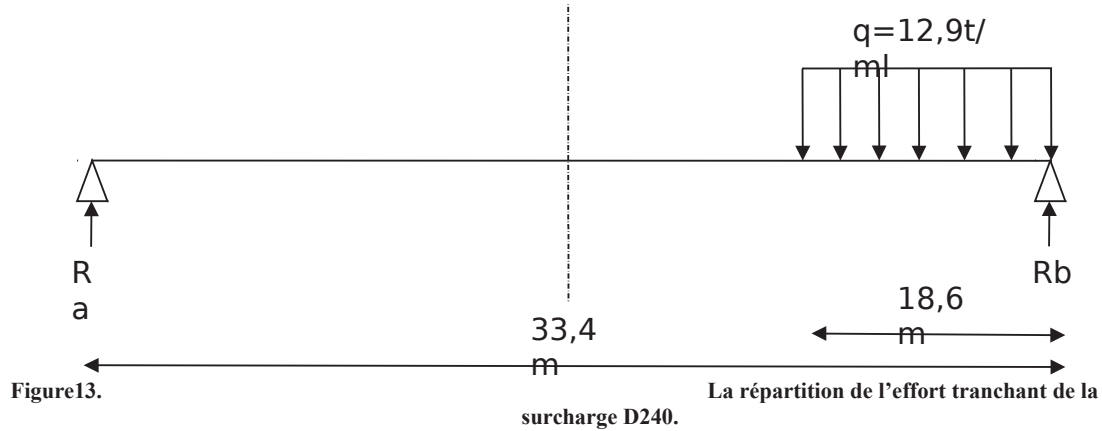
$$R_1 = R_2 = 58,804t$$

$$M_{\max} = M(L/2) = R_1 \frac{L}{2} - p \frac{3,05^2}{2} = 58,804 \frac{33,4}{2} - 19,28 \frac{3,05^2}{2} = 892,3507 \text{ t.m.}$$

### IV.3.1.5 La charge exceptionnelle D240

Le poids du convoi type D240 est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long. La résolution se fait par les lignes d'influence.

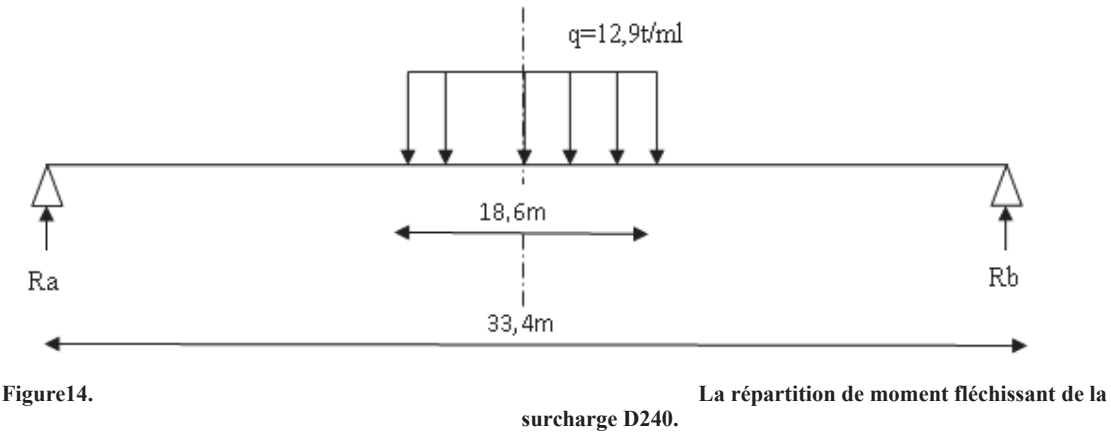
#### IV.3.1.5.1 L'effort tranchant



$$\sum M/a = 0 \rightarrow 33,4 R_b = (12,9 \times 18,6) \times (33,4 - (18,6/2))$$

$$\rightarrow R_b = 173,13t \text{ et } R_a = 66,81t$$

#### IV.3.1.5.2 Le moment fléchissant



$$R_1 = R_2 = 120t$$

$$M_{\max} = M(L/2) = R_1 \frac{L}{2} - p \frac{9,3^2}{2} = 120 \frac{33,4}{2} - 12,9 \frac{9,3^2}{2} = 1446,1395 \text{ t.m.}$$

### IV.3.1.6 La Surcharge de trottoir

#### IV.3.1.6.1 L'effort tranchant

$$R_1 = R_2 = \frac{q \times L}{2} = \frac{0,1875 \times 33,4}{2} = 3,13125t$$

#### IV.3.1.6.2 Le moment fléchissant

$$M_{\max} = M(L/2)$$

Tableau15. Le moment fléchissant de la surcharge de trottoir.

Trottoir chargé	Q	M(x=L/2) (t.m)	Moment revenant à chaque poutre (t.m)
1	0,1875	26,1459375	2,61459375
2	0,375	52,291875	5,2291875

### IV.3.2 La répartition transversale

#### IV.3.2.1 La Méthode de Guyon-Massonnet

La méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutre afin, de déterminer le moment fléchissant, et l'effort tranchant revenant à chaque poutre.

#### IV.3.2.2 Le principe de la méthode de Guyon-Massonnet

Cette méthode est applicable lorsque la rigidité de torsion des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. Les deux principes fondamentaux de la méthode :

- On remplace la structure réelle discontinue par une structure fictive continue ayant pour rigidité en flexion et torsion dans les sens longitudinale et transversal, les valeurs moyennes qu'ont ces rigidités dans la structure réelle.
- On considère donc une dalle orthotrope qui permet de résoudre l'équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre obtenue en écrivant l'équilibre d'un petit élément (dx, dy) autour d'un nœud soumis à la charge  $P=pd \times dy$ .

#### IV.3.2.3 Le paramètre d'entretoisement $\theta$ et le paramètre de torsion $\alpha$

Puisque notre poutre à des sections différent donc on prendre l'inertie calculer par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) / 3 \quad \pi \quad I_p = 19371855,68 \text{cm}^4$$

- $I_0$  : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis=  $23497699,73 \text{cm}^4$
- $I_m$  : moment d'inertie de la section à mi- travée avec hourdis=  $18639518,36 \text{cm}^4$ .

#### IV.3.2.3.1 La rigidité flexionnelle

Dans notre cas le pont ne comporte pas d'entretoisement intermédiaire ; c'est la dalle (hourdis) qui joue le rôle d'entretoisement.

##### IV.3.2.3.1.1 Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b l} = \frac{E * 19371855,68}{160} = 121074,098 E$$

##### IV.3.2.3.1.2 Rigidité flexionnelle de la dalle

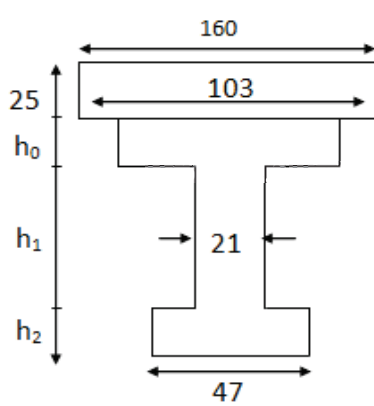
$$\rho_E = \frac{E I_e}{b}$$

$$\rho_E = \frac{E I_e}{b} = \frac{130208.33 E}{100} = 1302.0833 E$$

### IV.3.2.3.2 La rigidité de torsion

#### IV.3.2.3.2.1 Section équivalente

Nous substituons la section réelle à une section équivalente pour le calcul de la rigidité de torsion pour simplifier les calculs.



$$\text{Donc : } \begin{cases} h_0 = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 122,85 \text{ cm} \\ h_2 = 7,15 \text{ cm} \end{cases}$$

de torsion de la poutre

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$$

$$C_p = \frac{G}{3} \left[ \sum b_i h_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2} \right] = C_p = 1076297,855G$$

$$G = E/2,4 \rightarrow C_p = 448457,4397E$$

$$\rightarrow \gamma_p = 2802,858998E$$

#### IV.3.2.3.2.3 Rigidité de torsion de la dalle

$$\gamma_E = \frac{C_E}{b}$$

$$C_E = 2GI_E$$

$$G = \frac{E}{2,4} \rightarrow C_E = 2 \cdot \frac{E}{2,4} \cdot 130208,33 \rightarrow C_E = 108506,9417E$$

$$\gamma_E = \frac{108506,94E}{100} \rightarrow \gamma_E = 1085,069417E$$

#### IV.3.2.3.3 La valeur de coefficient d'entretoisement $\theta$ :

$$2b = n \cdot b_1 = 10 \cdot 160 = 1600 \text{ cm} \rightarrow b = 800 \text{ cm}$$

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{800}{3340} \sqrt[4]{\frac{121074,098E}{1302,0833E}} = 0,74378 = 0,74$$

$\theta = 0,74$  Puisque  $\theta > 0,3$  alors on utilise la méthode de Guyon-Massonnet.

#### IV.3.2.3.4 La valeur de paramètre de torsion $\alpha$

Il caractérise la rigidité de la plaque à la torsion, il varie entre 0 et 1.

$$A = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt[2]{\rho_p \times \rho_E}}$$

$$\alpha = \frac{2802,858998E + 1085,0694E}{\sqrt[2]{121074,098E \times 1302,0833E}} \rightarrow \alpha = 0,30956 \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 1 \text{ condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} \theta = 0,7438 \\ \alpha = 0,3096 \end{cases}$$

#### IV.3.2.4 Détermination du coefficient de répartition transversal

Le coefficient de répartition transversale  $K_\alpha$  est le rapport du déplacement vertical d'un point de la construction sous l'effet d'une charge uniformément répartie sur la largeur du pont il dépend de :

- La valeur de  $\theta$  ; La valeur de  $\alpha$
- L'excentricité relative  $e/b$  de la charge linéaire
- L'ordonnée relative  $y/b$  du point considéré.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \alpha^{0.05} \quad 0 < \theta \leq 0,1$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \alpha^{[1-e(0.065-\theta)/0.663]} \quad 0,1 < \theta \leq 1$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \quad \theta > 1$$

- Par interpolation entre  $\theta=0,70$  et  $\theta=0,75$ . VOIR L'ANNEXE 2
- Puisque  $0.1 < \theta=0,7438 \leq 1$  donc pour simplifier le calcul on prend : VOIR L'ANNEXE 2

#### ➤ Largeur active et position active :

Largeur active  $2b = n \times v = 10 \times 1,6 = 16m$ .  
 Position active =  $(n - 1) / n \times$  Position réelle.  
 N : nombre de poutres=10.

Tableau9. Les positions réelles et actives des poutres.

Numéro de la poutre	0	1	2	3	4
Position réelle	0,8	2,4	4	5,6	7,2
Position fictive	0,72	2,16	3,6	5,04	6,48
Position (b)	0,09	0,27	0,45	0,63	0,81

Les positions actives des poutres ne coïncident pas avec les ordonnées ( $y$ ) du tableau des  $K_\alpha$ . Donc, on va interpoler pour chaque position selon la formule simplifiée :

$$k\alpha = k_1 + \left( (k_2 - k_1) \times \frac{yp - y_1}{y_2 - y_1} \right) ,$$

Nous obtenons le tableau final de  $k\alpha$  : VOIR L'ANNEXE 2

#### IV.3.2.5 Calcul des coefficients de répartition $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour les différents chargements

Après avoir tracé les lignes d'influence de  $K_\alpha$  pour les différentes poutres. On dispose le chargement de manière à avoir l'effet maximum.

##### IV.3.2.5.1 Cas de charges concentrées :

$$K_{\text{moy}} = \frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

- $K_i$ : L'ordonnée à l'excentricité de la charge.
- $n$ : Nombre de charge concentrée.

##### IV.3.2.5.2 Cas de charges uniformément réparties : G, A(L) Mc120, D240

$$K_{\text{moy}} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

Résultats :

Tableau10. Les valeurs de  $K_{\alpha \text{ moy}}$  pour les différents chargements.

K		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
$\alpha_{\text{moy}}$						
Chargement						
G		1	1	1	1	1
A	1 voie	0,92528	1,30844	1,70772	2,11632	2,49064
	2 voies	1,2041	1,4770333 3	1,6563333 3	1,7389333 3	1,7784333 3
	3 voies	1,2696842 1	1,3660842 1	1,3849578 9	1,3153789 5	1,2320842 1
	4 voies	1,1020814 8	1,1020814 8	1,0622148 1	0,9635851 9	0,8633037
B	1 voie	0,92665	1,3139	1,70615	2,1087	2,46515
	2 voies	1,137325	1,458375	1,687825	1,84685	1,953825
	3 voies	1,2530666 7	1,44475	1,54265	1,5533666 7	1,52385
	4 voies	1,2519625	1,3311125	1,33785	1,2654125	1,1746875
MC120		1,3727	1,2995	1,1506	0,8485	0,5558
D240		1,4729687 5	1,3472812 5	1,1397187 5	0,8355312 5	0,53425
ST	1 trottoir	0,56496	0,9728	1,61576	2,42168	3,3356
	2 trottoirs	0,7896	1,0436	1,57912	2,33032	3,20744

IV.3.2.6 Le moment fléchissant revenant à chaque poutre

Tableau11. Le moment fléchissant revenant à chaque poutre

Moments chargement		M0	poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4	poutre 5
G		388,215	388,215	388,215	388,215	388,215	388,215
A(L)	1 voie	362,839659	335,728279	474,753923	619,628542	767,884827	903,702968
	2 voies	870,815181	1048,54856	1286,22305	1442,36021	1514,28955	1548,68675
	3 voies	1240,91163	1575,56591	1695,18979	1718,61036	1632,26904	1528,90763
	4 voies	1469,50062	1619,50942	1619,50942	1560,92533	1415,98903	1268,62533
Bc	1 voie	44,761256	41,4780179	58,8118143	76,3694169	94,3880605	110,34321
	2 voies	82,0623027	93,3315084	119,677611	138,506806	151,556764	160,335378
	3 voies	106,307983	133,21099	153,588458	163,99601	165,135277	161,99742
	4 voies	119,363349	149,438437	158,886046	159,690257	151,043874	140,214634
MC120		89,23507	122,492981	115,960973	102,673872	75,7159569	49,5968519
D240		144,61395	213,011829	194,835663	164,81923	120,829474	77,2600028
ST	1 trottoir	2,61459375	1,47714089	2,5434768	4,224556	6,33170939	8,72123891
	2 trottoirs	5,2291875	4,12896645	5,45718008	8,25751457	12,1856802	16,7723052

**Tableau12. Le moment fléchissant revenant à chaque poutre avec les combinaisons des charges E.L.U et E.L.S.**

	Moments Les combinaisons	P1	P2	P3	P4	P5
E.L.S	G+1,2 (st +A(L))	2336,581061	2338,174918	2271,23441	2102,02465	1930,6922
	G+1,2 (st +Bc)	572,4958844	585,4268716	589,7523257	584,090465	576,59933
	G+Mc120	510,7079806	504,1759735	490,8888715	463,930957	437,81185
	G+D240	601,2268292	583,0506633	553,0342303	509,044474	465,475
E.L.U	1,35G+1,6 (st +A)	3121,911665	3124,036807	3034,782796	2809,16978	2580,7265
	1,35G+1,6 (st +Bc)	769,7980958	787,0394122	792,8066843	785,257537	775,26935
	1,35 (G+Mc120)	689,4557738	680,6375642	662,6999766	626,306792	591,046
	1,35 (G+Mc120)	811,6562194	787,1183955	746,5962109	687,21004	628,39125

#### **IV.4 Modélisation du tablier par le logiciel ROBOT**

VOIR L'ANNEXE N°3.

#### **IV.5 Conclusion**

Les résultats d'étude manuelles et l'étude par logiciel converge. Ce qui implique la justification de ces derniers.

## Chapitre V. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### V.1 Introduction

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression est mal à la traction, pour cela on a recours à la précontrainte qui est un traitement mécanique. Ce traitement exige généralement deux matériaux : celui qui est précontraint et celui qui produit la précontrainte ; dans le cas du béton précontraint c'est le béton qui est précontraint et ce sont des aciers à hautes résistances mis en tension qui produisent la précontrainte. La mise en tension de l'acier peut se faire avant ou après le coulage du béton. Dans notre cas le procédé utilisé est la « post-tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines, après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'encrage à travers lequel on injecte un coulis de ciment pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

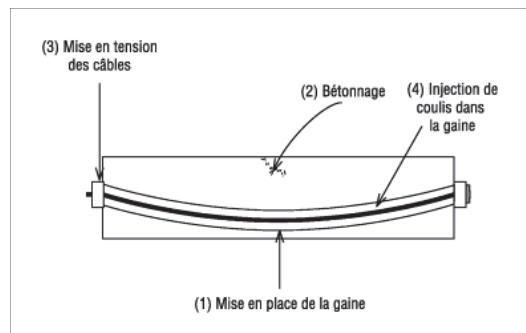


Figure1. Schéma de procédé par post-tension.

### V.2 Dimensionnement de l'effort de précontrainte

#### V.2.1 Introduction

Notre système est isostatique, le câble de tracé est non linéaire de rayon de courbure exerce sur le béton une force radiale, proportionnelle à l'effort de traction exercé dans le câble. Nous pouvons donc considérer l'action de précontrainte comme : une action intérieure entraînant en tous point un moment dit isostatique. La méthode de calcul correspondante s'appelle méthode directe.

Pour assurer l'intégrité du béton (éviter l'ouverture des fissures), on classe la précontrainte en 03 classes. Dans notre cas la classe est II.

#### V.2.2 Détermination de la précontrainte

La section du béton est connue.

##### V.2.2.1 Section sous critique

La valeur de la précontrainte minimum sera :

$$P_i = \frac{\Delta M + \rho B (V \overline{\sigma_{bt2}} + V' \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho h}$$

Avec une excentricité de :  $eo = c - \frac{M_{max}}{P}$

### V.2.2.2 Section sur critique

Si l'excentricité ainsi calculée est telle que le câble n'a plus l'enrobage minimum, la section est dite sur critique et le manque d'excentricité est compensé par un accroissement de la valeur de précontrainte.

$$P_{II} = \frac{\rho V \cdot B \cdot \overline{\sigma}_{bt2} + M_{max}}{\rho V + V' - d'}$$

Avec une excentricité de :  $e_0 = -i' - d'$

### V.2.2.3 Conclusion

La valeur minimale de la précontrainte est donnée par l'expression :

$$P_{min} = \min(P_I, P_{II})$$

$$\left. \begin{array}{l} P_I = 2.41 \text{ MN} \\ P_{II} = 4.53 \text{ MN} \cdot m \end{array} \right\} \Rightarrow P_{min} = \min(P_I, P_{II}) = P_{II} \rightarrow \text{Section sur critique}$$

D'où :  $P_{min} = 4.53 \text{ MN} \cdot m$

#### V.2.2.3.1 Détermination du nombre de câbles

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$$P_0 = \min \begin{cases} 0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_p \\ 0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_p \end{cases}$$

Les données :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$   $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$   $A_p = 1668 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$

$$P_0 = \min \begin{cases} 2.6784 \text{ MN} \\ 2.6892 \text{ MN} \end{cases}$$

Donc :  $P_0 = 2,678 \text{ MN}$

Nous estimons les pertes de précontrainte à 25% de  $P_0$

$$\text{On aura : } P_{min} \leq 0,75 n P_0 \Rightarrow n \geq \frac{4.53}{1.8615} = 2.48$$

$n = 3 \text{ câbles}$

D'où :

#### V.2.2.3.2 Vérification de la borne supérieure de précontrainte

On estime les pertes à 25% de  $P_0$ , donc  $P_m = P_0 - \Delta P = 0,75 P_0$

$$P_m \cdot n \leq \overline{\sigma}_{bc} B - \frac{\Delta M}{\rho h} \quad 6,027 \text{ MN} \leq 13.94 \text{ (vérifié)}$$

#### V.2.2.3.3 Détermination du nombre de câble à l'about

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$ . D'où :  $P_m = 0,9 P_0 = 2,411 \text{ MN}$ . Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma}_{bt} \quad \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq 1,5 f_{ij} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} &= \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{aligned}$$

Avec :

$$\text{Donc : } P = 4.6682 \cdot n \leq \frac{P}{P_0} n \leq 1.88 \quad \text{On trouve : } n = 2 \text{ câbles}$$

### V.2.2.3.4 Conclusion

On place deux câbles à l'about et un câble en extrados.

