

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

*Université MOULOUD MAMMERY de Tizi-Ouzou*

*Faculté de Génie de construction*

*Département génie civil*



**EN VUE D'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN TRAVAUX PUBLICS**  
**OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART (VOA).**

# Mémoire De Fin D'études

## THÈME

**ETUDE D'UN PONT A POUTRES  
MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE  
PAR PRE-TENSION, CAS AIN AL AZRA**



• **Etudié par:**

**ALLILECHE Arezki**

**DERMECHE Sihem**

**Promotion 2020**

**Encadré par:**

**Mme GHANEM Fadhila**

# ***REMERCIEMENT***

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le toutpuissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à cestade dans nos études.

Nous tenons à exprimer toute nos reconnaissances à nôtre promotrice madame **GHANEM F.** de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

Nous nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants intervenants et particulièrement madame **Miloudi**, et toutes les personnes qui, par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté à nous rencontrer et répondre à nos questions durant notre projet d'études.

Sans oublier les subdivisionnaires de **P'ENGOA**, de **TIZI OUZOU** Madame **SEDIK R.** et madame **MECHANI S.** qui nous ont toujours portés conseils pour l'élaboration de ce modeste travail.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à nôtre travail.

Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidé, encouragé et nous soutenu.

## *DEDICACES*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence. Je dédie ce modeste travail à :

- ✿ La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers celle qui m'éclaire dans l'obscurité ma très chère mère.
- ✿ Celui à qui je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher Père.
- ✿ Mes chers (es) frères et sœurs et leurs maris et toute ma famille.
- ✿ Mes cousins, cousines, oncle et tantes.
- ✿ Celle qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ma binôme Dermeche S.
- ✿ Toute la promotion de (VOA) spécialement : Ahmed, kouceila, Anis, Toufik et Souhila.
- ✿ Tous mes amis spécialement : Kahina, souhila, lyazid, didir et Younes.

Arezki

## Table des matières

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation et description de l'ouvrage.....	1
I.2.1 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.2 Description de l'ouvrage.....	1
I.2.3 Structure du pont à étudier.....	2
I.3 Données fonctionnelles.....	4
I.3.1 Tracé en plan.....	4
I.3.2 Profil en long.....	4
I.3.3 Profil en travers.....	6
I.4 Les données naturelle.....	6
I.4.1 Topographie.....	6
I.5 Données géotechniques.....	6

### Chapitre II : Matériaux utilisés

II.1 Introduction.....	8
II.2 Règlements utilisés.....	8
II.3 Etas limites.....	8
II.3.1 Etat limite ultime.....	8
II.3.2 Etat limite de service.....	8
II.4 Caractéristique des matériaux.....	8
II.4.1 Le béton.....	8
II.4.2 Les aciers.....	12

### Chapitre III : Pré dimensionnement

III.1 Introduction.....	17
III.2 Eléments constitutifs des ponts courants.....	17
III.3 Pré dimensionnement des éléments.....	17
III.3.1 Hourdis.....	17
III.3.2 Les poutres.....	18
III.3.2.1 Espacement des poutres.....	19
III.3.2.2 Nombre de poutre.....	19
III.3.2.3 Hauteur de la poutre.....	19
III.3.2.4 Membrure supérieure (table de compression) b.....	20
III.3.2.5 Talon.....	20

III.3.2.6 Épaisseur de l'âme $b_0$ .....	20
III.3.2.7 Le gousset de jonction entre le talon et l'âme .....	20
III.4 Caractéristiques géométriques des poutres.....	21
III.4.1 Notation .....	21
III.4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes .....	22
III.4.2.1 Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis .....	22
III.5 Caractéristiques géométriques des sections nettes .....	23
<b>Chapitre IV : Charge et surcharge</b>	
IV.1 Introduction .....	25
IV.2 Calcul des charges.....	25
IV.2.1 Les actions permanentes.....	25
IV.2.2 Charges d'exploitations.....	30
IV.2.2.6 Surcharge sur trottoir (charge générale).....	38
<b>Chapitre V :Repartition logitudinal des efforts</b>	
V.1 Introduction .....	39
V.2.1 Moments engendrés par les charges permanentes G .....	39
V.2.2 Moment engendré par la surcharge A(L).....	39
V.2.3 Moments engendres par les surcharges sur les trottoirs .....	40
V.2.4 Moments engendrés par les surcharges « Bc» : .....	40
V.2.5 Moments engendrés par les surcharges « Bt» : .....	46
1.1.1 .....	48
1.1.2 .....	48
1.1.3 .....	48
1.1.4 .....	48
1.1.5 .....	48
1.1.6 .....	48
V.2.6 Moment engendré par les surcharges $M_{c120}$ : .....	49
V.2.7 Moment engendré par les surcharges D 240 : .....	50
V.3 Calcul des efforts tranchants : .....	51
V.3.1 Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :.....	51
V.3.2 Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) : .....	52
V.3.3 Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs : .....	53
V.3.4 Les efforts tranchants engendrés par Bc : .....	53
V.3.5 Effort tranchants engendré par la surcharge Bt : .....	54
V.3.6 Efforts tranchants engendrés par la surcharge $M_c 120$ :.....	55

V.3.7 Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240: .....	56
<b>Chapitre VI : Répartition des efforts transversal</b>	
VI .1 Introduction .....	59
VI.1.1 Flexibilité de l'entretoisement.....	59
VI.1.2 Moment d'inertie d'entretoise :.....	60
VI.1.3 Moment d'inertie équivalente d'une poutre : .....	60
VI.2 Présentation de la méthode de GUYON-MASSONNET .....	60
VI.2.1 Les paramètres fondamentaux.....	61
<i>VI.2.1.2 Le paramètre d'entretoisement</i> :.....	61
VI.2.2 Détermination du coefficient de répartition transversale $K\alpha$ .....	64
VI.2.3 Largeur active et position active : .....	68
VI.2.4 Détermination de $K\alpha$ moy pour chaque poutre .....	71
VI.2.4.1 cas d'une charge uniformément répartie : .....	72
VI.2.4.2 Cas des charges uniformément repartie.....	72
VI.2.5 Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre .....	73
<b>Chapitre VII : Modélisation du tablier et platlage</b>	
VII.1 Introduction : .....	74
VII.2 La méthode numérique (Robot Millenium): .....	74
VII.3 La modélisation : .....	74
VII.3.1 Modèle de calcul :.....	74
VII.3.2 Les étapes de modélisation .....	75
<b>VII.3.3 Effort interne dans les poutres</b> .....	88
VII.4 Etude du platelage :.....	89
VII.4.1 Méthode numérique (ROBOT MILLENIUM) : .....	90
VII.4.2 Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium : .....	90
Les résultats de ferrailage:.....	92
VII.4.3 Calcul en flexion (ferrailage transversal de la dalle).....	92
<b>Chapitre VIII : Etude de la précontrainte</b>	
VIII.1 INTRODUCTION .....	94
VIII.2.1 Procédé du pré tension.....	94
VIII.2.2 Dimensionnement de la précontrainte .....	95
<b>Chapitre IX : Etude de la culée</b>	
IX.1 Introduction.....	107
IX.2 Choix de la morphologie :.....	107
IX.3 Pré dimensionnement de la culée :.....	108

IX.4 Types de culées .....	109
IX.5 Évaluation des efforts sollicitant la culée : .....	110
IX.5.1 Calcul de coefficient de poussée : .....	110
IX.5.2 Vérification de la stabilité de la culée à vide : .....	113
IX.6 Le ferrailage de la culée:.....	113
IX.6.1 Le mure garde grève:.....	113
IX.6.1.2 Ferrailage :.....	116
IX.6.2 Calcul ferrailage du corbeau:.....	120
IX.6.3 Ferrailage du mur en retour .....	122
IX.6.4 Calcul du ferrailage du mur frontal.....	125
IX.6.5 Calcul du ferrailage des fondations .....	128

## **Chapitre X : Etude de la pile**

X.1 Définition : .....	133
X.2 Structure des appuis : .....	133
X.2.1 Une superstructure (où fût) : .....	133
X.2.2 Une fondation: .....	134
X.2.3 Pile de type voile : .....	134
X.3 Pré dimensionnement de la pile : .....	134
X.4 Ferrailage du voile : .....	136
X.4.1 Evaluation des charges et surcharges : .....	136
X.4.1.2 Evaluation des surcharges sismiques : .....	136
X.4.1.4 Ferrailage à la flexion compose : .....	137
X.5 Etude et ferrailage de la semelle.....	139
X.5.1 Flexion Design (bas / direction x-x) .....	139
X.5.2 Flexion Design ( bas / direction y-y ) .....	140
X.5.3 Flexion Design (haut / direction y-y) .....	140
X.6 Etude des pieux : .....	141
X.6.1 Introduction : .....	141
X.6.2 Calcul de la capacité portante du sol : .....	142
X.6.3 Vérification des distances entre axes : .....	142
X.6.4 Groupes de pieux : .....	142
X.6.5 Calcul de la capacité portante des pieux : .....	143
X.6.6 ferrailage des pieux : .....	143