- 1<sup>ère</sup> famille : 2 câbles à l'about.
- 2<sup>ème</sup> famille : 1 câble en extrados.

### V.2.2.4 Vérification de la section médiane

La vérification se fait selon les cinq étapes, ces étapes différents, chaque entreprise de réalisation à ces propres méthodes. Selon les normes d'exécution, nous avons :

#### Première étape :

**NB :** Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

- La mise en tension des câbles d'about est 50 % au 7<sup>ème</sup> jour.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

#### Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles d'about est de 100 % au 28<sup>ème</sup> jour (la dalle est coulée).
- Les pertes considérées sont de 20 %.

#### Troisième étape :

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, la section résistante reste celle de la poutre seule.

- Les pertes considérées sont de 20 %.

#### Quatrième étape :

Même hypothèse que l'étape précédente, seulement qu'on prend cette fois-ci le poids de l'ouvrage à vide, et l'inertie de la poutre avec hourdis.

- La mise en tension des 3 câbles est de 100% au 56<sup>ème</sup> jour (coulage et durcissement) de la dalle.
- Les pertes considérées sont de 30 %.

#### Cinquième étape :

Même hypothèse que l'étape précédente, l'ouvrage est en service donc on prend la combinaison maximale à l'ELS pour la poutre la plus sollicitée.

- Les pertes considérées sont de 30 %.

Tableau1. Vérification des contraintes de la section médiane

	Phase1	Phase2	Phase3	Phase4	Phase5
Perte	0,1	0,2	0,2	0,3	0,3
Mise en tension	0,5	1	1	1	1
Nbr des câbles	2	2	2	3	3
$\sigma_{sup}$ (MPa)	6,228601158	2,30961557	11,1319844	1,73937228 7	7,7417715 1
$\sigma_{inf}$ (MPa)	2,662984641	15,74964295	4,6601394 1	15,0910871 4	2,53211619
$\sigma_{bc}$ (MPa)	13,90728477	21	21	21	17,5
$\sigma_{bt}$ (MPa)	-1,990728477	-4,05	-4,05	-4,05	-4,05
La vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VOIR L'ANNEXE 4.

### V.2.2.5 Tracé des câbles

#### V.2.2.5.1 Disposition constructive des câbles

**Section d'about :** Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,5 m entre 2 câbles successifs.

$$\frac{\sum M}{fib\ inf} = 0 \Rightarrow 2 P v' = P_1 d_1 + P_2 (d_1 + x)$$

$$P_1 = P_2 = P \text{ et } x = 0,5 \text{ m } d_1 = \frac{2v' - x}{2} \Rightarrow d_1 = 0,58 \text{ m et } d_2 = 1,08 \text{ m}$$

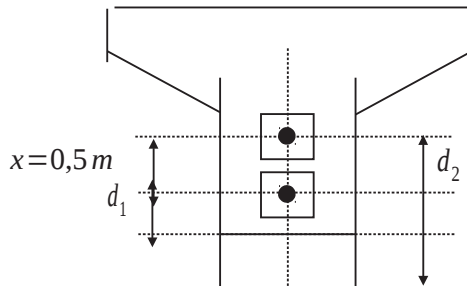


Figure2. Disposition des câbles dans la section d'about.

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

$$d_1 = 1,5 \phi = 13,2 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 + \phi = 26,26 \text{ cm}$$

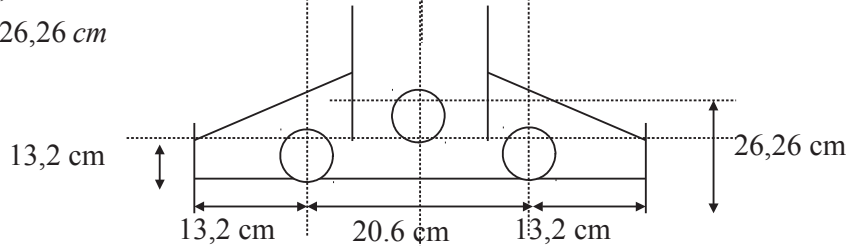


Figure3. Disposition des câbles dans la section médiane.

#### V.2.2.5.2 Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule :

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

Avec : L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par :

$$\alpha_{opt} = \text{arc sin} \left[ \frac{V_M + V_m}{2P} \right]$$

L'intégralité donne le résultat suivant :

$$-6,92^\circ \leq \alpha \leq 33,72^\circ \quad \alpha_{opt} = 12,55^\circ$$

$$\text{On fixe } \alpha_1 = 9,35^\circ ; \square \alpha_{opt} = \left( \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \right) \Rightarrow \alpha_2 = 15,093^\circ$$

$$\text{Pour les câbles de l'extrados on fixe : } \alpha_3 = 26,73^\circ$$

#### V.2.2.5.3 Position et analyse de chaque câble en différentes sections

Les équations paraboliques des différents câbles sont :

$$Y_1 = A(x - 0,47)^2 ; Y_2 = B(x - 0,47)^2 ; Y_3 = C x^2 \cdot \text{tg} \alpha_i = dY_i / dx.$$



### I.1.1.1.1 Détermination de $x_k$ et $x_d$

Les câbles sont d'un tracé parabolique sur une distance de  $(x_k + 0,47) m$ . Le repère  $(x, y)$  a pour origine le point « o » à partir duquel les câbles deviennent rectilignes.

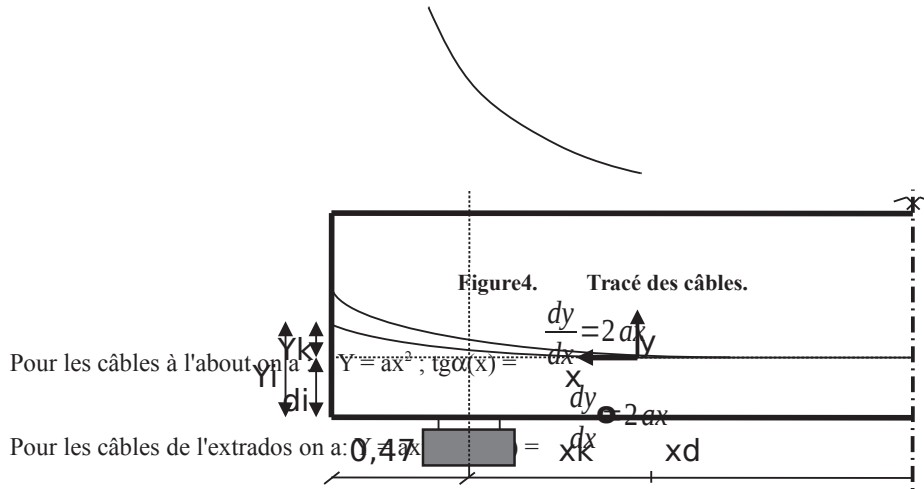


Tableau 2. Tracé du câble 1.

X(m)	Y(m)	$\alpha$ (degré)	cos $\alpha$
0	0,758	9,35	-0,997205431
1,7	0,495	8,7552	-0,784083677
4,26	-	4,4028	-0,304667183
4,7	0,186	4,4028	-0,304667183
6,7	0,108	1,4895	0,081206807
7,7	0,105	0	1
16,7	0,105	0	1

Tableau 3. Tracé du câble 2.

X(m)	Y(m)	$\alpha$ (degré)	cos $\alpha$
0	1,256	15,093	-0,816794639
1,7	0,819	14,4666	-0,323506626
4,26	-	10,1484	-0,749412486
4,7	0,285	7,857	-0,003018361
6,7	0,125	3,4335	-0,957696723
7,7	0,105	0	1
16,7	0,105	0	1

Tableau 4. Tracé du câble 3.

X(m)	Y(m)	A(degré)	cos $\alpha$
0	-	-	-
1,7	-	-	-
4,26	1,53	26,736	-0,03245674
4,7	1,285	28,566	-0,95776612
6,7	0,497	18,4176	0,90814864
7,7	0,287	11,8602	0,76085243
9,7	0,195	0	1
16,7	0,195	0	1

## V.2.3 Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections.

### V.2.3.1 Caractéristiques géométriques nettes

$$B(\varphi) = \frac{\pi Q^2}{4} :$$

$n$  : nombre de trous  
 $\varphi$  : diamètre de la gaine

$$B_n = B_{br} - nB(\varphi) \quad \text{avec}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} B_{brut} - \sum y_i B(\varphi)}{B_{net}} \quad \text{et} \quad v_{net} = h - v'_n$$

$$I_n = I_{br} + B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - \left[ B(\varphi) \sum (y_i - v'_n)^2 \right]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_n v_n B_n}$$

Les résultats :

Tableau5. Caractéristique géométrique de la section d'about.

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	S/ delta(cm <sup>3</sup> )	I/ delta(cm <sup>3</sup> )	I/g(cm <sup>4</sup> )
Section brut	7756	-	629613,62	67296172,52	
Gaines	100,53	83,61	8405,3133	702774,39	
Section nette	7655,47	81,14567841	621208,3067	66593398,13	16185028,64
Dalle	4000	162,5	650000	105833333,3	
Poutre + dalle	11655,47	109,0653836	1271208,307	172426731,5	33781909,84

Tableau6. Caractéristique géométrique de la section intermédiaire en x=4m.

Désignation	B(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	S/ delta(cm <sup>3</sup> )	I/ delta(cm <sup>3</sup> )	I/g(cm <sup>4</sup> )
Section brut	6413	-	528349	58258482,17	-
Gaines	150,797	75,12	11327,87064	850870,28	
Section nette	6262,203	82,56217969	517021,1294	57407611,89	14721220,5
Dalle	4000	162,5	650000	105833333,3	
Poutre + dalle	10262,203	113,7203317	1167021,129	163240945,2	30526915,26

Tableau7. Caractéristique géométrique de la section mi-travée en x=16.7.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	S/ delta(cm <sup>3</sup> )	I/ delta (cm <sup>3</sup> )	I/g(cm <sup>4</sup> )
Section brut	5058	-	422542,2	48930557,34	
Gaines	150,797	20,336	3066,607792	62345,9	
Section nette	4907,203	85,48160576	419475,5922	48868211,44	13010764,24
Dalle	4000	162,5	650000	105833333,3	
Poutre + dalle	8907,203	120,0686222	1069475,592	154701544,8	26291083,9

## V.2.4 Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte

En post-tension, la force de précontrainte varie à la fois : Dans l'espace, le long de l'armature, du fait des frottements à la mise en tension et la mise en précontrainte qui résulte de la technologie ou des propriétés des matériaux. Dans le temps à cause des déformations différées du béton (retrait et fluage) d'une part et de la relaxation de l'acier d'autre part. Les variations qui vont généralement dans le même sens d'une réduction des forces sont dénommées pertes de précontraintes. Elles sont classées en deux familles : des pertes instantanées et des pertes différées.

### I.1.1.1 Pertes instantanées

Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre, car elles se produisent au moment de la mise en tension et dans un temps relativement court, ces pertes sont réparties comme suit :

### V.2.4.1.1 Les pertes par frottement

Elles se produisent au frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension. L'expression de la tension le long du câble est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} [1 - f_{sc} \alpha(x) - \phi \cdot x]$$

$$(\Delta\sigma_p)_{f_{rott}} = \sigma_{p_0} - \sigma_p(x)$$

Tableau8. Perte due au frottement de câble 1

Abscisse de la section (m)	0	0,5	4,25	L/4 = 8,35	L/2 = 16,7
$\sigma$ (MPa)	1488	1486,506798	1452,655029	1420,903499	1397,46927
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	0	1,493202287	35,34497124	67,09650068	90,53073018

Tableau9. Perte due au frottement de câble 2.

Abscisse de la section (m)	0	0,5	4,25	L/4 = 8,35	L/2 = 16,7
$\sigma$ (MPa)	1488	1486,491933	1441,829706	1395,332777	1372,54
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	0	1,508067281	46,17029368	92,66722333	115,46

Tableau10. Perte due au frottement de câble 3.

Abscisse de la section (m)	0	0,5	4,25	L/4 = 8,35	L/2 = 16,7
$\sigma$ (MPa)	-	-	1488	1416,59051	1370,54838
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	-	-	0	71,4094883	117,451621

### V.2.4.1.2 Pertes par glissement

Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné entre le frottement de câble et sa gaine.

Au bout d'une certaine distance « d » à partir de laquelle les pertes s'annulent.

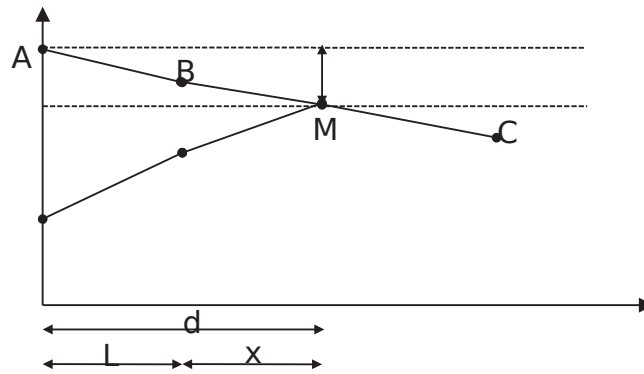


Figure5. Perte de glissement.

On suppose que  $M \in [AB]$ .

$$d = \sqrt{\frac{la \cdot Ea \cdot Aa \cdot L}{\sigma_A - \sigma_B}} \quad (\Delta\sigma_p)_g(x) = \frac{2(A-B)d}{L} \dots^*$$

Avec :  $la \cdot Ea \cdot Aa = 6 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 1660 \cdot 10^{-6} \text{ MPa}$

On peut remplacer \* par  $(\Delta\sigma_p)_g(x) = 2\sigma_{p_0}k(d-x)$  avec  $k = f \frac{\alpha}{L} + \phi$ .



**Tableau11. Les valeurs de d.**

Câble	$\alpha(\text{rad})$	L (m)	K (m <sup>-1</sup> )	d(m)
1	0,163	33,429	0,002877681	16,31659866
2	0,263	33,518	0,003412375	14,98382031
3	0,314	25,702	0,004199051	13,50751328

**Tableau12. Les valeurs due aux pertes d'ancrage.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\Delta\sigma_p$ câble 1 (MPa)	139,7350053	135,4530159	105,47909	68,22578217	0
$\Delta\sigma_p$ câble 2 (MPa)	152,1641312	147,0865166	111,543214	67,36796647	0
$\Delta\sigma_p$ câble 3 (MPa)	-	-	168,7949479	114,4357177	10,09098851

**V.2.4.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton**

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment. Ces pertes sont exprimées comme suit :

**Tableau13. Perte par raccourcissement élastique du béton 1<sup>er</sup> famille.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0	1,500634784	35,34497124	67,09650068	90,53073018
$\Delta\sigma_p$ (7j) (MPa)	9,847121205	9,888465998	14,83409293	19,62265359	12,16856927
$\Delta\sigma_p$ ( 28j)(MPa)	17,16644224	17,23851843	31,9068227	52,71796872	46,7249895

**Tableau14. Perte par raccourcissement élastique du béton 2<sup>ème</sup> famille.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\Delta\sigma_f$ (1+2) (MPa)	0	1,500634784	35,34497124	67,0965	90,53073018
$\Delta\sigma_f$ (3) (MPa)	0	0	0	71,4095	117,451621
$\Delta\sigma_g$ (1+2) (MPa)	145,9495683	141,2697662	108,511152	67,7969	0
$\Delta\sigma_e$ (1+2) (MPa)	17,16644224	17,23851843	31,9068227	52,718	46,7249895
$\sigma'_{bj}$ (MPa)	-	-	13,51421823	22,9623	21,60483376
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	-	-	35,68062883	60,6257	57,04170534

**V.2.4.2 Pertes différées**

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure sera précontrainte. Elles résultent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes ces pertes sont réparties comme suit :

**V.2.4.2.1 Pertes par retrait du béton**

C'est un raccourcissement naturel due essentiellement à l'évaporation de l'excédent de l'eau de gâchage ce qui engendre de légères déformations dans le béton. Les pertes par retrait sont données par la formule :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] E_p \quad [Mpa]$$

**Tableau15. Perte par retrait du béton.**

Section (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\Delta\sigma_7$ (1 <sup>er</sup> famille)	54,26076171	54,26076171	57	52,68191497	52,68191497
$\Delta\sigma_{28}$ (1 <sup>er</sup> famille)	47,42367044	47,42367044	47,40775633	42,92618295	42,92618295
$\Delta\sigma_{28}$ (2 <sup>ème</sup> famille)	-	-	47,36171841	46,04539424	46,04539424

### V.2.4.2.2 Pertes par relaxation des armatures

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 :

$$(\Delta\sigma_p)_\rho = 0,06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{p_i}(x)$$

$$\text{Avec : } \mu = \sigma_{p_i}(x) / f_{prg} = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

**Tableau16. Perte par relaxation d'acier du câble 1.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\sigma_i$ (MPa)	1331,098552	1333,815263	1315,269116	1299,959748	1350,74428
$\mu$	0,715644383	0,71710498	0,707133933	0,698903091	0,726206602
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	57,03312372	57,44175074	54,67585553	52,43447909	60,01490608

**Tableau17. Perte par relaxation d'acier du câble 2.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\sigma_i$ (MPa)	1318,669427	1322,166898	1298,37967	1275,246841	1325,814871
$\mu$	0,708962057	0,710842418	0,698053586	0,685616581	0,712803694
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	55,17881042	55,69808231	52,20529893	48,89613572	56,24180152

**Tableau18. Perte par relaxation d'acier du câble 3.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\sigma_i$ (MPa)	-	-	1207,65	1241,529141	1303,415685
$\mu$	-	-	0,649274194	0,667488785	0,700761121
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	-	-	39,72097198	44,22738711	52,93714382

### I.1.1.1.1 Pertes par fluage

Le fluage est un phénomène de déformation du béton lorsqu'il est soumis à une contrainte maintenue de compression. Les câbles étant ancrés sur le béton subissent la même déformation donc diminution de leur tension. Le BPEL propose la formule simplifiée permettant de calculer cette chute de tension :

$$(\Delta\sigma_p)_{fluage} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

**Tableau19. Perte par fluage 1<sup>er</sup> famille.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\sigma'_{b7}$	3,250938313	3,264587924	4,89734208	6,478242222	4,01734347
$\sigma'_{b28}$	6,501876626	6,529175848	12,08487011	19,96719669	17,69732557
$\Delta\sigma_{p7j}$	33,4802121	33,62078439	50,43591596	66,71702219	41,37313553
$\Delta\sigma_{p28j}$	34,33288447	34,47703686	63,81364541	105,4359374	93,44997899

**Tableau20. Perte par fluage 2<sup>ème</sup> famille.**

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\sigma'_{bj}$ (MPa)	-	-	13,51421823	22,96227219	21,60483376
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	-	-	71,36125765	121,2513069	114,0834107

### V2.4.3 Calcul du pourcentage des pertes totales

Tableau21. Les pertes par totales.

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
$\Delta\sigma_{pt}$ câble 1	286,1856056	283,9535695	329,5154987	380,0977712	323,6443034
$\Delta\sigma_{pt}$ câble 2	297,0694704	294,1488782	344,3461479	401,8620587	345,4294586
$\Delta\sigma_{pt}$ câble 3	0	0	356,2993628	450,6237166	388,8274063

Tableau22. Pourcentage des pertes

Distance (m)	0	0,5	4	8,35	16,7
% $\Delta\sigma_{pt}$ câble 1	19,2329036	19,08290118	22,14485878	25,54420505	21,7502892
% $\Delta\sigma_{pt}$ câble 2	19,96434613	19,76806977	23,1415422	27,00685878	23,21434534
% $\Delta\sigma_{pt}$ câble 3	0	0	23,94484965	30,28385192	26,13087408

### V3 Calcul justificatif des poutres

Nous vérifions que la structure est conforme aux prescriptions réglementaires (BAEL 91 révisé 99 et BPEL 91). C-à-d, 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 sollicitée de cette dernière.

#### V3.1 Justifications de la poutre à l'ELS

##### V3.1.1 Justification des contraintes normales

On vérifie que la contrainte normale  $\sigma(y)$  est comprise entre les contraintes limites  $\bar{\sigma}_{bc}$  et

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma(y) \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec :} \quad \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pl_0 + M}{I} y$$

Tableau23. Vérification des contraintes normales des phases 1,2,3.

N° de phase	Phase1	Phase2	Phase3
$\sigma_{sup}$ (MPa)	5,555999894	2,352729549	9,231542049
$\sigma_{inf}$ (MPa)	3,19567046	18,1616103	8,850822716
$\sigma_{bc}$ (MPa)	13,90728477	21	21
$\sigma_{bt}$ (MPa)	-2,986092715	-4,05	-4,05
La vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau24. Vérification des contraintes normales des phases 4,5,6.

N° des phases	Phase4	Phase5	Phase6
$\sigma_{sup}$ (MPa)	3,494716934	5,164733879	9,71517605
$\sigma_{inf}$ (MPa)	15,64209936	11,91776663	
$\sigma_{bc}$ (MPa)	21	21	21
$\sigma_{bt}$ (MPa)	-4,05	-4,05	-4,05
La vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

##### V3.1.2 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettant pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

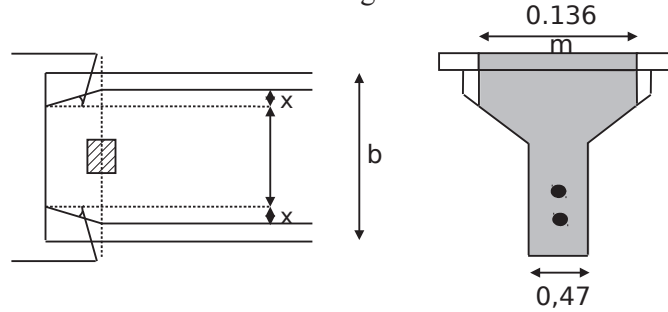
$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left[ \frac{f_{tj}}{f_{tj}} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{tj}} \left[ 0,6 f_{tj} - \sigma_x \right] = \left[ \frac{f_{tj}}{f_{tj}} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \tau_2^2$$

### V3.1.2.1 Détermination de la contrainte normale

#### V3.1.2.1.1 Détermination de la largeur de la table de compression

$\sigma_{sc}$  est déterminée au niveau du centre de gravité de la section d'about



$$b = b_0 + 2x = 0,47 + 2 \cdot 0,5 \cdot \frac{2}{3} = 1,136 \text{ m}$$

Les câbles se font au niveau du centre de gravité donc :

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B_n} \text{ Avec } P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

#### I.1.1.1.1 Détermination de la contrainte tangentielle :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \text{ Avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$V_{red}$  : effort tranchant réduit.

$S(y)$  : moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

$$b_n = b_0 - n K \phi$$

Tableau25. Vérification des contraintes tangentielles.

Phase	1	2	3	4	5	6
vred(MPa)	- 0,25869621	- 0,73065141	- 0,56066855	- 0,53717322	- 0,23639309	0,12584365
$\tau_{red}$	- 0,41816573	- 1,18105088	- 0,90628455	- 1,06602897	- 0,46912593	0,24973876
$\sigma(x)$	2,84270804	5,68541607	5,66744954	3,63417087	3,62332054	3,22269345
$\square^2$	0,17486258	1,39488119	0,82135169	1,13641777	0,22007914	0,06236945
$\square_1^2$	3,1024673	5,94365116	7,01696648	5,54568604	5,53783474	5,24794098
$\square_2^2$	7,4049452	12,1829291	15,3697132	13,7579195	13,7470256	13,3277508
La vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

## V3.2 Justification de la poutre à l'ELU

### V3.2.1 Justification des contraintes normales

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine. Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple  $(N_u, M_u)$  se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant  $(\overline{N_u}, \overline{M_u})$ .

Hypothèse de calcul :

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer  $y$  pour le calcul de  $\Delta \varepsilon_p', \Delta \sigma_p, N_{bc}$ .
- Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $\overline{N_u}$  qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que :  $M_u \leq \overline{M_u}$

Pour la vérification, on procède comme suit :

**1<sup>ère</sup> itération :** On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B,

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \quad \Delta \varepsilon_p' = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

On obtient :

$$\overline{N_u} = 5,2318 \text{ MN} < N_u = 6,4832 \text{ MN} \Rightarrow \text{La partie tendue très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour de B, } \varepsilon_s < 10 \text{ ‰} \text{ et garde } \varepsilon_b.$$

**2<sup>ème</sup> itération :**  $\varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$ ,  $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$  Supposons que  $\overline{N_u} = N_u$ , on recherche  $B(y)$

$$\overline{N_u} = 5,928 \text{ MN} = N_u \text{ (Vérifiée)}$$

**Calcul de  $\overline{M_u} / A_p$  :**

$$z(y) = d_p - 0,4 y = 1,682 \text{ m}$$

$$\overline{M_u} = 13,651 \text{ MPa} > M_u = 13,032 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée)}$$

**Conclusion :**

Le couple ( $M_u, N_u$ ) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

### V3.2.2 Justification des contraintes tangentielles

#### V3.2.2.1 Armatures transversales de peau

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm<sup>2</sup> d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

#### V3.2.2.2 Minimum d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1,15} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \min(0,8h, 3b_0, \Leftrightarrow 1\text{m}) = \min(0,8 \cdot 1,5; \square 3 \cdot 0,47; \square 1\text{m}) = 1\text{m}$$

$$\text{On fixe : } A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre de HA12)}$$

$$S_t \leq 0,304 \text{ m} \quad \text{on prend } S_t = 30 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$$

#### V3.2.2.2.1 Justification des armatures transversales dans la zone d'appui

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues de treilles constituées par les bielles de béton et ces armatures.

### **I.1.1.1.1.1 La non rupture des armatures transversales**

On doit vérifier :  $\tau_{u\ red} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1,15} \cot g \beta_u$   $\beta_u$  : Angle d'inclinaison des bielles de

béton.  $tg 2 \beta_u = \frac{2 \cdot \tau_{u\ red}}{\sigma_{xu}}$  . D'où :  $S_t = 0,2016\ m \Rightarrow S_t = 20\ cm$  (vérifiée).

### V.3.2.2.2.1.1 Justification des bielles de béton

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{u,red} \leq \frac{f_{cj}}{6} \quad \tau_c \cdot i = 2,08 \leq \frac{u}{6} = 5,833 \text{ MPa} \quad (\text{Vérfiée}).$$

### V.3.2.2.2.1.2 Etude de la zone d'about

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1<sup>ère</sup> zone de régularisation.

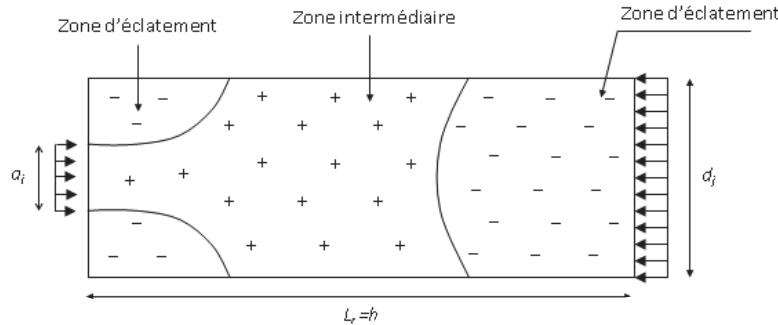


Figure6. Zone de concentration des contraintes.

### V.3.2.2.2.1.2.1 Etude de la première zone de régularisation

$$d_1 = \min(2c_1, c_2) = (80; 50) = 50 \text{ cm} \quad d_2 = \min(c_2, 2c_3) = \min(50; 118) = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_{min} = 50 \text{ cm}$$

#### V.3.2.2.2.1.2.1.1 Zone de surface

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$  donnée par la formule :

$$A_s = 0,04 \max \frac{P_{j0}}{\sigma_{s,lim}} \quad \text{Avec : } P_{j0} = P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p = 2,6784 \text{ MN} \quad \sigma_{s,lim} = \frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa}$$

Tableau26. Vérification des contraintes tangentielles.

Plan vertical	Plan horizontal
$A_s = 0,04 \cdot \frac{2,6784}{266,67} = 4,018 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ soit un cadre de HA16	$A_s = 0,04 \cdot \frac{2 \cdot 2,6784}{266,67} = 8,036 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ Soit 2 cadres de HA16

#### V.3.2.2.2.1.2.1.2 Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad \text{Avec : } b = 0,47 \text{ m ; } d_j = 0,423 \text{ m}$$

la compression.

Tableau27. Vérification des contraintes tangentielles.

Au 7 <sup>ème</sup> jour	Au 14 <sup>ème</sup> jour
$\sigma_{m7} = \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,47 \times 0,423} = 6,736 \text{ MPa} \leq 15,453 \text{ MPa}$ (Vérfiée)	$\sigma_{m14} = \frac{2,6784}{0,47 \times 0,423} = 13,472 \text{ MPa} \leq 19,943 \text{ MPa}$ (Vérfiée).

### V.3.2.2.2.1.2.1.3 Zone d'éclatement

#### 1- Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton  $\sigma_{teg}$  doit vérifier :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left[ 1 - \frac{a_j}{d_j} \right] \frac{P_{j_0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

- **Plan vertical :**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left[ 1 - \frac{a_j}{b} \right] \frac{P_{j_0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

- **Plan horizontal :**

Tableau28. Vérification des contraintes tangentielles.

Plan vertical	Plan horizontal
<b>Au 7<sup>ème</sup> jour :</b> $\sigma_{te7} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,28}{0,423} \right) \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,5 \cdot 0,423} = 1,07 \text{ MPa}$ $\sigma_{te7} = 1,124 \text{ MPa} \leq 2,489 \text{ MPa}$ vérifié <b>Au 14<sup>ème</sup> jour :</b> $\sigma_{te14} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,28}{0,423} \right) \cdot \frac{2,6784}{0,5 \cdot 0,423} = \text{MPa} \leq 2,14 \text{ MPa}$	<b>Au 7<sup>ème</sup> jour :</b> $\sigma_{te7} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,28}{0,423} \right) \cdot \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,5 \cdot 0,423} = 1,07 \text{ MPa}$ (Vérifié) <b>Au 14<sup>ème</sup> jour :</b> $\sigma_{te14} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,28}{0,423} \right) \cdot \frac{2,6784}{0,5 \cdot 0,423} = 2,14 \text{ MPa}$ (Vérifié)

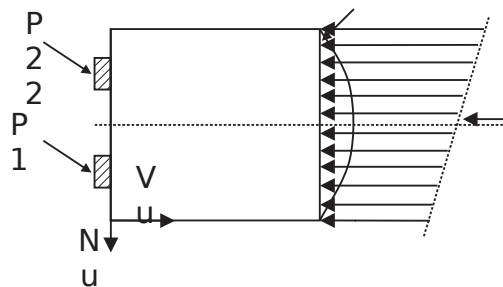
#### 2- Ferrailage d'éclatement :

Tableau29. Vérification des contraintes tangentielles.

Plan vertical	Plan horizontal
$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,28}{0,423} \right) \frac{0,5 \cdot 2,6784}{\frac{2}{3} \cdot 16,08} \\ 0,15 \frac{\max \square P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,6784}{\frac{2}{3} \cdot 16,08} \end{array} \right.$ $A_e = 15,066 \text{ cm}^2$ On dispose 4 cadres HA16 (16,08 cm <sup>2</sup> )	$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,28}{0,423} \right) \frac{0,5 \cdot 2,6784}{\frac{2}{3} \cdot 16,08} \\ 0,15 \frac{\max \square P_{j_0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,6784}{\frac{2}{3} \cdot 16,08} \end{array} \right.$ $A_e = 15,066 \text{ cm}^2$ On dispose 4 cadres HA16 (16,08 cm <sup>2</sup> ) autour de chaque plaque d'ancrage.

### V.3.2.2.2.1.2.2 Etude de la deuxième zone de régularisation

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumis d'un côté aux forces de précontrainte  $P_j$  et de l'autre aux contraintes  $\sigma(P_j)$  et  $\tau(P_j)$ . Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées.



**Figure 7. Concentration des contraintes.**

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{tj} \text{ Avec : } \tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b L_r} \text{ et } \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| = 1,7756 \text{ MPa} \leq 1,5 f_{tj} = 2,986 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée)}$$

### Ferrailage complémentaire

$$A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\sigma_{s \lim}} \text{ Avec : } V_{xe \max} = V_{x \max} \left[ 1 - \frac{f_{tj}}{3 \tau_{x \max}} \right]^2$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int \tau dt$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int \tau dt \quad N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - \frac{b \sum P_i \sin \alpha_i}{I_n b_1} \int S(t) dt$$

$$\text{D'où : } A_c = 21.0569 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s + A_e = 4,02 + 16,08 = 20,1 \text{ cm}^2$$

$A_c > (A_s + A_e) \Rightarrow$  D'où la section à mettre en place est la différence.

$A_c - (A_s + A_e)$  est répartie sur  $\frac{2}{3} l_r$  :  $A_c - (A_s + A_e) = 0.956 \text{ cm}^2$  Soit un cadre HA10

### V.3.3 Etude de la zone d'appui

Cette zone est soumise à des forces concentrées due aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte. Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de : l'équilibre de la bielle d'about et l'équilibre du coin inférieur.

Figure8. Rupture de la bielle et du coin inférieur.

#### V.3.3.1 Equilibre de la bielle d'about

L'appui transmet au béton une réaction verticale  $R_u$  et une réaction horizontale  $H_u$ . Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont  $\sum P_i \sin \alpha_i$  et  $\sum P_i \cos \alpha_i$ . La résultante R conduit à une rupture lorsque son incl  $\theta$  dépassé l'angle d'application  $\beta_u$  donnée par la formule.

$$tg 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} \text{ Avec : } \sigma_{yu} = 0 \Rightarrow tg 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu}}$$

La condition à vérifier :  $tg \theta \leq tg \beta_u$ .

Le calcul consiste un premier lieu à rechercher le niveau r de la poutre tel que donné dans la formule :  $\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u$  avec  $\bar{P}_i$  : Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite.

Nous avons :

$$\bar{P}_i = \min \begin{cases} 1,2(\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_T) \cdot A_p = 2.369 \text{ MN/c âble} \\ \frac{f_{prg} \cdot A_p}{1,15} = 2.684 \text{ MN/c âble} \end{cases}$$

$$\operatorname{tg} 2 \beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu}} = 0,264 \Rightarrow \beta_u = 30^\circ$$

### Recherche du niveau R

#### Câble 1 :

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \cot \beta_u$$

$$2,57 \cos 13,547^\circ - 0,6978 \geq (1,533 - 2,57 \sin 13,547^\circ) \cot 30^\circ$$

$$1,801 \geq 1,613 \quad (\text{Vérfiée}).$$

#### Conclusion :

La fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau d<sub>r</sub>.

$$d_r = h - y_{\text{cable 1}} = 1,5 - y(\text{cable 1}) \text{ à l'appui } (0,758) = 0,742 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = d_r - 0,1 h = 0,592 \text{ m}$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 1,35 \text{ m}$$

D'où :  $Z > Z_r$ , il faut majorer la section par le coefficient et  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ . La quantité

$$d'armatures est donc : A'_t = \frac{Z}{Z_r} \cdot A_t = 3,206 \text{ cm}^2 \quad A'_t = 3,206 \text{ cm}^2 \text{ (soit } 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2)$$

### V.3.3.2 Equilibre du coin inférieur

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur. On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture du coin inférieur en vérifiant l'égalité :  $\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \phi$

Avec :

$\alpha$  : Angle de la résultante avec la normale à  $P_i$ .

$\phi$  : Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne  $\phi = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2}{3}$

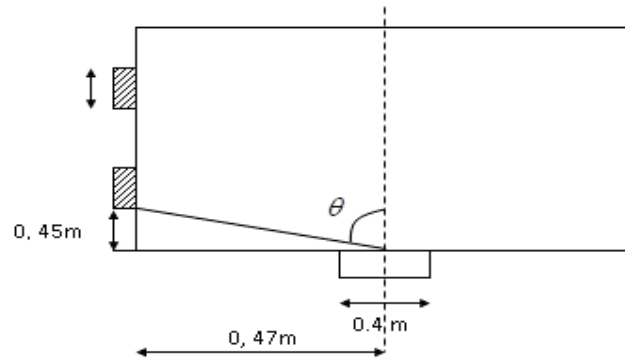
$$\text{Il faut vérifier que : } \sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cdot \frac{1,5 - \operatorname{tg} \theta}{1 + 1,5 \operatorname{tg} \theta}$$

$$\text{Donc : } 1,8 \geq 0,5 \text{ (vérifiée) (au niveau de câble 1)}$$

### Calcul de la section d'acier minimal

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{2}{3} = \frac{0,45}{x} \quad x = 0,675 \text{ m} > 0,4 \text{ m}$$

Donc l'appareil d'appui n'est pas atteint par le flux de précontrainte.



La section d'acier est donnée par la formule :

$$A_{min} = \frac{0,04 R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \cdot (5 - 4K) \quad \text{Donc} \quad A_{min} = 8,99 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12 (9,05 cm<sup>2</sup>)

#### V.4 Conclusion

L'étude de la précontrainte est l'étude de renforcement de béton.

Le tracé des câbles est indispensable car, il influe sur les autres paramètres. (Par exemple les pertes)

Les pertes de précontraintes doivent être prises en considérations.

Les poutres de béton précontraint doivent être justifier selon les règlements.

## Chapitre VI. ETUDE DE L'HOURLDIS

### VI.1 Introduction

L'hourdis est une dalle constituant la partie supérieure du tablier d'un pont à poutres sous chaussée ou à caisson. Elle s'adapte aux efforts transversaux. Ce dernier assure la continuité de la surface du tablier, il reçoit l'étanchéité ainsi que le revêtement de chaussée, Il fait par ailleurs office de table de compression de poutres.

### VI.2 Ferrailage de l'hourdis

D'après BAEL 99.

#### VI.2.1 Ferrailage transversale de l'hourdis

Pour déterminer le ferrailage transversal du hourdis, nous faisons l'étude sur une bande rectangulaire de 1 mètre. À l'aide du logiciel AUTODESK ROBOT 2016, nous obtenons les moments maximaux sous la combinaison 1.35G+1.35D240 à E.L.U.