# Liste des figures

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure 1 : Plan du Passage Supérieur Ain El Azra. Réf. : « DEX-MUEDJ-S50-PL0001-V01 » .....	1
Figure 2 : Vue en plan du pont .....	4
Figure 3 : Coupe longitudinale de l'ouvrage (profil en long).....	5
Figure 4 : Profil en travers du pont à étudier .....	6
Figure 5 : Plans géotechniques du PS « Ain El Azra ».....	7

## Chapitre II : Matériaux utilisée

Figure 1 : diagramme contrainte-déformation du béton.....	11
Figure 2 : Module de déformation instantanée et différée.....	12
Figure 3 : Fils pour la précontrainte. ....	13
Figure 4 : Torons de précontrainte.....	13
Figure 5 : Barres de précontrainte. ....	14
Figure 6 : Diagramme contrainte-déformation .....	14
Figure 7: diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs.....	15
Figure 8 : diagramme contrainte-déformation pour des aciers passifs à l'ELU .....	16

## Chapitre III pré dimensionnement des élément

Figure 1 : éléments constitutifs d'un pont courant.....	17
Figure 2 : (a) hourdis intermédiaire ; (b) hourdis général .....	18
Figure 3 : Morphologie des poutres .....	19
Figure 4 : Dimensions de la section adoptée .....	21
Figure 5 : la notation utilisée.....	22

## chapitre IV charge et surcharge

Figure 1 : Poutre intermédiaire	Figure 2 : Poutre de rive .....	25
Figure 3 : Chainage des poutres (entretoise) .....		26
Figure 4 : Dimensions de l'entretoise (cm).....		26
Figure 5 : Trottoir de notre ouvrage.....		27
Figure 6 : bordures et corniche de notre ouvrage .....		28
Figure 7 : Glissière de sécurité et garde-corps .....		28
Figure 8 : Pavage routier .....		29
Figure 9 : Système de charge Bc.....		32
Figure 10: Système de charge Bt.....		34
Figure 11 : Caractéristiques du système B <sub>r</sub> .....		35
Figure 12 : Système de charge militaire Mc120 .....		36
Figure 13 : convoi type E360 .....		37
Figure 14 : Convoi type E400.....		38

## Chapitre V : Réparation longitudinale des efforts

Figure 1: système Bc disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal) .....	41
Figure 2: chargement type sous un tandem (système Bt) .....	46
Figure 3: moment max sous P2 .....	47
Figure 4: position de Mc120 .....	49
Figure 5: schéma statique d'une poutre .....	51
Figure 6: ligne d'influence de l'effort tranchant à 0.1L .....	52
Figure 7: surcharges Bt .....	54
Figure 8: surcharge Mc120 .....	55

## Chapitre VI : Réparation transversale des efforts

Figure 1 : la déformée du pont sous la charge $P(x)$ .....	64
Figure 2: Lignes d'influences des poutres .....	70
Figure 3: Ligne d'influence de la poutre P1 .....	70
Figure 4 : Ligne d'influence de la P2 .....	71
Figure 5 : Ligne d'influence de P3 .....	71
Figure 6: Charge uniformément répartie .....	72

## Chapitre VII : modélisation du tablier et de platelage

Figure 1 : sélectionner l'affaire .....	74
Figure 2 : définition des unités .....	75
Figure 3: définition des lignes de construction .....	76
Figure 4 : définir les appareils d'appuis .....	77
Figure 5 : définition de la section équivalente .....	77
Figure 6 : définir le matériau de la poutre .....	78
Figure 7 : définir les appuis .....	78
Figure 8 : modélisation du tablier .....	79
Figure 9 : définir le contour de la dalle .....	79
Figure 10: modélisation de la dalle .....	80
Figure 11 : définir les charges permanentes et d'exploitation .....	81
Figure 12 : définir les trottoirs .....	81
Figure 13 : chargement sous le poids du revêtement .....	82
Figure 14 : chargement sous le poids du bordure et corniche .....	82
Figure 15 : chargement sous le poids du garde corps .....	83
Figure 16 : chargement sous le poids de trottoirs .....	83
Figure 17 : chargement sous le poids des surcharges sur trottoir .....	84
Figure 18 : chargement sous le système A(l) .....	84
Figure 19 : définir système Bc .....	85
Figure 20 : définir le système D240 .....	85
Figure 21 : définir le système Mc120 .....	86
Figure 22: Définition des combinaisons d'action .....	87
Figure 23: lancement du calcul .....	87
Figure 24: Extraction des résultats .....	88
Figure 25: Les moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .....	89
Figure 26: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .....	89

Figure 27: Extraction des résultats de la dalle.....	90
Figure 28: Flexion longitudinale dans la dalle .....	91
Figure 29: Flexion transversal dans la dalle .....	91
Figure 30: Ferrailage de la dalle.....	93

### **Chapitre VIII : étude de la précontrainte**

Figure 1 : Technique de la précontrainte par pré tension .....	94
Figure 2: Banc de précontrainte par pré tension 50 à 100 .....	95
Figure 3 : distance entre armature (Pré-tension) .....	97
Figure 4 : Tracé des câbles de précontraint par prétension .....	100

### **Chapitre IX : étude de la culée**

Figure 1: Coupe longitudinale et transversal de la culée .....	108
Figure 2: Poussée de la charge locale située à l'arrière du mur. ....	116
Figure 3: ferraillage de mur GG .....	120
Figure 4 : Ferrailage du corbeau.....	122
Figure 5: Ferrailage du mur en retour .....	128
Figure 6: ferraillage de la semelle .....	131
Figure 7: ferraillage de la culée .....	132

### **Chapitre X :étude de la pile**

Figure 1: Coupe transversale de la pile .....	135
Figure 2 : Coupe longitudinale. ....	135
Figure 3: Ferrailage du voile de pile .....	139
Figure 4 : ferraillage de la semelle dune pile .....	141
Figure 5: Schéma de ferraillage des pieux .....	145

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre II : Matériaux utilisés

Tableau 1 : différentes classes du béton utilisées.....	14
---	----

## Chapitre III : Pré dimensionnement

Tableau 1: Caractéristiques géométrique de la poutre de rives et intermédiaire(poutre seule). .....	29
Tableau 2: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive et intermédiaire avec hourdis	30

## Chapitre IV : Charge et surcharges

Tableau 1 : Charges permanentes des éléments porteurs .....	34
Tableau 2 : Valeurs du coefficient $a_1$ .....	38
Tableau 3 : Coefficients $B_c$ .....	39
Tableau 4 : coefficient $b_t$ .....	42

## Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts

Tableau 1: valeurs des moments au droit des différentes sections sous la charge permanente .	47
Tableau 2 : Les valeurs de $q_A$ .....	48
Tableau 3: valeurs des moments dans les différentes sections sous la charge ( $q_A$ ) .....	48
Tableau 4:valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge(A) .....	49
Tableau 5: détermination de la section dangereuse.....	50
Tableau 6 : lignes d'influence du moment sous P3 .....	52
Tableau 7 : lignes d'influence du moment sous P4 .....	53
Tableau 8: recherche de la section dangereuse S .....	54
Tableau 9:lignes d'influence du moment sous P1 .....	54
Tableau 10: lignes d'influences du moment sous P2.....	55
Tableau 11: moments de la surcharge dans les différentes sections .....	56
Tableau 12:moment des surcharges $B_t$ dans les différentes sections.....	58
Tableau 13: moment des surcharges $M_{c120}$ dans les différentes sections .....	59
Tableau 14:moments des surcharges $D_{240}$ dans les différentes sections .....	59

Tableau 15:efforts tranchants dans les differentes sections sous ka charge G.....	60
Tableau 16 : effort tranchant dans les differentes sections sous la surcharge A(L).....	61
Tableau 17: efforts tranchants dans les différentes sections engendrées par la surcharge sur les trottoirs .....	62
Tableau 18: Lignes d'influences due a la surcharges Bc a 0.0L.....	62
Tableau 19: Effort tranchants dus à la surcharge Bc dans les différentes sections.....	63
Tableau 20 : Efforts tranchants engendre par la surcharge Bt .....	64
Tableau 21: Efforts tranchants engendres par la surcharge Mc120 .....	65
Tableau 22 : Efforts tranchants engendres par la surcharge D240.....	65
Tableau 23: Récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre.....	66

## **Chapitre VI : Repartition des efforts transversal**

Tableau 1:les valeurs de coefficient $k_0$ pour $\theta = 0.55$ et $\alpha = 0$ .....	76
Tableau 2 : les valeurs de coefficient $k_0$ pour $\theta = 0.59$ et $\alpha = 0$ .....	76
Tableau 3: les valeurs de coefficient $k_1$ pour $\theta = 0.55$ et $\alpha = 1$ .....	77
Tableau 4: les valeurs de coefficient $k_1$ pour $\theta = 0.60$ et $\alpha = 1$ .....	77
Tableau 5: les valeurs de coefficient $k_1$ pour $\theta = 0.59$ et $\alpha = 1$ .....	77
Tableau 6 : les valeurs de coefficient pour $\theta = 0.59$ et $\alpha = 1.14$ .....	78
Tableau 7: les valeurs de coefficient ka pour chaque poutre .....	79
Tableau 8 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge uniforme trottoir .....	82
Tableau 9 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge Al .....	82
Tableau 10 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge Mc 120.....	83
Tableau 11 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge Bc.....	83
Tableau 12: Tableau des moments a L/2 moment max.....	84