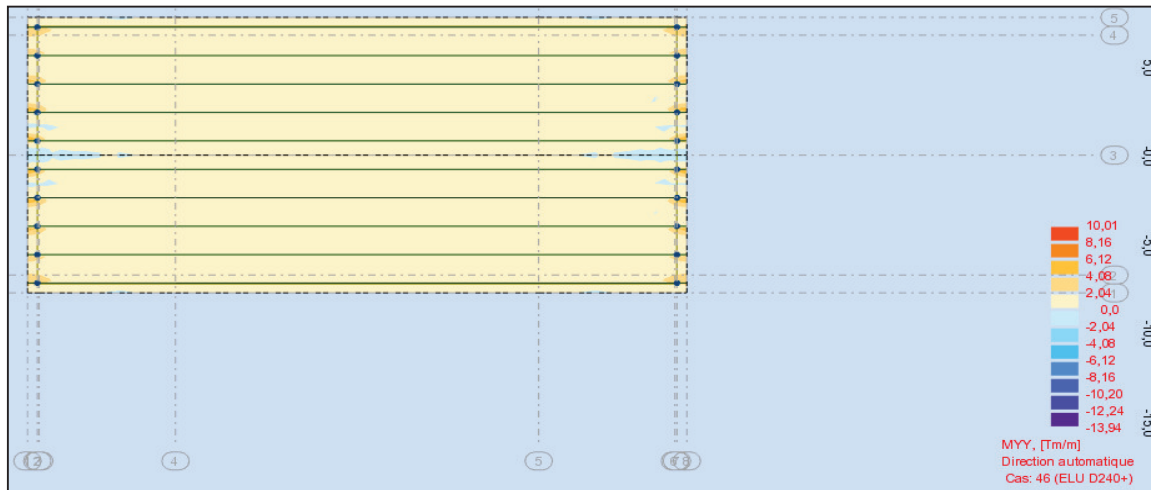


Figure1. Cartographie du moment longitudinal à l'E.L. U

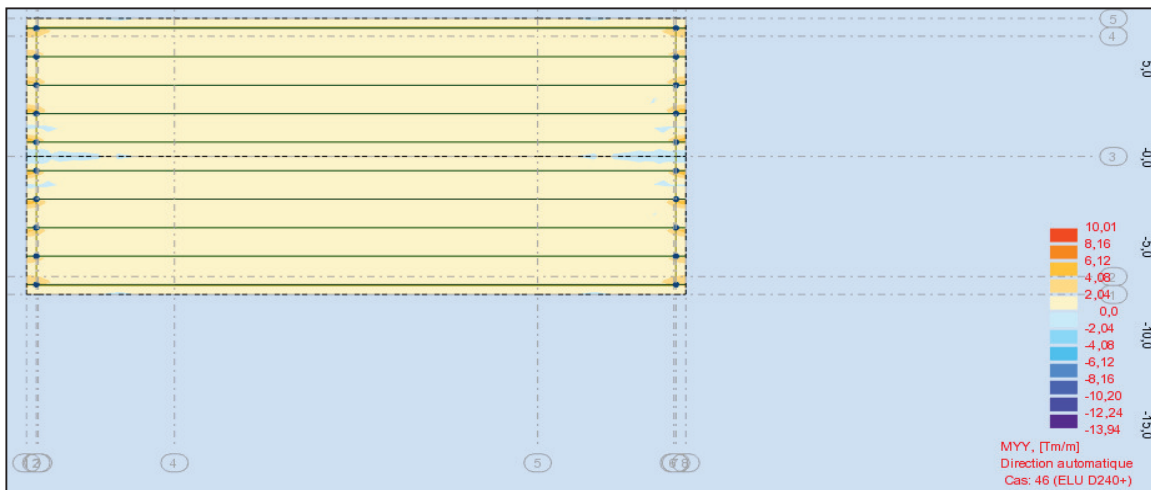


Figure2. Cartographie du moment longitudinal à l'E.L. S

### VI.2.1.1 Sur appui

Le Ferrailage se fait en en flexion simple.

- $MU = 10.01 \text{ t.m/ml}$
- $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.0997 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2,22}{1,64} = 1,35 \rightarrow \mu_c = 0,3235$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.1315 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.213 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{es} = 1.739 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} .$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 13.504 \text{ cm}^2 . \text{ Nous proposons : 5HA20} \rightarrow A_s = 15.70 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

La condition de non fragilité :  $\frac{A_{smin}}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$  ;  $A_s \geq 3.49 \text{ cm}^2$  → La condition est vérifiée

### VI.2.1.2 En travée

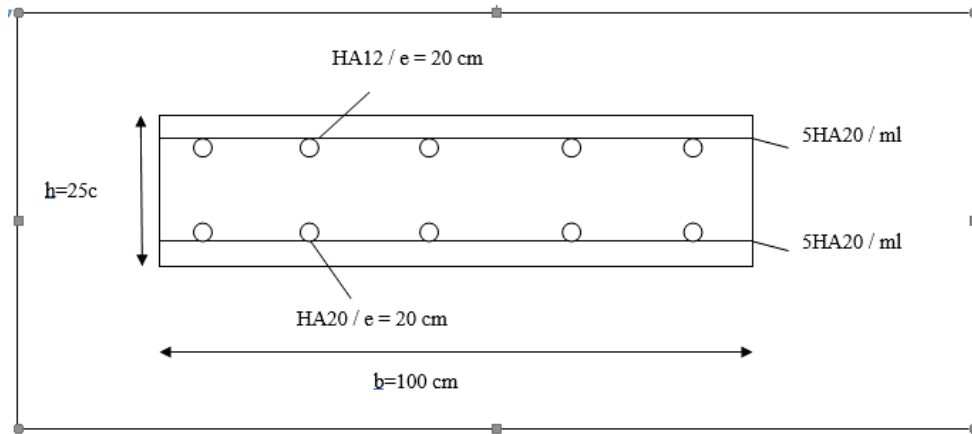
Le Ferrailage se fait en en flexion simple

- $MU = 10.63 \text{ t.m/ml}$
- $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.1059 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,351 \rightarrow \mu_c = 0,3235$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.1402 \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2123 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{es} = 1.739 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$



$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{0.1063}{0.2123 \times 348} \times 10^4 = 14.388 \text{ cm}^2 .$$

Figure3. Schéma de ferrailage général de dalle

### VI.3 Conclusion :

Le rôle mécanique de l'hourdis est la répartition des charges sur les poutres. Ce qu'il justifie le ferrailage de ce dernier.

Chapitre VII. LES DEFORMATIONS

VII.1 Introduction

Une déformation est une modification de la forme ; ensemble des variations dimensionnelles et distorsions l'affectant. Dans ce chapitre, nous allons calculer ces derniers (les flèches, les rotations, les déplacements horizontaux). En utilisant la méthode de Maxwell-Mohr.

VII.2 Calcul des flèches

VII.2.1 Flèche due aux poids propres

$$f_G = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot I_{eq} \cdot E_V}$$

➤  $q = 2,277 \text{ t/ml (poutre + hourdis)}$        $f_G = \frac{5 \times 0,02277 \times 33,4^4}{384 \times 0,1864 \times 11993,91}$   
 $= 0,1456 \text{ m} = 14,569 \text{ cm}$

VII.2.2 Flèche due à la précontrainte

$$f_p = \frac{2}{I_{eq} \cdot E_V} \int_0^{l/2} M_p(x) M dx$$

- $M_p(x) = N \times e_p$
- $N_i = \sum P_i \times \cos \alpha_i$
- $P_i = n \times (p_0 - \% \Delta \sigma_{TOT})$

Tableau1. Calcul du moment de précontrainte.

Section	N(t)	e (m)	Mp (MN.m)
0.00L	3,89592376	0,024	0,09350217
0.25L	5,383185091	-0,81827813	-4,404942631
0.5L	5,681372851	-0,890686222	-5,060320523

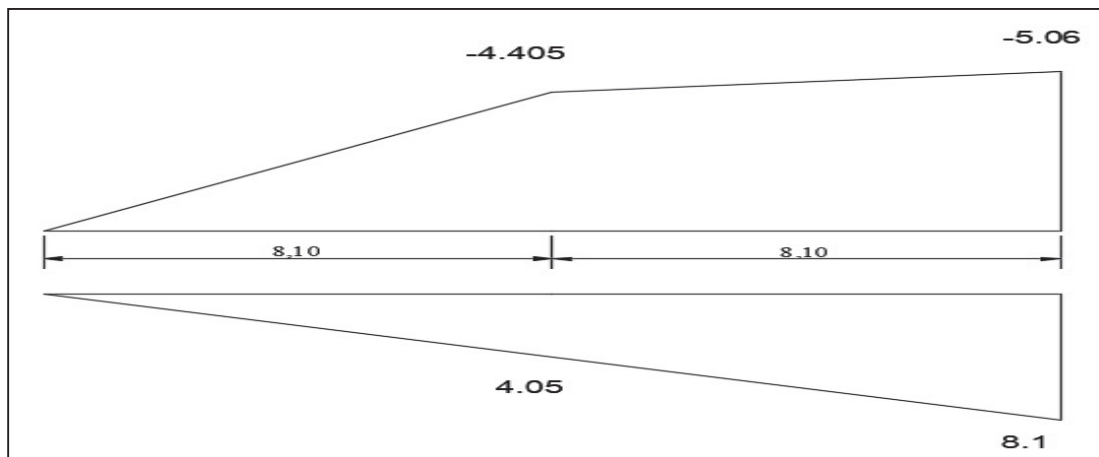


Figure1. Diagramme des moments Mp et  $\dot{M}$  dus à la précontrainte

$$f_p = - \frac{2 \cdot 282,8341}{0,1864 \times 11993,91} = -0,253\text{m} = -25,30\text{cm}$$

### VII.2.3 Flèche due à la Construction

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (|-0,253| - 0,165) = 0,08025 \text{ m} = 8,025 \text{ cm}$$

### VII.2.4 Flèche due à la surcharge D240

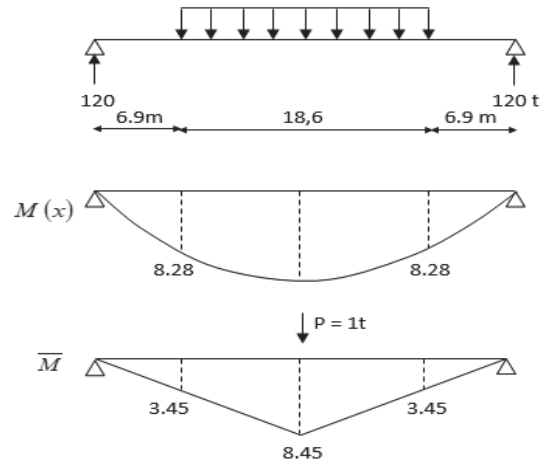
La flèche sous une charge uniformément répartie «q» sur une longueur «b» est donnée par la formule simplifiée suivant :

$$F_D = \frac{1}{E_i I_{eq}} \cdot \frac{K_\alpha}{n} \cdot 2 \int_0^{L/2} M_p \overline{M} dx \quad \text{Avec} \quad K_\alpha = 1,473$$

Calcul de  $M(x)$

$$\int_0^{L/2} M_p \overline{M} dx = \int_0^{6,9} 1,2x \cdot \frac{x}{2} dx + \int_{6,9}^{18,6} \left[ 1,2x - \frac{0,12903}{2} (x - 6,9)^2 \right] dx = 3535,70 \text{ €}$$

$$F_D = \frac{2}{1,6} \cdot 1,473 \cdot \frac{1}{35987,73 \cdot 0,1864} \cdot (730,303) \quad F_D = 0,032 \text{ m} = 3,2 \text{ cm}$$



### VII.2.5 Flèche totale

En service à vide :  $f_{totale} = f_G + f_p + f_c = -0,02675 \text{ m}$ .

En service :  $f_{totale} = f_G + f_p + f_c + f_{d240} = 0,00525 \text{ m}$ .

### VII.2.6 Flèche admissible

$$f_{adm} = L/300 = 0,108 \text{ m} \quad 1/300$$

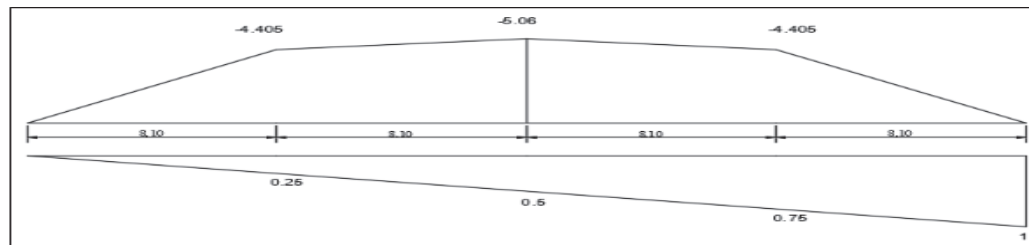
$$f_{totale} = 0,00525 \text{ m} < f_{adm} = 0,108 \text{ m} \quad (\text{Vérifié})$$

## VII.3 Calcul des rotations :

### VII.3.1 Rotation sous le poids propre

$$\theta_G = \frac{G \cdot L^3}{24 \cdot I_{eq} \cdot E_V} ; \theta_G = 0,01145 \text{ rad}$$

### VII.3.2 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte



$$\theta_p = \frac{1}{I_{eq} \cdot E_V} \int_0^l M_1(x) M dx \quad \theta_p = -0.0199 \text{ rad.}$$

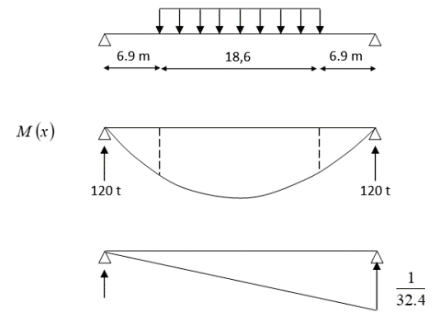
Figure2. Diagramme des moments dus au précontraint.

### VII.3.3 Rotation maximale sous la charge D240

Cette rotation est donnée par la formule :  $\theta_D$

$$\int_n^L \overline{M} dx = \int_n^{6,9} 1,2x dx + \int_{6,9}^{25,5} \left[ 1,2x - \frac{0,12903}{2}(x-6,9)^2 \right] dx + \int_{25,5}^{32,4} \left[ 1,2x - 2,4(x-16,2) \right] dx$$

$$\theta_D = 2,365 \cdot 10^{-3} \text{ rad} = \frac{1}{E_i I_{eq}} \cdot \frac{K_a}{n} \cdot 2 \int_0^{L/2} M_p \overline{M} dx$$



### VII.3.4 Rotation totale

$$P = 0,01145 - 0,0199 = -8,45 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{a vide : } \theta = \theta_G + \theta_i$$

$$\text{en charge } \theta = \theta_G + \theta_p + \theta_{D240} = 0,01145 - 0,0199 + 0,002365 = -6,085 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

### VII.4 Calcul des déplacements

#### VII.4.1 Déplacement dû à une rotation d'appui

h : la hauteur de poutre avec hourdis

$$\Delta_{\text{rotation}} = \theta \times \frac{h}{2} = -6,085 \cdot 10^{-3} \times \frac{1,75}{2} = -5,324 \cdot 10^{-3}$$

#### VII.4.2 Déplacement dû au retrait

$\epsilon_r$  : raccourcissement final du béton du au retrait,

$$\Delta_{\text{retrait}} = \frac{L}{2} \times \epsilon_r, \text{ avec : } \epsilon_r = 3 \times 10^{-3} \quad \Delta_{\text{retrait}} = 0,00501 \text{ m} = 0,501 \text{ cm}$$

#### VII.4.3 Déplacement dû au fluage

$\Delta \sigma_f$  : Perte due au fluage à l'about

$$\Delta_{\text{fluage}} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta \sigma_f}{E_p} = \frac{33,4}{2} \times \frac{34,33}{190000} = 0,003017 \text{ m} = 0,3017 \text{ cm}$$

#### VII.4.4 Déplacement dû à la variation de température

$$\Delta_{\text{temp}} = \frac{L}{2} \times \epsilon_t$$

$3 \cdot 10^{-4}$  actions de courte durée  
 $2 \cdot 10^{-4}$  actions de longue durée

Avec :  $\epsilon_r = \dots$

$$\Delta_{\text{temp}} = 0,00334 = 0,334 \text{ cm}$$

#### VII.4.5 Déplacement totale :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} \times \dot{\epsilon} (\Delta_{\text{rotation}} + \Delta_{\text{retrait}} + \Delta_{\text{fluage}}) + \Delta_{\text{temp}} \dot{\epsilon}$$

$$\frac{2}{3}(-5,324 \cdot 10^{-3} + 0,00501 + 0,003017) + 0,00334 = 5,142 \cdot 10^{-3} m$$

#### VII.5 Conclusion

Sur le plan de la sécurité, les déformations obtenant sont admissibles.

## Chapitre VIII. ETUDE D'APPAREIL D'APPUI ET JOINT DE CHAUSSEE

### VIII.1 Etude d'appareil d'appui

#### VIII.1.1 Introduction

L'appareil d'appui est défini comme un dispositif placé entre le tablier d'un pont et ses appuis (pile ou culée), ayant pour rôle de transmettre les efforts à l'appui tout en permettant les déplacements et déformations du tablier. De plus, ils permettent l'absorption des déplacements et rotations. Dans ce chapitre, on utilise les règlements de guide SETRA, RCPR et le BAEL99.

#### VIII.1.2 Dimensionnement d'appareil d'appui

##### VIII.1.2.1 Aire de l'appareil d'appui

$$2 \text{ MPa} < \sigma_{\max} = (R_{\max} / a \times b) < 15 \text{ MPa}$$

$$0.9688 / 15 = 645.8667 \text{ cm}^2 < a \cdot b < 0.9688 / 2 = 4844 \text{ cm}^2$$

##### VIII.1.2.2 Hauteur de l'élastomère

$$\begin{cases} \tau H \leq 0.5 G \\ \tau H = G \frac{u_1}{T} \end{cases}$$

$$T \geq \frac{U_1}{0,5} = \frac{11,367}{0,5} = 22,734 \text{ mm, Nous prenons : } T = 40 \text{ mm (5 feuillets de 8 mm)}$$

##### VIII.1.2.3 Dimension en plan de l'appareil

Selon la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \leftrightarrow 5 T \leq a \leq 10 T$$

### VIII.1.3 Répartition des efforts longitudinales

#### VIII.1.3.1 Efforts de freinage

Les charges de chaussées, des systèmes A (I) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage.

##### VIII.1.3.1.1 Charge A (I)

L'effort de freinage correspondant à la charge A (I) est :

$$F_{A(I)} = P_{A(I)} / (20 + 0,0035 S) \quad F_A = 11.88 \text{ t}$$

Donc La force qui revient à chaque appareil d'appui :  $H_A = F_A / (2.n) \rightarrow H_A = 0.594 \text{ t}$

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule RCPR c'est le système Bc tel que :  $F_{bc} = 30t$ .  $H_{Bc} = F_{bc} / N \text{ appuis} = 1.5 \text{ t}$ .

##### VIII.1.3.2 Effort dû au séisme

Les composantes de séisme :

$$H_s = 0,3 G \rightarrow H_s = 278,949t \rightarrow H_s / \text{appui} = 13,947t$$

$$V_s = 0,09 G \rightarrow V_s = 83,685t \rightarrow V_s / \text{appui} = 4,184t$$

### VIII.1.3.3 Effort dû aux déformations

$$H_{\varepsilon} = G.\varepsilon.a.b / T. \quad H_{\varepsilon} = 0,823 \text{ t.}$$

#### VIII.1.3.4 Effet dû au vent

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression ( $P=2.10^{-3}$  MN/m<sup>2</sup>).

L'effort de vent est :  $H_v=S.P$

Donc :  $H_v = 0.1169$  MN=11.69 t.  $H_{ven} = 11.69 / (2 \times 10) = 0.5845$ t.

#### VIII.1.4 Vérification des contraintes

##### VIII.1.4.1 Sollicitation sous charges verticales

###### VIII.1.4.1.1 Contraintes de compression

$$\sigma_m = N_{max} / a \times b \leq 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_m$  : contrainte de compression sous  $N_{max} = 96.88$  t.

$$\sigma_m = \frac{0,9688}{0,4 \times 0,2} = 12,11 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié}$$

###### VIII.1.4.1.2 Contrainte de cisaillement au niveau du frettage crée par cet effort

$$\tau_N = 1,5 \times \sigma_m / \beta \leq 3 G$$

$$\text{Donc : } \tau_N = (1,5 \times 12,11) / 8,33 = 2,18 \text{ MPa} \leq 2.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié}$$

##### VIII.1.4.2 Sollicitation due à un effort horizontal (déplacement)

###### VIII.1.4.2.1 Sous déplacement lent

$$\tau_{H1} = G U1 / T \leq 0,5 G.$$

$$\tau_{H1} = 0,8 \times 0,011367 / 0,04 = 0,222734 \text{ MPa} \quad 0,5 G = 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

###### VIII.1.4.2.2 Sous un effort dynamique (freinage)

$$\tau_{H2} = H_{bc} / a \times b = 1.5.10^{-2} / 0.4 \times 0.3 = 0,1875 \text{ MPa.}$$

###### VIII.1.4.2.2.1 Déformation lente + rapide dues au freinage

$$\tau_H \leq 0,7 G.$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 0,316 \text{ MPa} \leq 0,7 \times 0,8 = 0.56 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

##### VIII.1.4.3 Sollicitation due à une rotation

$$\tau_a = \frac{Ga^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2n}$$

$$\tau_a = 0.8 \times 200^2 (-0,00845 + 0,01) / (2 \times 8^2 \times 5) = 0,0775 \text{ MPa}$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5 G$$

$$\tau = 2,18 + 0,316 + 0,0775 = 2,571 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

##### VIII.1.4.4 Condition de non cheminement et non glissement

D'après le bulletin technique N°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\begin{cases} \sigma_{min} = N_{min} / (a \times b) \geq 2 \text{ MPa} \\ H \leq f \times N_{min} \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = 0,5654 / (0,1 \times 0,4) = 7,068 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfifié.}$$

$$f \times N_{\min} = 0,949 \times 56,54 = 53,656 \text{ t.}$$

#### VIII.1.4.4.1 H due à la déformation lente

H : force horizontale correspondante à Nmin.

$$H = G \times a \times b \times U1 / T.$$

Donc  $H = 8.10^{-3} \times 20 \times 40 \times 1,1367 / 4 = 1,819 \text{ t} < 53,656 \text{ t} \rightarrow$  Vérifié.