## **Chapitre VII : Modélisation du tablier et platelage**

Tableau 1 : les combinaisons d'actions .....	99
--	----

## **Chapitre VIII : Etude de la précontrainte**

Tableau 1 : Caractéristiques de poutre seule et de poutre avec hourdi .....	109
Tableau 2 : système Torons T13-T15.....	112

## **Chapitre IX :Etude de la culée**

Tableau 1 : Les catégories d'importance des ponts .....	124
---	-----

Tableau 2 ; coefficient sismique en Algérie .....	124
Tableau 3 : Tableau des valeurs des paramètres de k.....	124
Tableau 4 : Calcul des moments et des efforts globaux .....	127
Tableau 5: Valeurs des moments et efforts globaux .....	127

## **Chapitre X : Etude de la pile**

Tableau 1 : valeurs des charges et surcharges eux états limites.....	152
--	-----

# INTRODUCTION GENERALE

---

Vu que l'Algérie a connue une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette hausse a engendrée une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile et pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des ponts.

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine des travaux publics.

Cinq classes de ponts sont définies selon leur structure : les ponts voutés, les ponts à poutre qui font objet de notre étude, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts haubanés. Des critères spécifiques conduisent pour chacune de ces classes à définir une typologie qui lui est propre. Le matériau utilisé est l'un des critères de différenciation communs à l'ensemble des classes.

Ponts à poutres en béton précontraint :

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre les charges permanentes et les surcharges par une armature active qui est la précontrainte, soit par prétension ou par post tension. Signalant que la prétension s'adapte sur des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la post tension.

Ce mémoire de fin d'étude consiste à étudier un pont à poutres multiples précontraint par pré-tension situé à Ain El Azra dans la wilaya de Tizi-Ouzou, proposé par le bureau d'étude ENGOA.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA, RPA99, BAEL et BPEL.

C'est dans cette optique que nous avons essayé de mener ce travail qui est structuré comme suit :

Dans le **premier chapitre** nous aborderons les caractéristiques de notre ouvrage à savoir les données géotechniques et fonctionnelles.

En **deuxième chapitre** nous déterminerons les caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés.

Le **troisième chapitre** sera consacré à la détermination des caractéristiques géométriques des sections planes. Ensuite nous évaluerons dans le **quatrième chapitre** les différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage.

Dans le **cinquième et sixième chapitre** nous étudierons la répartition longitudinale et transversale des efforts.

Le **septième chapitre** est consacré pour la modélisation du tablier en déterminant les efforts internes ainsi que l'étude du platelage.

Le huitième chapitre consiste en l'étude de la précontrainte avec le calcul des pertes de tensions.

Une fois toutes les sollicitations déterminées nous passerons au dimensionnement de l'infrastructure (fondations : les culées et la pile) pour les derniers **chapitres 9 et 10**.

## I.1 Introduction

D'une manière générale, un pont est une construction permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc.

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminant à savoir : l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Ce chapitre vise à présenter notre ouvrage d'art ainsi que toutes les données nécessaire relatif à cet ouvrage.

## I.2 Présentation et description de l'ouvrage

### I.2.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un Ouvrage d'Art « Ain El Azra » qui est un pont ou passage supérieur situé au secteur de l'Échangeur de Djebahia du Projet de « Réalisation de la Pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahiasur 48 km » dans son tronçon 5. En particulier, dans cette zone, il est traverse l'Autoroute Est-Ouest.