#### VIII.1.4.4.2 H due au séisme

$H_s = 278,949 / (2 \times 10) = 13,947 \text{ t} < 53,656 \text{ t} \rightarrow$  Vérifié.

#### VIII.1.4.5 Condition de non soulèvement

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha T \leq 3 t^2 \sigma_{\min} / \beta a^2 G$$

$-8,45.10^{-3} \leq 5,0.10^{-3} \text{ rad} \rightarrow$  Vérifié

#### VIII.1.5 Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$  (Acier E24-1:  $e < 3 \text{ mm}$  {SETRA Bulletin technique})

$t_s \geq 0.30 \times 8.07 / (10,71 \times 220) = 1,157 \text{ mm}$  et  $t_s \geq 2 \text{ mm}$ .

$$\begin{cases} t_s \geq 1,157 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc nous avons :  $\begin{cases} 4 \text{ feuilletts d' élastomères intermédiaires d' épaisseur } t = 8 \text{ mm} \\ 2 \text{ feuilletts d' élastomères intermédiaires d' épaisseur } t = 4 \text{ mm} \\ 5 \text{ frettes intermédiaires d' épaisseur } t_s = 2 \text{ mm} \end{cases}$

Nous opterons pour un appareil type : « CIPEC 200x400x5(8+2) »

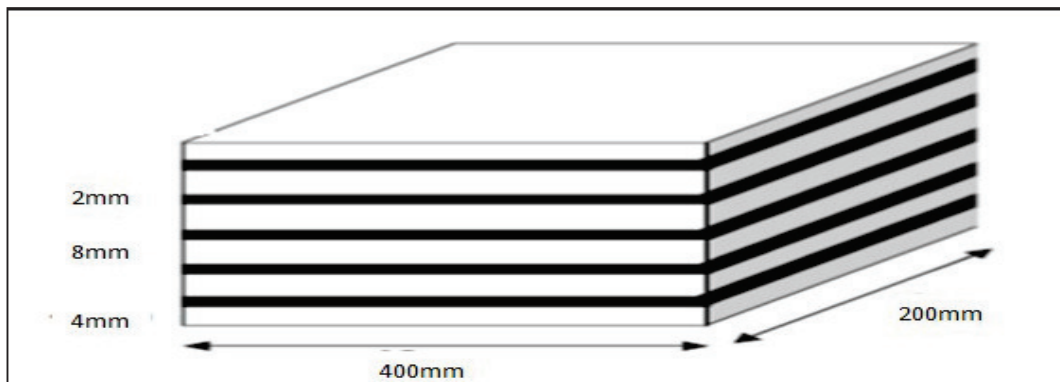


Figure1. Appareil d'appui.

### VIII.1.6 Dé d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement

#### VIII.1.6.1 Dimensionnement de dé d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des dèd d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm minimum pour cela on prend : **A= 300 mm et B= 500 mm**

$$H \geq (2a b / P0) = (2a b) / 2 (a + b) \rightarrow H \geq 13,33 \text{ cm nous prenons : } H= 16 \text{ cm}$$

#### VIII.1.6.2 Ferrailages de dé d'appui

##### VIII.1.6.2.1 Armatures de chaînage

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 25\% R_{\max}$

$$R_{\max} = 96,88t \quad \text{D'où : } A_c = 0,25R_{\max} / \sigma_s \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Max} (0,5f_e, 110 \sqrt{nf_{tj}}) = 228,63 \text{ MPa} \Rightarrow A_c = 0,25R_{\max} / \sigma_s = 10,59 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Nous prenons : } \begin{cases} 7 \text{ HA } 14 \\ A_c = 10,77 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

##### VIII.1.6.2.2 Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0,125 R_{\max} / \sigma_s = 5,29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Nous prenons : } \begin{cases} 4 \text{ HA } 12 \\ A_c = 5,65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

##### VIII.1.6.2.3 Armatures de diffusion

###### VIII.1.6.2.3.1 Ferrailage de surface « frettes sup »

Ce sont des armatures capables de reprendre 4%  $R_{\max}$

$$A_{fs} = 0,04 R_{\max} / \sigma_s = 1,69 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Nous prenons : } \begin{cases} 4 \text{ HA } 8 \\ A_c = 2,01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

###### VIII.1.6.2.3.2 Ferrailage d'éclatement « frettes inf »

Les frettes sont disposées sur une profondeur  $Z$  tel que :  $h/3 < Z < h$

$$h \geq 12 \text{ cm} \quad \text{D'où : } h=15 \text{ cm. } A_{fi} = 0,1 R_{\max} / \sigma_s = 4,24 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Nous prenons : } 4 \text{ HA } 12 \text{ pour } A_{fi} = 4,52 \text{ cm}^2.$$

### VIII.1.7 Conclusion

## VIII.2 Etude de joint de chaussée

### VIII.2.1 Introduction

Le joint de chaussée est une liaison placée au niveau de la couche de roulement entre l'about du tablier d'un ouvrage d'art et le mur garde grève de la culée. Il permet de reprendre les déplacements du tablier dus aux actions des charges et aux phénomènes physiques liés aux matériaux (dilatation par ex.).



Figure2. Joint de chaussée

Le calcul du joint se base principalement sur les deux conditions suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température, le freinage) doit être inférieur à  $W$ .
- Le déplacement dû aux variations linéaires et le déplacement dû au séisme, doit être inférieur à  $1.3W$

$W$  : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

### VIII.2.2 Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T \text{ donc } 0,501 + 0,3017 + 0,334 = 1,1367 \text{ cm.}$$

#### VIII.2.2.1 Déplacement dû au freinage

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :

$$\epsilon f = T H / G S.$$

$$\text{Donc : } \epsilon f = 0,04 \times 0,015 / 1,6 \times 0,2 \times 0,4 = 4,6875 \cdot 10^{-3} = 4,6875.$$

#### VIII.2.2.2 Déplacement dû au séisme

$$\epsilon s = T H_s / G S. \text{ avec } H_s = 13,947t/\text{appareil.}$$

$$\epsilon s = 0,04 \times 0,13947 / 1,6 \times 0,2 \times 0,4 = 0,043m = 43,58\text{mm.}$$

#### VIII.2.2.3 Combinaison

$$\Delta t + \epsilon f = 11,367 + 4,6875 = 16,055 \text{ mm.}$$

$$\Delta t + \epsilon s = 11,367 + 43,58 = 54,947 \text{ mm.}$$

D'après les catalogues, nous choisissons un joint de chaussée de type « C.I.P.E.C W-55 »

### VIII.2.3 Conclusion

## Chapitre IX. ETUDE DE LA CULÉE :

### IX.1 Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme un appui de rive (d'extrémité) d'un tablier assurant des fonctions mécaniques et techniques (la transmission des charges provenant du tablier et permet l'accès à l'intérieur de l'ouvrage). Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de plusieurs facteurs : la nature et le mode de construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dans notre projet, nous choisissons la famille des culées à réaction principale verticale positive (car on a un pont poutre en béton précontraint). Ensuite, l'implantation des culées qu'elle a par conséquent un effet sur la diminution de la longueur du tablier (la diminution de la longueur de tablier était imposée suivant des données hydrauliques et économiques), ce qu'il nous ramène à choisir des culées remblayées.

### IX.2 Prédimensionnement de la culée :

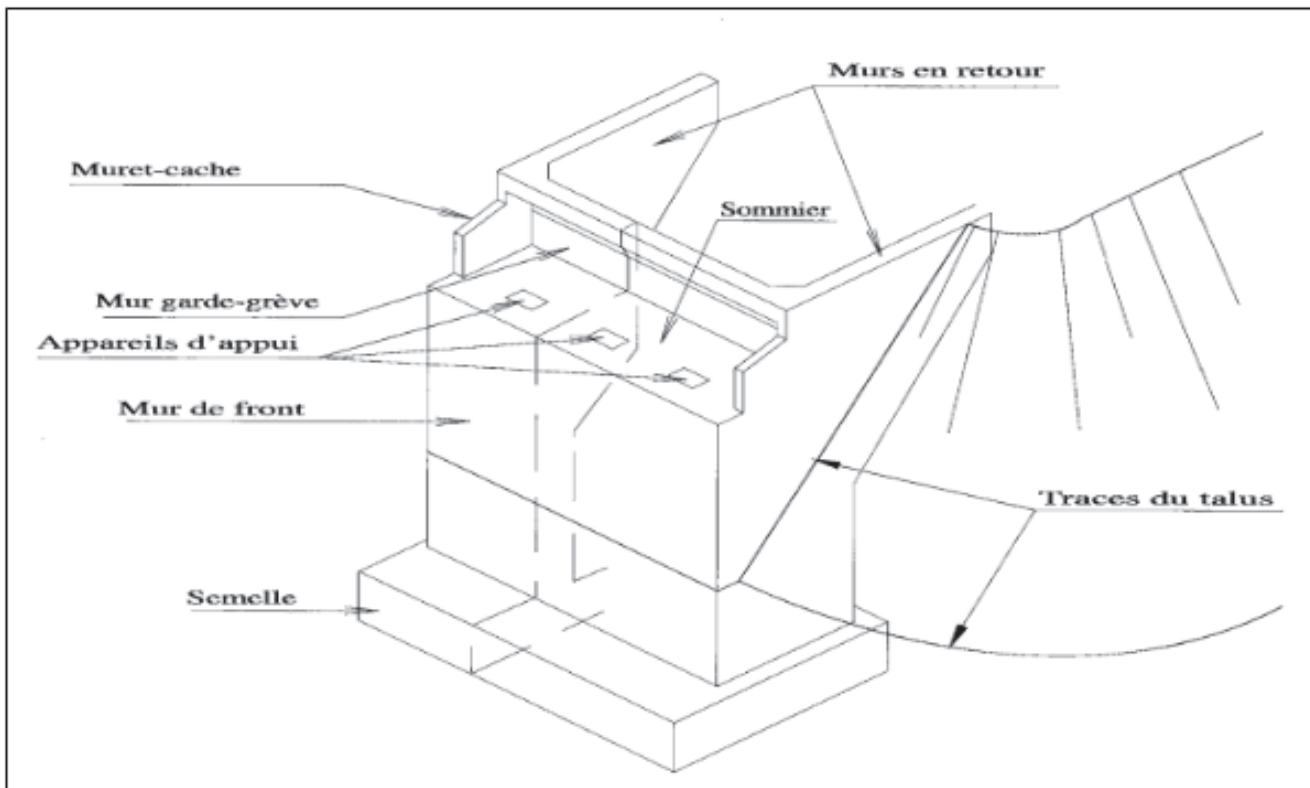


Figure1. Schéma de la culée.

### IX.2.1 Mur de garde grève

Il protège l'about du tablier des remblais de terre comme, il assure la fixation du joint de chaussée.

Tableau1. Prédimensionnement du mur de garde grève.

La hauteur	L'épaisseur	La longueur
Hgg=1.96m	Egg=0.3m	Lgg=13.39m

### IX.2.2 Mur frontal

Le mur de front est constitué d'un voile frontal portant le tablier, il sert à supporter les charges et les remblais, ainsi qu'à la transmission des efforts à la semelle.

Tableau2. Prédimensionnement du mur frontal.

La hauteur	L'épaisseur	La longueur
Hf= 6.69 m	Ef= 1.2 m	Lf=15 m

### IX.2.3 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Tableau3. Prédimensionnement du mur en retour.

La hauteur	L'épaisseur	La longueur
Hr= 8.61 m	Er= 0.8 m	Lr =3 m

### IX.2.4 La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Tableau4. Prédimensionnement de la dalle de transition

La hauteur	L'épaisseur	La longueur	La pente
Hd= 4 m	Ed= 0.3 m	Ld= 13.39 m	P= 3%

### IX.2.5 Corbeau :

Son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition.

Tableau5. Prédimensionnement du corbeau.

La hauteur	L'épaisseur	La longueur
Hc1= 1.09 m Hc2= 1.64 m	Ec= 0.55 m	Lc =13.39 m

### IX.2.6 La semelle :

La semelle consiste à assurer la répartition et la transmissions des efforts au sol provenant de la superstructure par l'intermédiaire des pieux. (Notre projet impose une fondation profonde).

Tableau6. Prédimensionnement de la semelle.

La hauteur	L'épaisseur	La longueur
Hs= 4.6 m	Es= 1.5 m	Ls =16.2 m

## IX.2.7 Conclusion :

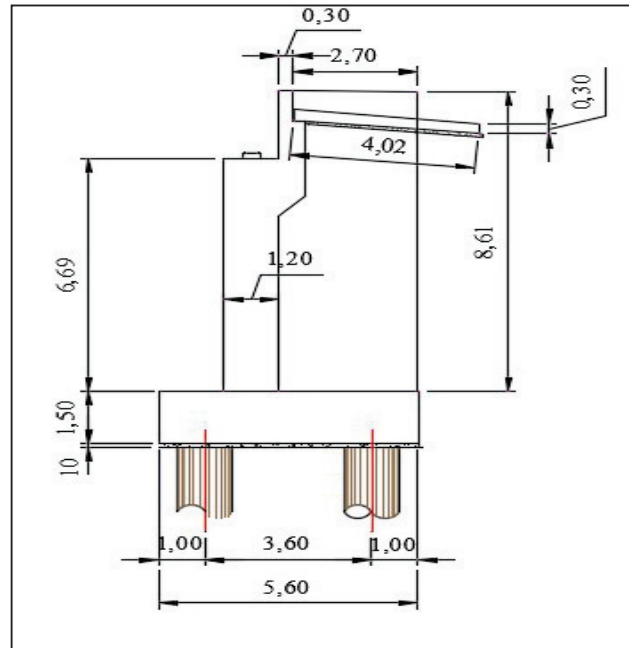


Figure2. Schéma de notre culée (coupe transversale).

## IX.3 Calcul les sollicitations agissantes sur la culée

### IX.3.1 Détermination du coefficient de la poussée :

Selon RPOA, nous avons :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)}} \right]^2} \cdot \cos^2 \alpha$$

On distingue quatre cas différents selon le sens de séisme :

Remarque : On néglige la composante (ez).

- 1ère cas : cas normaux sans séisme.
- 2ème cas : cas de séisme « horizontal et verticale vers le bas ».
- 3ème cas : cas de séisme « horizontal ».
- 4ème cas : cas de séisme « horizontal et verticale vers le haut ».

Tableau7. Les différents cas.

Notation	Kh	Kv	$\theta$	$\phi$	Kd
Cas N°1	0	0	0	30	0,3333
Cas N°2	0,3	0,09	15,388	30	0,5432
Cas N°3	0,3	0	16,699	30	0,5693
Cas N°4	0,3	-0,09	18,246	30	0,603

### IX.3.2 Poussée due aux terres :

$$P = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot g \cdot (1 \pm K_v) \cdot H^2 \cdot L$$

Tableau8. Poussée due aux terres.

Désignations	Conditions	Effort horizontale	Bras de levier	Moment renversant
Poussée statique	cas N°1	511,009394	3,37	1722,101658
	cas N°2	907,778368	3,37	3059,2131
	cas N°3	872,840228	3,37	2941,471568
	cas N°4	841,3026845	3,37	2835,190047

### IX.3.3 Poussée due à la surcharge

La surcharge est définie par une surcharge théorique de 1t. voir *guide SETRA*

$$P = K_a \cdot g \cdot (1 \pm K_v) \cdot H \cdot L$$

Tableau9. Poussée due à la surcharge.

Désignations	Conditions	Effort horizontale	Bras de levier	Moment renversant
Surcharge 1t	cas N°1	101,08989	5,055	511,009394
	cas N°2	179,5802904	5,055	907,778368
	cas N°3	172,66869	5,055	872,840228
	cas N°4	166,429809	5,055	841,3026845

### IX.3.4 Les charges permanentes

Tableau10. Charges permanentes.

Désignations	Conditions	Poids	Efforts horizontaux (p*kh)	Efforts verticaux p*(1+/-kv)	Zh	Zv	Ms	Mr
Réaction d'appuis D240	cas N°1	684,49	0	684,49	8,26	-0,8	-547,592	0
	cas N°2		205,347	746,0941	8,26	-0,8	-596,87528	1696,16622
	cas N°3		205,347	684,49	8,26	-0,8	-547,592	1696,16622
	cas N°4		205,347	622,8859	8,26	-0,8	-498,30872	1696,16622
Dé-appuis	cas N°1	1,25	0	1,25	8,26	-0,8	-1	0
	cas N°2		0,375	1,3625	8,26	-0,8	-1,09	3,0975
	cas N°3		0,375	1,25	8,26	-0,8	-1	3,0975
	cas N°4		0,375	1,1375	8,26	-0,8	-0,91	3,0975
Corbeau + GG	cas N°1	53,56	0	53,56	8,31	0,045	2,4102	0
	cas N°2		16,068	58,3804	8,31	0,045	2,627118	133,52508
	cas N°3		16,068	53,56	8,31	0,045	2,4102	133,52508
	cas N°4		16,068	48,7396	8,31	0,045	2,193282	133,52508
Mur de front	cas N°1	301,05	0	301,05	4,84	-0,8	-240,84	0
	cas N°2		90,315	328,1445	4,84	-0,8	-262,5156	437,1246
	cas N°3		90,315	301,05	4,84	-0,8	-240,84	437,1246
	cas N°4		90,315	273,9555	4,84	-0,8	-219,1644	437,1246
Mur en retour	cas N°1	51,66	0	51,66	5,805	1,49	76,9734	0
	cas N°2		15,498	56,3094	5,805	1,49	83,901006	89,96589
	cas N°3		15,498	51,66	5,805	1,49	76,9734	89,96589
	cas N°4		15,498	47,0106	5,805	1,49	70,045794	89,96589
Dalle de transition	cas N°1	40,371	0	40,37085	9,24	2,109	85,1421227	0
	cas N°2		12,111255	44,004227	9,24	2,109	92,8049137	111,907996
	cas N°3		12,111255	40,37085	9,24	2,109	85,1421227	111,907996
	cas N°4		12,111255	36,737474	9,24	2,109	77,4793316	111,907996
Semelle	cas N°1	340,2	0	340,2	0,75	0	0	0
	cas N°2		102,06	370,818	0,75	0	0	76,545
	cas N°3		102,06	340,2	0,75	0	0	76,545
	cas N°4		102,06	309,582	0,75	0	0	76,545
poid remblai pois des terres	cas N°1	691,73	0	691,7274	3,34	1,49	1030,67383	0
	cas N°2		207,51822	753,98287	3,34	1,49	1123,43447	693,110855
	cas N°3		207,51822	691,7274	3,34	1,49	1030,67383	693,110855
	cas N°4		207,51822	629,47193	3,34	1,49	937,913182	693,110855



## IX.4 Etude et ferrailage de la culée

### IX.4.1 Le mur garde grève :

#### IX.4.1.1 Les forces agissant sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres.

##### IX.4.1.1.1 Poussée des terres

$$\begin{cases} P = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2 \\ M = \frac{h}{3} \cdot P \end{cases}$$

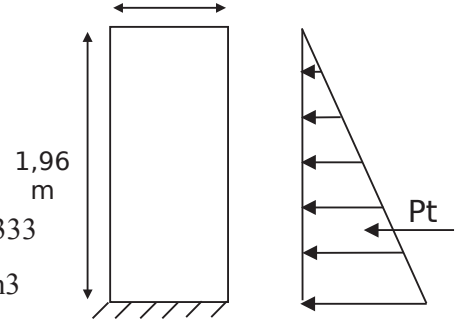
$K_a$  : coefficient de poussée des terres = 0,3333

$\gamma$  : poids volumique des terres = 1,8 t/m<sup>3</sup>

H : la hauteur de mur garde grève = 1,96 m

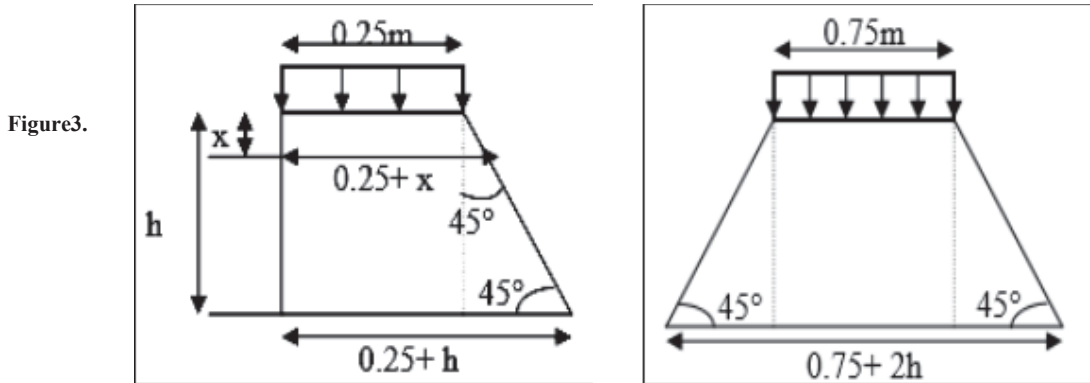
Alors :

$$\begin{cases} P = 1,280 \text{ t/ml} \\ M = 0,837 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$



##### IX.4.1.1.2 Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

D'après les documents "SETRA", nous avons :



Modélisation mécanique de la poussée s'une charge locale située en arrière du mur.

La pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-X}{(0,25+X)}$$

Avec :  $K = K_a \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$

- $bc$  : Coefficient de pondération du système (4 voies chargées) = 0,8
- $\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai
- $\mu$  = coefficient de pondération. ( $\mu = 1,2$  à l'E.L. S  $\mu = 1,6$  à l'E.L. U)

$$\begin{cases} K(ELS) = 0,333 \times 0,8 \times 1 \times 1,2 = 0,3199 \\ K(ELU) = 0,333 \times 0,8 \times 1 \times 1,6 = 0,4266 \end{cases} \quad \text{Alors :} \quad \begin{cases} M_p(ELS) = 2,3479 \\ M_p(ELU) = 3,1309 \end{cases}$$

#### **IX.4.1.1.3 Force de freinage Bc**

On considère un essieu lourd en contact de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière. Donc le moment due aux forces de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

- $\mu$  = coefficient de pondération.  
 $\mu = 1,2$  à l'E.L.S  
 $\mu = 1,6$  à l'E.L.U
- $P = 3t$
- $H = 1,96 m$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_f^{ELU} = \frac{2 \cdot \mu \cdot p \cdot h}{0,25 + 2h} = \frac{2 \times 1,6 \times 3 \times 1,96}{0,25 + (2 \times 1,96)} = 4,512 m/ml \\ M_f^{ELS} = \frac{2 \cdot \mu \cdot p \cdot h}{0,25 + 2h} = \frac{2 \times 1,2 \times 3 \times 1,96}{0,25 + (2 \times 1,96)} = 3,384 m/ml \end{array} \right.$$

**Le moment total :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M(ELU) = 1,35 M_t + 1,6(M_p + M_f) = 9,032 t \cdot m/ml \\ M(ELS) = M_t + 1,2(M_p + M_f) = 7,7158 t \cdot m/ml \end{array} \right.$$

#### IX.4.1.2 Ferrailage du mur garde grève

Le mur garde grève est supposé encastrier dans le mur frontal, et le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.S

##### IX.4.1.2.1 Le ferrailage longitudinal

La section d'acier :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 m \\ h = 0,3 m \\ d = 0,27 m \end{array} \right.$$

$$\left( \begin{array}{l} 0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{ij}} \\ \sigma'_{bt} = \text{Max } \dot{\iota} \end{array} \right) = 228,63 \text{ Mp}$$

$$\sigma'_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}} d = 0,27 m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,21785 m$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times Z \times X = 35,786 \text{ MN} \cdot m$$

Puisque  $M_{ser} = \dot{\iota} 7,71588 \leq M_1 = 0,35786$  donc section sans armature comprimé

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \sigma_{st}} = 15,491 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 4 \text{ HA 25} \\ A_s = 19,63 \text{ cm}^4 \\ S_t = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

#### IX.4.1.2.1.1 Condition de non fragilité :

$$19,63 \text{ cm}^4 \geq 0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \zeta \quad 3,26025 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Pour des raisons constructives nous prenons :

$$A's = A_s / 3 = 6,5433 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA16} \rightarrow \begin{cases} 4 \text{ HA 16} \\ A_s = 8,04 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

#### IX.4.1.2.1.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Il faut vérifiée les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x \leq \sigma'_{bc} \\ \sigma_{st} = \frac{n M_{ser} (d-x)}{I} \leq \sigma'_{bt} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 6,07 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 170,95 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bt} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### IX.4.1.2.2 Ferrailage transversale

$$A_y = A_s / 4 = 4,9075 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 5 \text{ HA12} \\ A_s = 5,65 \text{ cm}^4 \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

### IX.4.2 La dalle de transition

#### IX.4.2.1 Les forces agissant sur la dalle de transition

La dalle est supposée simplement appuis

- Poids de la dalle de transition :  $G1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du remblai :  $G2 = 2 \times 0,9 \times 1 = 1,8 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $G3 = 2,4 \times 0,08 \times 1 = 0,192 \text{ t/m}^2$ .
- La surcharge  $Q1 = 1 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2$

Tableau11. Les forces agissant sur la dalle de transition

	Charge (t/m2)	M (t.m/ml)	T(t/ml)
Charge permanente G	2,742	5,484	5,484
Surcharge Q	1	2	2

Selon les combinaisons des efforts nous trouvons :

Tableau12. La répartition des efforts agissant sur la dalle de transition

	M(t.m/ml)	T(t/ml)
ELU	10,6034	10,6034
ELS	7,884	7,884



## IX.4.2.2 Ferrailage de la dalle de transition

### IX.4.2.2.1 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de **1m** linéaire à l'E.L. S.

$$\text{Les données : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0.3 \text{ m} \\ d = 0.27 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{ser} = \dot{c} 7,884 \leq M_1 = 0,35786 \quad \text{donc section sans armature comprimé}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \sigma_{st}} = 15,829 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} 4 \text{ HA } 25 \\ A_s = 19,63 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

#### IX.4.2.2.1.1 Condition de non fragilité :

$$19,63 \text{ cm}^4 \geq 0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \dot{c} 3,26025 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

Pour des raisons constructives, nous prenons :

$$A'_s = A_s / 3 = 6,5433 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6 \text{ HA } 16 \rightarrow \quad \begin{cases} 4 \text{ HA } 16 \\ A_s = 8,04 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

#### I.1.1.1.1 Vérification des contraintes à l'E.L. S :

$$\sigma_{bc} = 6,07 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} \quad \rightarrow \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 170,95 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bt} \quad \rightarrow \text{ vérifiée}$$

#### IX.4.2.2.2 Ferrailage transversale

$$\tau_u = \frac{T_{ELU}}{b \cdot d} = 0,393 \text{ MPa} \quad \left( 4 \text{ MPa} ; 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) = 3,5 \text{ MPa}$$
$$\tau'_u = \min \dot{c}$$

$$\text{Alors : } \tau_u \leq \tau'_u \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

$$St = \min (0,9d; 40\text{cm}) = 0,243\text{m} = 0,25\text{m}$$

$$A_t \geq \frac{(u - 0,3 \times k \times ft28)}{0,9 \times f_e} = 3,068 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} 4 \text{ HA } 12 \\ A_s = 4,52 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

## IX.4.3 Corbeau

### IX.4.3.1 Les forces agissant sur le corbeau

- Réaction due à la dalle de transition :  $R1 = qL / 2 = 0,3 \times 4 \times 2,5 / 2 = 1,5 \text{ t/ml}$ .
- Réaction des poids des terres :  $R2 = qL / 2 = 0,73 \times 4 \times 2 / 2 = 2,92 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au revêtement :  $R3 = qL / 2 = 0,08 \times 4 \times 2,4 / 2 = 0,38 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R4 = qL / 2 = 0,7508 \times 2,5 / 2 = 0,9385 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R5 = qL / 2 = 4 \times 1 / 2 = 2 \text{ t/ml}$ .

Selon les combinaisons des efforts on trouve :

**Tableau13. La répartition des efforts agissant sur la dalle de transition.**

	M(t.m/ml)	T(t/ml)
ELU	6.02380625	10.952375
ELS	4.478375	8.1425

### I.1.1.1 Ferrailage du corbeau :

#### IX.4.3.1.1 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de **1m** linéaire à l'E.L. S

$$\text{Les données : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,55 \text{ m} \\ d = 0,495 \text{ m} \end{array} \right.$$

Puisque  $M_{ser} = \dot{=} 4,478 \leq M_1 = 120,28$  donc section sans armature comprimé.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \sigma_{st}} = 4,904 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ HA } 12 \\ A_s = 6,16 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### IX.4.3.1.1.1 Condition de non fragilité :

$$6,16 \text{ cm}^4 \geq 0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \dot{=} 5,977125 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \text{ la condition vérifiée}$$

#### IX.4.3.1.1.2 Vérification des contraintes à l'E.L. S :

Il faut vérifiée les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = 2,144 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} \quad \rightarrow \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 156,879 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bt} \quad \rightarrow \text{ vérifiée}$$

$$A's = A_s / 3 = 2,053 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ HA } 10 \\ A_s = 3,14 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \end{array} \right.$$

#### IX.4.3.1.2 Ferrailage transversale

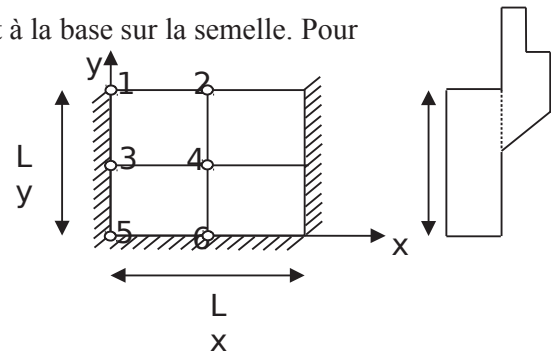
$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 3,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

$$St = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 0,25 \text{ m} \quad A_t \geq \frac{(u - 0,3 \times k \times ft28)}{0,9 \times fe} = 1,728 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ HA } 10 \\ A_s = 3,14 \text{ cm}^4 \\ St = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### IX.4.4 Mur frontal

Il est constitué d'un voile encastré sur les deux cotés latéraux et à la base sur la semelle. Pour cette étude on utilisera les abaques Allemands

$$\left\{ \begin{array}{l} Lx = 15 \text{ m} \\ Ly = 6,69 \text{ m} \\ \varepsilon = \frac{Lx}{Ly} = 2,242 \end{array} \right.$$



#### IX.4.4.1 Les forces agissant sur le Mur frontal

##### IX.4.4.1.1 Charge verticale :

- Poids propre du tablier :  $(929,82994 / (100 \times 15 \times 2)) = 0,31 \text{ MN/ml}$
- Poids propre du mur garde grève :  $= (2,5 \times 1,96 \times 0,3) / 100 = 0,015 \text{ MN/ml}$
- Poids du remblai :  $(8,61 \times 3 \times 13,39 \times 2) / (100 \times 15) = 0,461 \text{ MN/ml}$

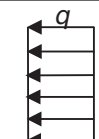


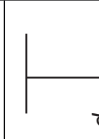
- Poids propre de la dalle de transition :  $(2,5*0,3*4*13,39)/(100*15)=0,027$  MN/ml
- Poids du corbeau :  $(0,7508*2,5)/100= 0,019$  MN/ml
- Poids du mur en retour :  $(0,8*8,61*3*2,5)/(100*15)= 0,034$  MN/ml
- Poids propre du mur de front :  $(15*6,69*1,2*2,5)/(100*15)=0,201$  MN/ml
- Poids de la surcharge D240 :  $(167,59)/(100*15)=0,112$  MN/ml .

### IX.4.4.1.2 Efforts de poussées :

Tableau14. Les efforts de la poussée.

1 <sup>er</sup> Cas	2 <sup>ème</sup> Cas	3 <sup>ème</sup> Cas	4 <sup>ème</sup> Cas
Poussée due à la surcharge	Poussée des terres	Poussée du remblai sur le mur garde grève	Moment dû à $q_p$
$q = 1 \text{ t/m}^2$ $P = q \cdot K_a = K_a$	$q_H = 0,5 \cdot \gamma \cdot l_y \cdot K_a = 1$	$q_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 \cdot K_a = \frac{1}{2}$	$M_p = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^3 \cdot K_a =$

Tableau15. Les valeurs des moments dus aux poussées en (C.N) et (C.S).

Expression de M						ΣM(MN.m)
Points	M	P	$q_H$	$q_p$	$M_p$	
	M	l	12,042	3,45744	2,25886	
1X	$\alpha$	-0,33	-0,078	-1,13	/	/
	M (CN)	-0,0492	-0,0700	-0,0870	/	-0,2062
	M (CS)	-0,0891	-0,1267	-1,0544	/	-1,2702
2X	$\alpha$	0,0950	0,0240	0,2450	-0,2400	/
	M (CN)	0,0142	0,0215	0,1262	-0,0018	0,1601
	M (CS)	0,0256	0,0390	0,2286	-0,0033	0,2900
3X	A	-0,1300	-0,0520	-0,1550	/	/
	M (CN)	-0,0194	-0,0467	-0,0799	/	-0,1459
	M (CS)	-0,0351	-0,0845	-0,1446	/	-0,2642
4X	A	0,0400	0,0130	0,1000	/	/
	M (CN)	0,0060	0,0117	0,0515	/	0,0692
	M (CS)	0,0108	0,0211	0,0933	/	0,1252
4Y	A	/	0,0130	-0,1450	0,4500	
	M (CN)	/	0,0117	-0,0747	0,0034	-0,0597
	M (CS)	/	0,0211	-0,1353	0,0061	-0,1080
5Y	A	-0,1500	-0,0690	-0,1600	-0,0500	/
	M (CN)	-0,0224	-0,0619	-0,0824	-0,0004	-0,1671
	M (CS)	-0,0405	-0,1121	-0,1493	-0,0007	-0,3026
6Y	A	-0,2400	-0,0950	-0,3250	0,0500	/
	M (CN)	-0,0358	-0,0852	-0,1675	0,0004	-0,2881
	M (CS)	-0,0648	-0,1544	-0,3033	0,0007	-0,5217



#### IX.4.4.1.3 Calcul des moments dû aux charges horizontales :

- Effort dû au freinage :  $H_{BC} = 0,121 \text{ MN} \rightarrow H_{BC} = H_{BC} / l_x = 0,0081 \text{ MN}$
- Effort dû à la température :  $H_T = 0,408 \text{ MN} \rightarrow H_T = H_T / l_x = 0,0272 \text{ MN}$
- Effort dû aux (retrait, fluage) :  $H_{ret+flu} = 0,661 \text{ MN} \rightarrow H_{ret+flu} = H_{ret+flu} / l_x = 0,044 \text{ MN}$
- Effort dû au séisme :  $H_s = 0,541 \text{ MN} \rightarrow H_s = H_s / l_x = 0,0361 \text{ MN}$

Par l'utilisation des abaques Allemands, nous présentons les moments sous les efforts horizontaux dans le tableau suivant :

Tableau16. Valeurs des moments dus aux efforts horizontaux

Points	$\alpha_i$	Moments (MN.m/ml)			
		Freinage	Retrait et fluage	T°	Séisme
1x	-1.130	-0,0609	-0,3330	-0,2054	-0,2727
2x	0.245	0,0132	0,0722	0,0445	0,0591
3x	-0.155	-0,0084	-0,0457	-0,0282	-0,0374
4x	0.100	0,0054	0,0295	0,0182	0,0241
4y	-0.145	-0,0078	-0,0427	-0,0264	-0,0350
5y	-0.160	-0,0086	-0,0471	-0,0291	-0,0386
6y	-0.325	-0,0175	-0,0958	-0,0591	-0,0784

Tableau17. Moments maximums dus aux charges horizontales.

Les charges horizontales	Conditions	$M_x^+$ (MN.m/ml)	$M_x^-$ (MN.m/ml)	$M_y^+$ (MN.m/ml)	$M_y^-$ (MN.m/ml)
Freinage	$C_N$	0,0132	0,0609	/	0,0175
T°	$C_N$	0,0445	0,2054	/	0,0591
Retrait et fluage	$C_N$	0,0722	0,3330	/	0,0958
Séisme	$C_S$	0,0591	0,2727	/	0,0784
Charges sur le mur de front	$C_N$	0,1601	0,2062	-0,0597	0,2881
	$C_S$	0,2900	1,2702	-0,1080	0,5217

#### IX.4.4.1.4 Calcul des moments dus aux charges verticales :

Pour obtenir le moment dû aux charges verticales, on multiplie chaque charge par l'excentricité correspondante. En condition sismique les moments verticaux doivent être majorés par  $(1 + \varepsilon_v)$ , et les moments horizontaux par  $\varepsilon_h$ .

Avec :  $\varepsilon_v = 0.07$  ;  $\varepsilon_h = 0.1$ .