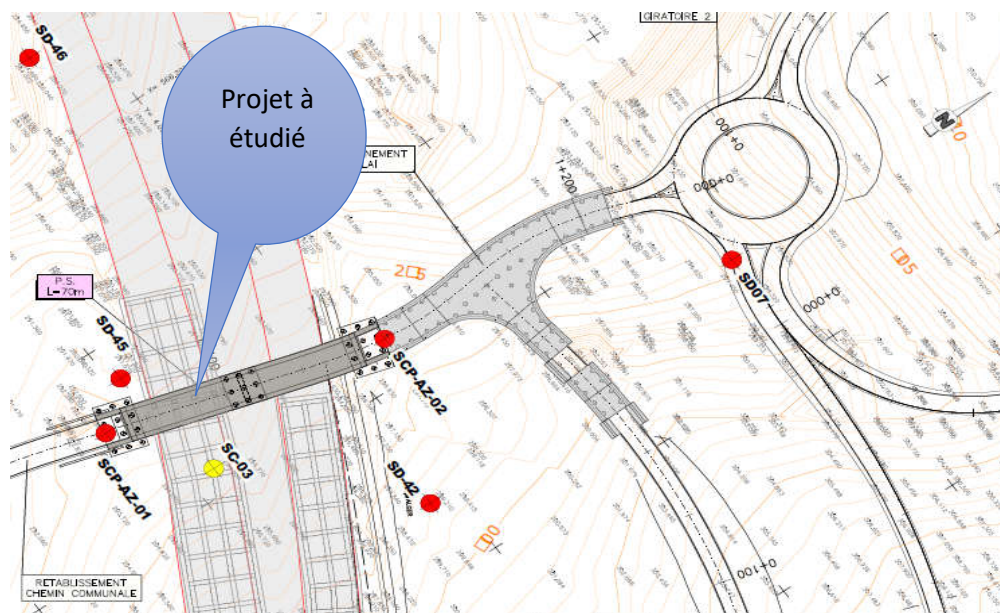


Figure 1 : Plan du Passage Supérieur Ain El Azra. Réf. : « DEX-MUEDJ-S50-PL0001-V01 »

### I.2.2 Description de l'ouvrage

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par ENGOA (entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'art) de la willaya de Tizi-Ouzou, qui consiste à étudier un pont routier à poutres en béton précontraint par pré-tension.

La structure est constituée d'un tablier avec une longueur totale de 59.158 mètres divisée en deux (2) travées de 9.5 mètres de largeur.

Il s'agit d'un pont de 2 travées isostatiques de :

- Longueur total : 59.158m
- Largeur total: 9.5m
- Chaussée : 7.00m
- Trottoirs : 2 x 1.25m

Et constitué aussi de sept poutres en béton précontraint : deux de rive et cinq intermédiaires de longueur de 30 mètres.

### I.2.3 Structure du pont à étudier

#### I.2.3.1 Superstructure

C'est la partie supérieure du pont qui reçoit les charges dues au trafic et des actions extérieures. Elle se compose de la dalle, des poutres, des entretoises, de la chaussée et d'autres accessoires.

##### I.2.3.1.1 Tablier

Les éléments constitutifs d'un tablier sont :

- ❖ Une dalle en béton armé coulée par-dessus les poutres, et crée ainsi un bon monolithisme d'ensemble ; une épaisseur de 20 cm couverte d'un pavage et/ou un revêtement bitumineux de 08 cm d'épaisseur avec un ripage transversal de 2.5% pour faciliter le ruissellement des eaux. La chaussée comporte deux trottoirs, et une corniche.
- **Les trottoirs** : notre structure comporte deux trottoirs de largeur de 1.25 m sont préfabriqués et montés sur place, et ils seront munis de garde-corps de 1 mètre de hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voies.
- **Les corniches** : Sont des éléments décoratifs préfabriqués et font partie des éléments les plus visibles de l'ouvrage. Elles ont pour fonction d'habiller et de protéger les bords de tablier ;
- ❖ **Les entretoises** : Les poutres sont solidarisées par des entretoises d'about qui sont nécessaires pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis, ainsi assurent l'encastrement des poutres à la torsion, elles sont coulées après la mise en place des poutres.

### I.2.3.1.2 La poutraison

Elle constitue le support de platelage, composé de sept (07) poutres préfabriquées en béton précontraint pour les deux (02) travées. L'entraxe entre les poutres précontraintes, est le même d'ordre d 1.21m dans notre cas.

### I.2.3.1.3 Les appareils d'appuis

Ce sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la structure et son support, tout en permettant l'absorption des déplacements des efforts horizontaux et permettent la rotation. Dans notre cas, ils sont constitués d'élastomère fretté, fixés sur les appuis (en général du néoprène et de tôle d'acier jouant le rôle de frettes).

### I.2.3.2 Infrastructure

C'est la partie inférieure ou encrée du pont. Elle comprend les fondations ainsi que les supports (culées, piles...).

#### I.2.3.2.1 Les appuis

La superstructure est supportée par deux (02) culées et une file de pile.

- ❖ **Culée** : c'est un support réalisé à chaque extrémité du pont et constitué d'un mur front et de deux murs de retours, ainsi qu'une dalle de transition. Elle doit assurer
  - une bonne transmission des efforts au sol de fondation,
  - La limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le bon fonctionnement des appareils d'appuis ;
  - La limitation des déplacements verticaux (tassements).
- ❖ **Piles** : Elles sont des appuis intermédiaires entre deux travées voisines et sont constituées par un chevron sur lequel repose les poutres, et supporté par les fûts. elles reçoivent et transmettent toutes les charges reçues de la superstructure et leur poids propre vers les fondations.