**Tableau18. Valeurs des moments dus aux charges verticales**

Charges	Condition	V (MN/ml)	d (m)	$M_{y,x}^+$ (t.m/ml)
Poids de la dalle de transition	CN	0,027	2,61	0,070
	Cs	0,029		0,076
Poids du tablier	CN	0,310	0	0,000
	Cs	0,338		0,000
Poids du mur garde-grève	CN	0,015	0,75	0,011
	Cs	0,016		0,012
Poids du corbeau	CN	0,019	0,86	0,016
	Cs	0,020		0,018
Poids de remblai	CN	0,461	2,17	1,001
	Cs	0,503		1,091
Poids du mur en retour	CN	0,034	2,1	0,072
	Cs	0,038		0,079
Poids du mur de front	CN	0,201	0	0,000
	Cs	0,219		0,000
Poids de la surcharge $D_{240}$	CN	0,112	0	0,000
	Cs	0,1217821		0

**I.1.1.1 Conclusion :**

Combinaison des efforts :

$$\begin{aligned} & \square ELU : 1,35.G + 1,6.Q + 0,8.T_0 \\ & \square ELS : G + 1,2.Q + 0,6.T_0 \end{aligned} \quad \text{CN:} \quad \text{CS: } ELU : G + F_s + 0,5.T_0$$

**Tableau19. Les sollicitations les plus défavorables**

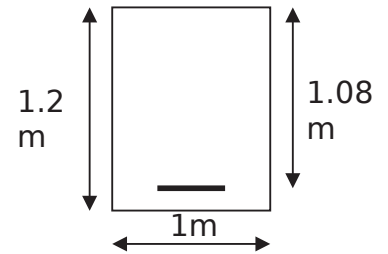
		N (MN/ml)	$M_x^+$ (MN.m/ml)	$M_x^-$ (MN.m/ml)	$M_y^+$ (MN.m/ml)	$M_y^-$ (MN.m/ml)
<b>ELU</b>	CN	1,5906	0,3704	0,9897	1,4991	0,5935
	CS	1,1625	0,4436	1,9786	1,1673	0,7254
<b>ELS</b>	CN	1,1782	0,2749	0,7355	1,1104	0,4403

### IX.4.4.2 Le ferrailage de Mur frontal

#### IX.4.4.2.1 Le ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion composée sur une bande de **1m** linéaire.

$$\text{Les données : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 1,2 \text{ m} \\ d = 1,08 \text{ m} \end{cases}$$

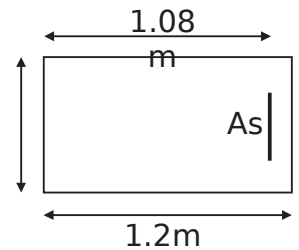


	M (MN.m/ml)	N (MN /ml)	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>ELU</b>	<b>1,4991</b>	<b>1,5906</b>	<b>0</b>	<b>19,4</b>	<b>14,9</b>
<b>ELS</b>	1,1104	1,1782	<b>0</b>	<b>13,6</b>	<b>14,9</b>
<b>Ferrailage</b>	7HA20 (21,89cm <sup>2</sup> /ML) ; st= 20 cm				

#### IX.4.4.2.2 Le ferrailage horizontal

Le ferrailage se fait en flexion simple sur une bande de **1m** linéaire

$$\text{Les données : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 1,2 \text{ m} \\ d = 1,08 \text{ m} \end{cases}$$



	M (MN.m/ml)	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>ELU</b>	0,9897	<b>0</b>	<b>26</b>	<b>14,9</b>
<b>ELS</b>	0,7355	<b>0</b>	<b>17,9</b>	<b>14,9</b>
<b>Ferrailage</b>	9HA20 (28,27cm <sup>2</sup> /ML) ; st=15 cm			

### IX.4.5 Mur en retour

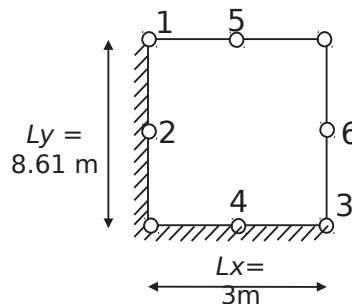
Le mur en retour soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

Puisque la longueur de mur en retour est supérieure à 5 m. nous supprimons l'oreille du mur. Ce dernier sera remplacé par un mur de soutènement. L'étude du mur en retour sera faite selon une partie rectangulaire considéré comme une dalle bi encastrée.

Pour cela on utilise les abaques Allemands qui donnent la distribution des efforts en différents points

$$\begin{cases} Lx = 3 \text{ m} \\ Ly = 8.61 \text{ m} \\ \varepsilon = \frac{Lx}{Ly} = 0.348 \end{cases}$$



### IX.4.5.1 Les forces agissant sur le mur en retour :

#### IX.4.5.1.1 Surcharge du remblai

- $h_1=1,96\text{m}$  (hauteur de mur garde grève)
- $K_a=0,333$
- $\gamma=2\text{t/m}^3$
- $q= 1\text{t/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q_{\text{sup}} = 1,35 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h_1 + 1,6 K_a \cdot q = 2,297\text{t} & \text{ELU} \\ \gamma \cdot K_a \cdot h_1 + 1,2 K_a \cdot q = 1,707\text{t} & \text{ELS} \end{array} \right.$$

#### IX.4.5.1.2 Poussée des terres

- $h_2=8,61\text{m}$  (hauteur de mur en retour)

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q_{\text{inf}} = 1,35 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h_2 + 1,6 K_a \cdot q = 8,282\text{t} & \text{ELU} \\ \gamma \cdot K_a \cdot h_2 + 1,2 K_a \cdot q = 6,14\text{t} & \text{ELS} \end{array} \right.$$

Nous avons :

$$Q' = Q_{\text{inf}} - Q_{\text{sup}} \Rightarrow Q' = \left\{ \begin{array}{ll} 5,985\text{t} & \text{ELU} \\ 4,433\text{t} & \text{ELS} \end{array} \right.$$

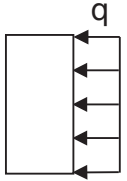
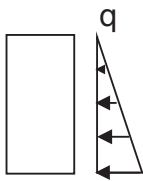
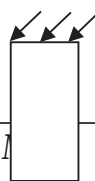
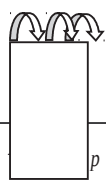
#### IX.4.5.1.3 Efforts appliqués au niveau du mur garde grève :

$h_1=1,96\text{m}$

$$P = \left\{ \begin{array}{ll} 1,35 \cdot (\gamma \cdot K_a \cdot h_1^2 / 2) + 1,6 K_a \cdot q \cdot h_1 = 2,774\text{t} & \text{ELU} \\ (\gamma \cdot K_a \cdot h_1^2 / 2) + 1,2 K_a \cdot q \cdot h_1 = 2,065\text{t} & \text{ELS} \end{array} \right.$$

$$M_p = \left\{ \begin{array}{ll} 1,35 \cdot (\gamma \cdot K_a \cdot h_1^3 / 6) + 1,6 (K_a \cdot q \cdot h_1^2 / 2) = 2,154\text{t} & \text{ELU} \\ (\gamma \cdot K_a \cdot h_1^3 / 6) + 1,2 (K_a \cdot q \cdot h_1^2 / 2) = 1,605\text{t} & \text{ELS} \end{array} \right.$$

Tableau20. Représentation schématique des cas de charge.

	1 <sup>er</sup> Cas	2 <sup>ème</sup> Cas	3 <sup>ème</sup> Cas	4 <sup>ème</sup> Cas
				
	$M = Q_{\text{sup}}$	$M = Q'$		
ELU	0,022973	0,059850	0,027741	0,021539
ELS	0,017067	0,044333	0,020645	0,016049

A partir des abaques Allemands, nous obtenons les moments en différents points du mur récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau21. Les moments pour différent cas de charges

		1 <sup>er</sup> Cas	2 <sup>ème</sup> Cas	3 <sup>ème</sup> Cas	4 <sup>ème</sup> Cas	$\Sigma_M$
<b>1x</b>	$\alpha$	-0,08	-0,013	-0,45	/	/
	$M_u$	-0,136	-0,058	-0,107	/	-0,301
	$M_{ser}$	-0,101	-0,043	-0,080	/	-0,224
<b>2x</b>	$\alpha$	-0,054	-0,025	-0,03	/	/
	$M_u$	-0,092	-0,111	-0,007	/	-0,210
	$M_{ser}$	-0,068	-0,082	-0,005	/	-0,156
<b>5x</b>	$\alpha$	-0,007	-0,006	0,01	-0,19	/
	$M_u$	-0,012	-0,027	0,002	-0,004	-0,040
	$M_{ser}$	-0,009	-0,020	0,002	-0,00305	-0,030
<b>3y</b>	$\alpha$	-0,08	-0,04	-0,005	-0,07	/
	$M_u$	-0,136	-0,177	-0,001	-0,002	-0,316
	$M_{ser}$	-0,101	-0,131	-0,001	-0,00112	-0,235
<b>4y</b>	$\alpha$	-0,025	-0,017	/	-0,02	/
	$M_u$	-0,043	-0,075	/	0,000	-0,118
	$M_{ser}$	-0,032	-0,056	/	-0,00032	-0,088
<b>6y</b>	$\alpha$	0,01	0,007	/	0,035	/
	$M_u$	0,017	0,031	/	0,001	0,049
	$M_{ser}$	0,013	0,023	/	0,00056	0,036

#### IX.4.5.2 Ferrailage du mur en retour :

##### IX.4.5.2.1 Le ferrailage horizontal

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de **1m** linéaire à l'E.L. S

##### IX.4.5.2.1.1 Nappe de gauche :

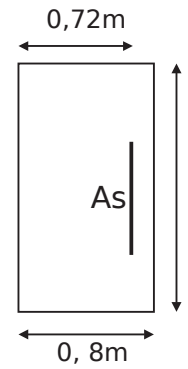
Les données :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$   $\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,8 \text{ m} \\ d = 0,72 \text{ m} \end{array} \right.$

	M (MN.m/ml)	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>ELU</b>	0,301	0	12,6	9,94
<b>ELS</b>	0,224	0	16,1	9,94
<b>Ferrailage</b>	9HA16 (18,09 cm <sup>2</sup> /ML) ; st= 10 cm			



### IX.4.5.2.1.2 Nappe de droit :

Les données :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  b

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,8 \text{ m} \\ d = 0,72 \text{ m} \end{cases}$$


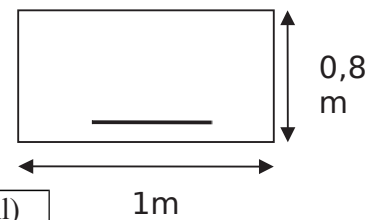
	M (MN.m/ml)	A's (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>ELU</b>	0,04	0	10,2	9,94
<b>ELS</b>	0,03	0	10,2	9,94
<b>Ferrailage</b>	7HA14 (10,77 cm <sup>2</sup> /ML) ; st= 12 cm			

### IX.4.5.2.2 Le ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de **1m** linéaire à l'E.L. S

#### IX.4.5.2.2.1 Nappe inférieure :

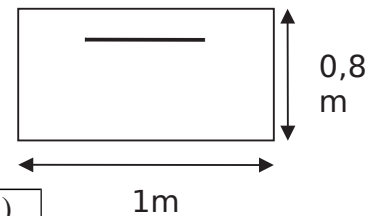
Les données :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,8 \text{ m} \\ d = 0,72 \text{ m} \end{cases}$$


	M (MN.m/ml)	A's (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>ELU</b>	0,049	0	10,2	9,94
<b>ELS</b>	0,036	0	10,2	9,94
<b>Ferrailage</b>	7HA 10(10,77cm <sup>2</sup> /ML) ; st= 10 cm			

#### IX.4.5.2.2.2 Nappe supérieure :

Les données :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,8 \text{ m} \\ d = 0,72 \text{ m} \end{cases}$$


	M (MN.m/ml)	A's (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>ELU</b>	0,316	0	13,2	6,21
<b>ELS</b>	0,235	0	16,9	6,21
<b>Ferrailage</b>	9HA16 (18,09cm <sup>2</sup> /ML) ; st= 12 cm			

## IX.4.6 La semelle

### IX.4.6.1 Les efforts agissant sur la semelle

Tableau22. Les efforts agissant sur la semelle.

Désignations	Conditions	Efforts horizontaux	Efforts verticaux	Ms	Mr
Total	cas N°1	612,099284	2164,30825	1984,63155	2233,11105
	cas N°2	1736,651133	2359,09599	2163,24839	7208,43461
	cas N°3	1694,801393	2164,30825	1984,63155	7055,75494
	cas N°4	1657,024968	1969,52051	1806,01471	6917,93587

Nous prenons :

Tableau23. La répartition des efforts agissant sur la semelle.

Condition normale		Condition sismique	
N max (MN)	M max (MN.m)	N max (MN)	M max (MN.m)
2164,30825	248,479503	2359,09599	5045,18622

### IX.4.6.2 Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Tableau24. La répartition des efforts agissant sur le pieux.

Condition normale		Condition sismique	
R1 (MN)	R2 (MN)	R1 (MN)	R2 (MN)
230,235242	202,626408	516,197723	-44,3785241

### IX.4.6.3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

#### IX.4.6.3.1 Armatures transversales inférieures

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

La Condition de la méthode est :

Tableau25. Les dimensions de la semelle.

h	d	L	B
1.5 m	0.1 m	3.6 m	1.2 m

$$\text{tg}\alpha = \frac{\frac{h}{2} - \frac{b}{4}}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1. \quad \Rightarrow \alpha = 45^\circ \geq 45^\circ \rightarrow \text{Vérifie.} \quad \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5\text{m} \leq h = 1,5\text{m} \rightarrow \text{Vérifie.}$$

**Tableau26. Les armatures transversales inférieurs (CS) et (CN).**

Condition normale	Condition sismique
$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266,67 \text{ MPa.}$ $A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = 0,00863382 \text{ m}^2$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa.}$ $A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = 0,01290494 \text{ m}^2$

La condition sismique est la plus défavorable donc :  $A_s = 129,049 \text{ cm}^2$ . (CS)

Nous prenons : 17HA32  $A_{inf} = 136,68 \text{ cm}^2$ .

n : Nombre de barre = 17 barres.

d : Enrobage = 10cm.

$\Phi$  : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$\text{L'espace est de } S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,1}{17 - 1} \approx 0,1625 \text{ m.} \quad \text{On prend : } S_t = 17 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7 \text{ m}$

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 136,68 = 45,56 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : 17 HA20 } A_{inf1} = 53,38 \text{ cm}^2.$$

#### IX.4.6.3.2 Les armatures longitudinales inférieures

Elles jouent le rôle de répartition. La transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 136,68 = 45,56 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : 17 HA20 } A_{inf1} = 53,38 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{7 - 1} \approx 0,1625 \text{ m}$$

Nous prenons :  $S_t = 17 \text{ cm}$

### IX.4.6.3.3 Armatures de construction

#### IX.4.6.3.3.1 Armatures transversales supérieures

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{136,68}{10} = 13,668 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : 7HA16. } A_{sup} = 14,07 \text{ cm}^2.$$

$$\text{L'espaceur } S_t = \frac{\Phi + H - 10}{7 - 1} \approx 0,4333 \text{ m.}$$

Nous prenons :  $S_t = 40 \text{ cm}$

#### IX.4.6.3.3.2 Armatures longitudinales supérieures

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 136,68 = 45,56 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : 7HA32 } A_{inf} = 56,29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{L'espaceur } S_t = \frac{\Phi + H - 10}{7 - 1} \approx 0,4333 \text{ m.}$$

Nous prenons :  $S_t = 40 \text{ cm}$

#### IX.4.6.3.3.3 Armatures latérales

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{136,68}{10} = 13,668 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : 7HA16. } A_{sup} = 14,07 \text{ cm}^2.$$

$$\text{L'espaceur } S_t = \frac{\Phi + H - 10}{7 - 1} \approx 0,4333 \text{ m.}$$

Nous prenons :  $S_t = 40 \text{ cm}$

A la base des cadres verticaux, nous placerons les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

### IX.5 Conclusion

Les culées remblayées nécessitent une fondation superficielle. Ce qu'il justifie, sur le plan économique, les résultats obtenus.

**Chapitre X. ETUDE DE LA PILE**

**X.1 Introduction**

La pile est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme un appui intermédiaire d'un tablier assurant des fonctions mécaniques (la transmission des charges provenant du tablier). La conception des piles, est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type est mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Dans notre projet, nous choisissons une pile voile. Pour des raisons économiques et esthétiques.

**X.2 Prédimensionnement**

**X.2.1 Le chevêtre**

Le chevêtre est une partie supérieure d'un appui de pont, constitué d'une poutre horizontale.

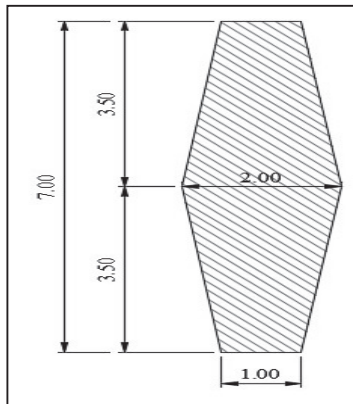
**Tableau 1. Les dimensions du chevêtre**

La longueur	La largeur	La hauteur
15 m	2.5 m	2.5 m

**X.2.2 Le voile**

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, il est de forme hexagonale

- La largeur : 7m
- L'épaisseur minimale : 1m
- L'épaisseur maximale : 2m



**Figure 1. Dimensions du voile**

Dans notre ouvrage on a 4 piles de même forme et de hauteur différentes.

**Tableau 2. Les hauteurs différentes des piles**

Numéro de la pile	La longueur du mur (m)
1	12,6
2	11,28
3	16,82
4	13,4

## X.2.3 La semelle

Tableau 3. Dimensions de la semelle

La longueur	La largeur	La hauteur
12.8 m	5.6 m	1.5 m

## X.3 Etude de la pile

### X.3.1 Etude du chevêtre

Le chevêtre est un élément en béton armé qui transmet aux fûts les efforts provenant de la superstructure aux fûts. Il est soumis à son poids propre, au poids du tablier et aux surcharges d'exploitation. Dans notre cas, le chevêtre n'a pas un rôle principal. La descente des charges passe directement au voile et l'effet des bielles est négligeables  $d=0.25$  cm.

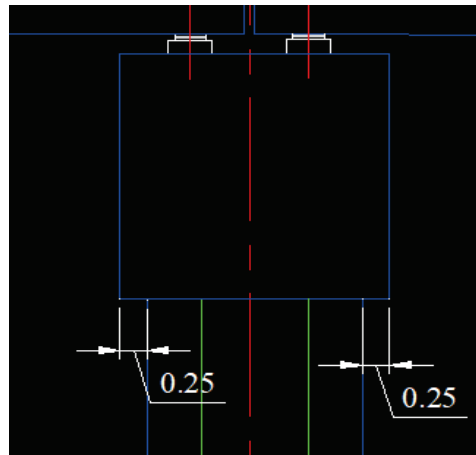


Figure 2. Schéma du chevêtre.

L'étude du chevêtre se fait sur deux étapes (étude de la flexion et la torsion)

#### X.3.1.1 Ferrailage du chevêtre

##### X.3.1.1.1 Etude à la flexion simple

Nous utilisons un ferrailage minimal :

##### X.3.1.1.1.1 Ferrailage longitudinal du chevêtre

$$A_s = 0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \dot{c} \quad 67,92 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} 14 \text{ HA } 25 \\ A_s = 68,6 \text{ cm}^4 \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \dot{c} \quad 3,26025 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Pour des raisons constructives, nous prenons :

$$A's = A_s / 3 = 22,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 14 \text{ HA } 16 \\ A_s = 28,14 \text{ cm}^4 \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

### **X.3.1.1.1.2 Ferrailage transversale**

$$A's = A_s / 3 = 22,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} 14 \text{ HA } 16 \rightarrow 7 \text{ cadres de } \varnothing 16 \\ A_s = 28,14 \text{ cm}^4 \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

### X.3.1.1.2 Etude à la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Pour notre cas le moment de torsion maximal est dû à la surcharge D240.

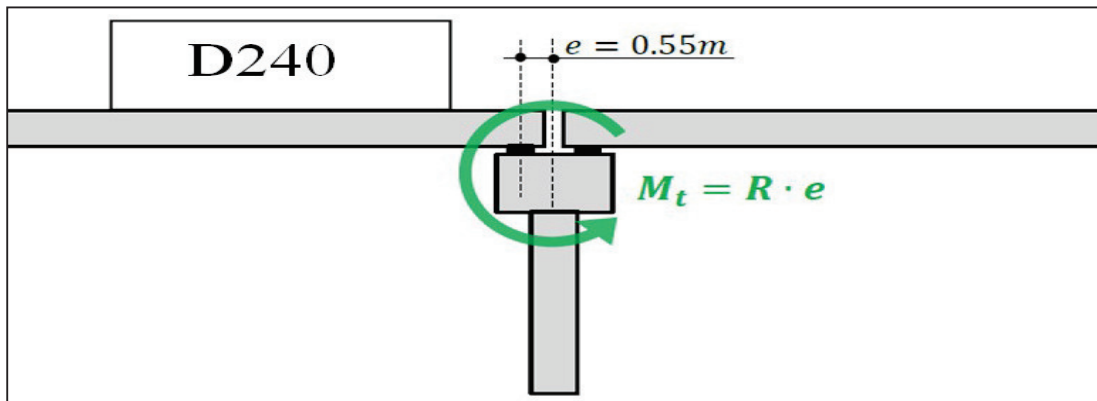


Figure3. Origine de la torsion dans le chevêtre

Dans le cadre de règlements, pour évaluer la contrainte tangente de torsion dans un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième ( $\frac{1}{6}$ ) du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur, et la contrainte se calcule alors comme pour les sections creuses.