#### I.2.3.2.2 Les fondations

Le type de fondation est déterminé à partir des caractéristiques mécaniques du sol, dans notre cas les fondations sont profondes sur pieux forés de 1.20 m de diamètre surmontées d'une semelle de liaison rigide de deux 2.0m de hauteur et 9.60 de largeur pour les culées et de 8.80m pour la pile. Le nombre de pieux est de (12) pour le cas d'une culées, et (06) pour les piles.

### I.3 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner correctement l'ouvrage sont :  
Données relatives à la portée (le tracé en plan de la voie, le profil en travers, le profil en long, les charges d'exploitation (normales et exceptionnelles) ;

#### I.3.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation ou levé topographique et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

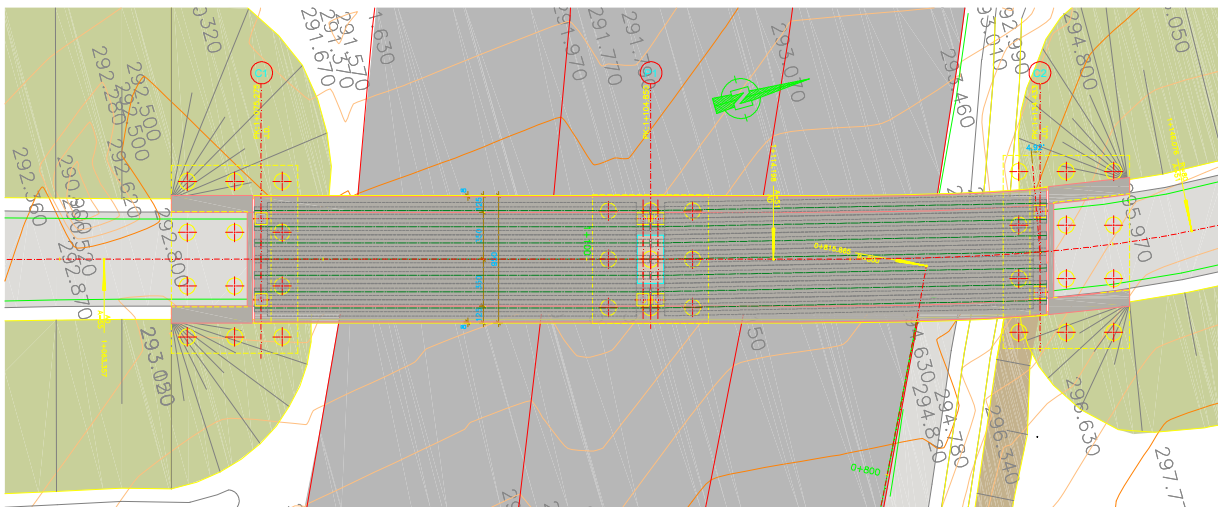


Figure 2: Vue en plan du pont

#### I.3.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (y compris la couche de roulement définissant, en élévation, le tracé en plan). Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 6.4 %.