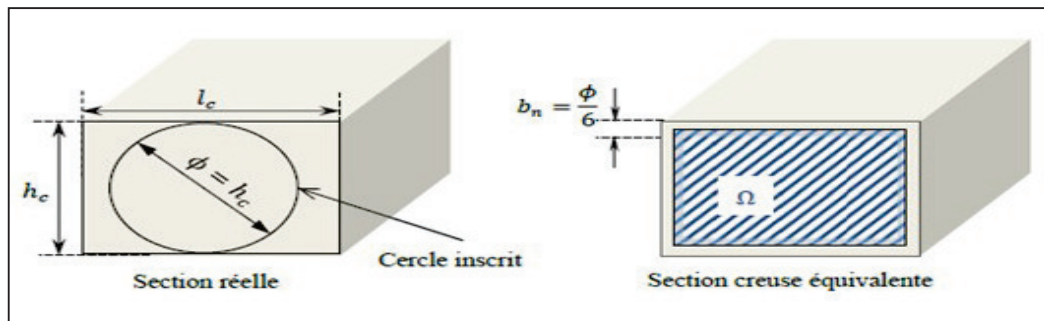


Figure4. Section équivalent

$$\tau_b = \frac{Mt}{2 \cdot \Omega \cdot bn}$$

$$M_t = R_{240} \times e = 270,98 \times 0,55 = 149,039 \text{ t}$$

$$M_{ut} = \frac{1,35 M_t}{\text{nbr des poutres}} = 20,120 \text{ t / poutre}$$

$$\tau_b = \frac{Mt}{2 * \left( hc - \frac{hc}{6} \right) * \left( lc - \frac{hc}{6} \right) * hc} \rightarrow \tau_b = \frac{3.6 Mt}{hc^2 * \left( lc - \frac{hc}{6} \right)}$$

$$\tau_b = \frac{3.6 * 20,12 * 10^{-2}}{2,5^2 * \left( 2,5 - \frac{2,5}{6} \right)} = 0,0556 \text{ Mpa}$$

### X.3.1.1.2.1 Ferrailage longitudinale

$$A_s = \frac{Mt * P}{2 * \Omega * \sigma_a} = \frac{2.4 * Mt}{hc * \sigma_a} * \left( \frac{3l_c + 2h_c}{6l_c - h_c} \right)$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{2.4 * 20,12 * 10^{-2}}{2,5 * 347.83} * 1 = 5,55 * 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,553 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} 3 \text{ HA } 16 \\ A_s = 6,03 \text{ cm}^4 \\ S_t = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

### X.3.1.1.2.2 Ferrailage transversale

$$\frac{A_s^{trans}}{s_t} = \frac{M_t}{2 * \Omega * \sigma_a}$$

$$\frac{A_s^{trans}}{s_t} = \frac{20,12 * 10^{-2}}{2 * 2,5 * 347.83} = 1,1569 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } s_t = 5 \text{ cm} \rightarrow 0,23138 \quad A_s = \begin{cases} 2 \text{ HA } 10 \rightarrow 1 \text{ cadre de HA } 10 \\ A_s = 1,57 \text{ cm}^4 \\ S_t = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

### X.3.2 Étude du voile

Pour l'étude du voile nous choisissons de faire une modélisation de l'ouvrage à l'aide de logiciel robot.

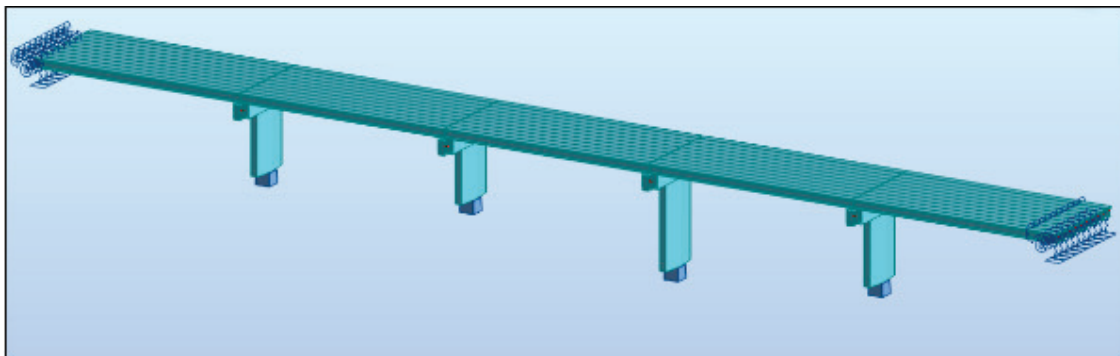


Figure5. Modélisation du pont à l'aide de ROBOT2016.

### **X.3.2.1 Evaluation des efforts**

#### **X.3.2.1.1 Poids propre d'ouvrage**

VOIR L'ANNEXE 5.

### X.3.2.1.2 Action sismique :

#### X.3.2.1.2.1 Coefficient d'accélération de zone

L'article [3.2.1.1] du RPOA

- Selon l'article [2.2] du RPOA, nous avons un pont impactant → groupe 2
- Selon l'article [3.1.1] du RPOA, la zone sismique est zone III (wilaya Chlef)
- Selon l'article [3.1.2] du RPOA  $\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe 2} \\ \text{zone III} \end{array} \right. \rightarrow A=0,3$  (tableau 2.1)

#### X.3.2.1.2.2 Spectre de réponse élastique

**Composante horizontale** : l'article [3.2.1.1] du RPOA

Pour calculer le spectre de réponse élastique horizontale, Nous utilisons un programme d'Excel avec les données suivantes :

- $A$  : coefficient d'accélération de zone = 0,3
- $\xi$  : taux d'amortissement (béton armé →  $\xi=5$  ), selon l'article [4.2.4] du RPOA
- $\eta$  : facteur de correction de l'amortissement,  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$  , selon l'article [3.2.1.1] du RPOA
- Type de site : site 3

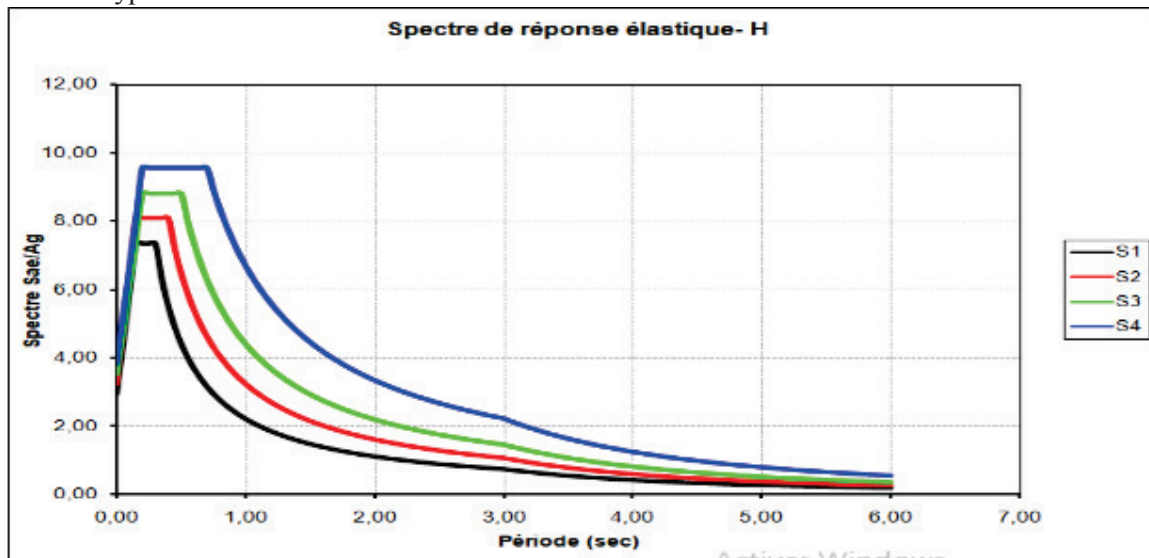


Figure6. Spectre de réponse élastique horizontale.

**Composante verticale** : l'article [3.2.1.2] du RPOA

Nous avons les données suivantes :

- $\alpha$  : coefficient verticale en zone de forte sismicité (zone III →  $\alpha =1$ ), selon l'article [3.2.1.2] du RPOA

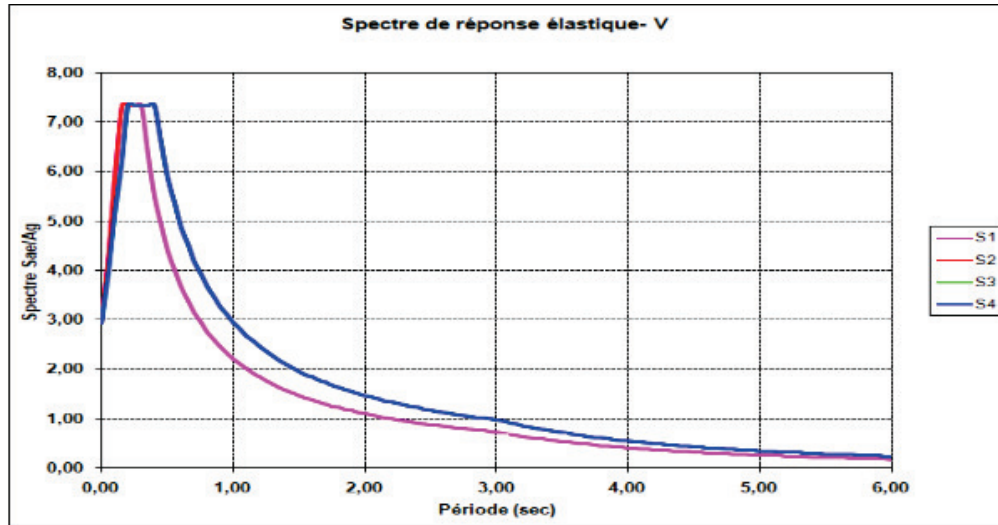


Figure7. Spectre de réponse élastique verticale.

### X.3.2.1.2.3 Combinaison des composantes de l'action sismique

$$\begin{cases} E = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z \\ E = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z \\ E = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y \end{cases}$$

$E_x, E_y, E_z$  : les effets des actions sismiques dans chacune des direction X,Y,Z

### X.3.2.2 Calcul des sollicitations

Selon l'article [5.1], nous avons :

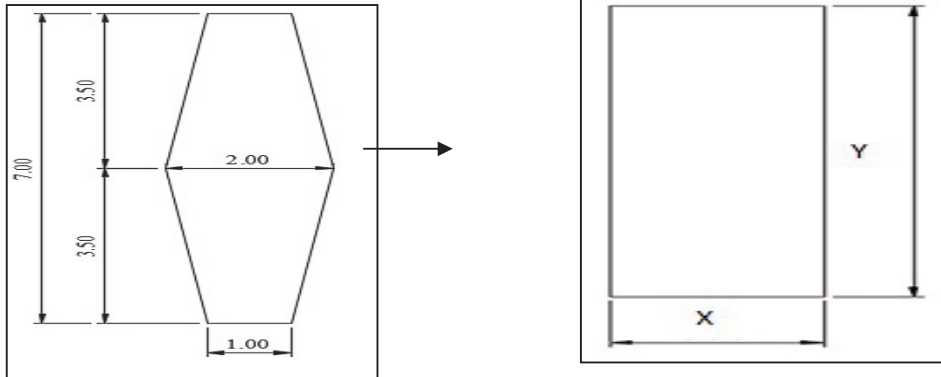
Figure8. Les répartitions des efforts sur le voile

Les combinaisons	M (KN.M)	N(KN)
Cas (1) :G+Ex+0,3Ey+0,3Ez	-8332,45	-3675,03
Cas (2) :G+Ex+0,3Ey-0,3Ez	-8331,09	-3675,03
Cas (3) :G+Ex-0,3Ey+0,3Ez	5156,70	-3677,39
Cas (4) :G+Ex-0,3Ey-0,3Ez	5158,06	-3677,39
Cas (5) :G+Ey+0,3Ex+0,3Ez	-22958,75	-3674,85
Cas (6) :G+Ey+0,3Ex-0,3Ez	-22957,39	-3674,85
Cas (7) :G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	-22006,44	-3677,06
Cas (8) :G+Ey-0,3Ex-0,3Ez	22005,07	-3677,06
Cas (9) :G+Ez+0,3Ex+0,3Ey	-7223,00	-3677,60
Cas (10) :G+Ez+0,3Ex-0,3Ey	6266,14	-3677,60
Cas (11) :G+Ez-0,3Ex+0,3Ey	6270,58	-3679,80
Cas (12) :G+Ez-0,3Ex-0,3Ey	7218,46	3679,80

### X.3.2.3 Ferrailage du voile

#### X.3.2.3.1 La section équivalent

Nous remplaçons, la section du mur hexagonal par une section rectangulaire.



	$I_g$ (m <sup>4</sup> )	S(m)
Section hexagonal	35,729	10,5
Section rectangulaire	$x.y^3/12$	X.Y

$$\text{On prend : } \begin{cases} X = 1,643 \text{ m} \\ Y = 6,38 \text{ m} \end{cases}$$

#### X.3.2.3.2 Ferrailage longitudinale

Le ferrailage se fait en flexion composée selon le cas le plus défavorable

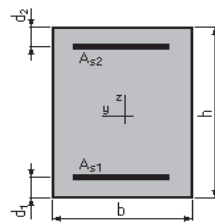
$$(M=22,958,75 ; T=3,674,85)$$

Les données :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} b = 1,643 \text{ m} \\ h = 6,38 \text{ m} \\ d = 5,742 \text{ m} \end{cases}$$

A l'aide de logiciel robot expert, Nous retrouvons les résultantes suivantes :

#### Section :



$$\begin{aligned} b &= 1,6 && (\text{m}) \\ h &= 6,4 && (\text{m}) \\ d_1 &= 0,1 && (\text{m}) \\ d_2 &= 0,1 && (\text{m}) \end{aligned}$$

### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{S1} = 104,8 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{S2} = 104,8 \text{ (cm}^2\text{)}$   
 Section minimum  $A_{S \text{ min}} = 209,6 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section maximum  $A_{S \text{ max}} = 5241,2 \text{ (cm}^2\text{)}$   
 Donc, nous prenons : 14HA32  $A_s = 112.56 \text{ cm}^2$

#### X.3.2.3.3 Ferrailage transversale :

Selon l'article [7.2.2.2] du RPOA, nous avons :

L'espace minimal à respecter :

- En zone critique :  $St = \text{Min} [24 \varnothing t ; 8 \varnothing l ; 0,25d] = 15 \text{ cm}$
- En zone courante :  $St = \text{Min} [12 \varnothing l ; b ; 200 \text{ mm}] = 20 \text{ cm}$

La section minimale des armatures :

$$A_t = \frac{A_l}{16} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \times \frac{S_t}{100} \quad \begin{cases} At = 21.05 \text{ cm} \\ 4 \text{ HA } 20 \\ As = 25.13 \text{ cm} \end{cases}$$

### X.3.3 Etude de la semelle

#### X.3.3.1 Vérification de la rigidité

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow \frac{5,6-2}{4} \leq 1,45 \leq 5,6 - 2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, nous pouvons appliquer la méthode dont notre cas.

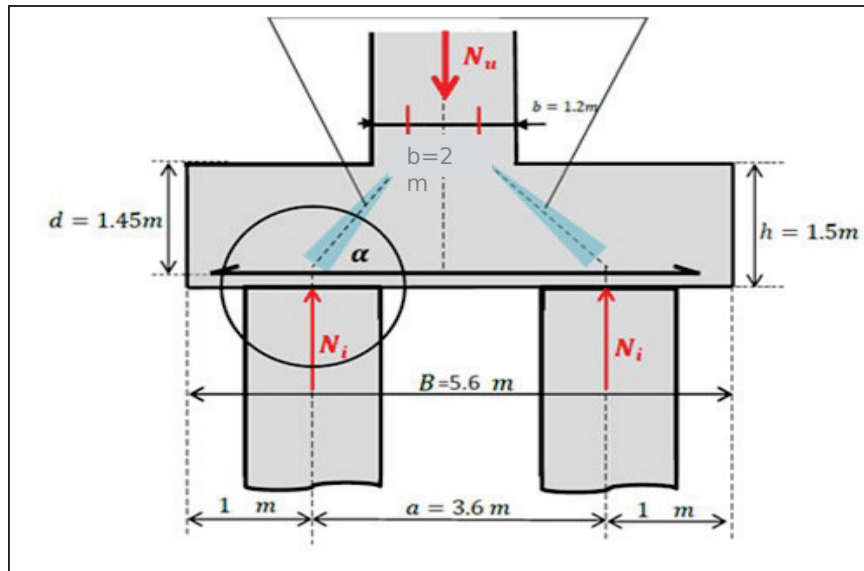


Figure9. La descente des charges sur la semelle

#### X.3.3.2 Armatures transversales inférieures :

$$A_s = \frac{N_1}{\tan \alpha \times \sigma_a} \quad S_t = \frac{\varnothing + h - c}{n - 1}$$

$$A_s = \frac{3,71}{0,63 \times 400} = 147,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} 19 \text{ HA } 32 \\ A_s = 152,76 \text{ cm}^4 \end{cases} \text{ St} = 0,14444 \text{ m} \implies s_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L=h+\phi_{\text{pieu}}=1.5+1.2=2.8\text{m}$ . Entre les différentes bandes, nous placerons des armatures de répartitions tel que :  $A_{\text{inf}1} = \frac{A}{3} = 50,92 \text{ cm}^2$  soit : 17HA20=53,38 cm<sup>2</sup>, st= 24 cm

### X.3.3.3 Armatures longitudinale inférieures

Elles jouent le rôle de répartition. La transmission des efforts entre les fûts et les pieux.

$$A_{\text{inf}}^{\text{long}} = \frac{A_{\text{inf}}^{\text{trans}}}{3} = 50,92 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 11\text{HA}25=53,99$$

$$St = \frac{1.2+1.5-0.1}{11-1} = 0,26\text{m} \implies s_t=26\text{cm}$$

### X.3.3.4 Armatures de construction :

#### X.3.3.4.1 Armatures transversales supérieures :

$$A_i^{\text{trans}} = \frac{A_{\text{inf}}^{\text{trans}}}{10} = 15,276 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}20=15,70 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{1.2+1.5-0.1}{5-1} = 0,65\text{cm} \implies St=65\text{cm}$$

#### X.3.3.4.2 Armatures longitudinales supérieures :

$$A_i^{\text{long}} = \frac{A_{\text{inf}}^{\text{trans}}}{3} = 50,92 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 11\text{HA}25=53,99\text{cm}^2$$

$$St = \frac{1.2+1.5-0.1}{11-1} = 0,26\text{m} \implies s_t=26\text{cm}$$

#### X.3.3.4.3 Armatures latérales :

$$A_{\text{la}} = \frac{A_{\text{inf}}^{\text{trans}}}{10} = 15,276 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}20=15,70 \text{ cm}^2 \quad St=65\text{cm}$$

## X.4 Conclusion

Sur le plan économique , les résultats sont justifiés.

## Conclusion

La recherche bibliographie sert à approfondir les notions sur les ponts.

La conception de pont améliore plusieurs aspects.

Nous avons procédé à l'évaluation des efforts longitudinaux suivi de la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres en utilisant *la méthode de GUYON – MASSONNET*.

Les sollicitations les plus défavorables nous ont permis de dimensionner la précontrainte en utilisant trois câbles suivis d'un calcul justificatif.

L'ouvrage repose sur deux culées et deux piles où certains éléments de la culée sont ferrailés en utilisant les abaques de *WERNER*.

Pour les autres éléments, le ferrailage est étudié selon les documents *SETRA*, il en est de même pour les appareils d'appui.

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'avoir une idée sur le calcul des ouvrages en béton précontraint et d'améliorer nos connaissances.