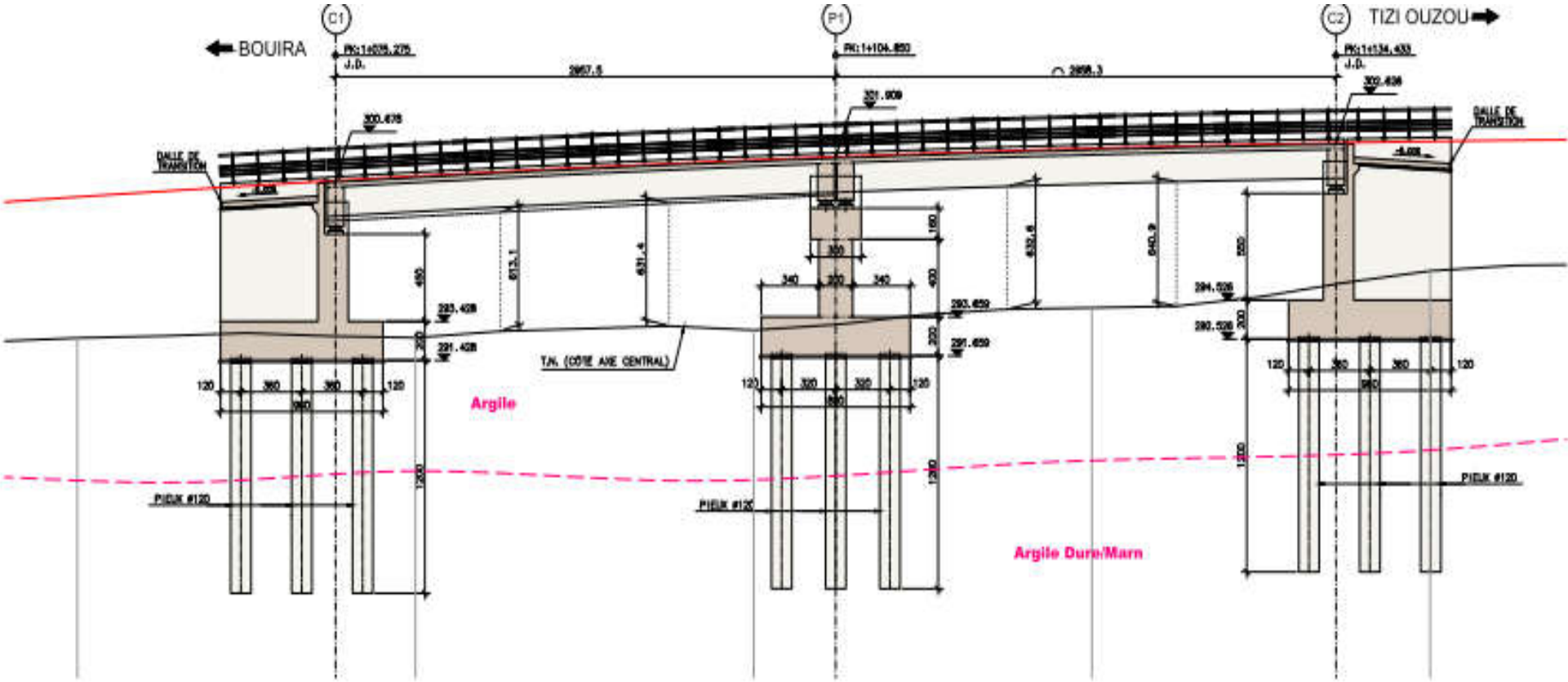


Figure 3 : Coupe longitudinale de l'ouvrage (profil en long)

### I.3.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

L'ouvrage comporte une chaussée à 2 voies de différent sens de circulation avec :

- Largeur rouables  $L_r = 7 \text{ m}$  ;
- Largeur utilisée  $L_t = 9.5 \text{ m}$  ;
- Largeur des trottoirs  $1.25 \text{ m}$  ;
- Un divers maximale de  $6.4\%$  et un divers minimal de  $0.246\%$ .

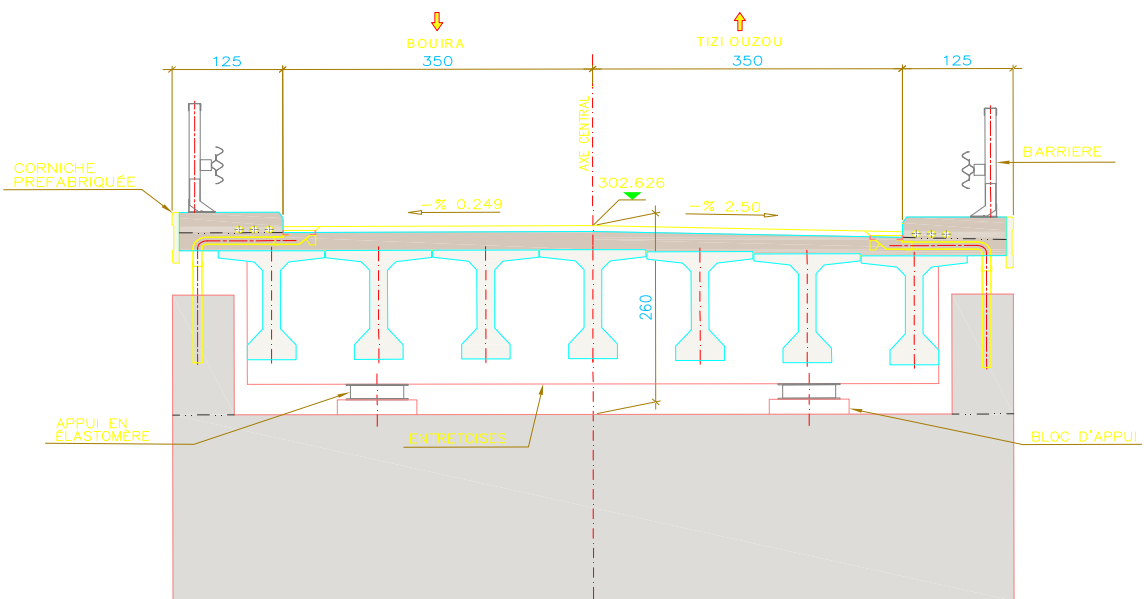


Figure 4 : Profil en travers du pont à étudier

### I.4 Les données naturelle

Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influent directement sur sa conception. Elles se constituent de :

#### I.4.1 Topographie

Il convient de disposer d'un relevé topographique et une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, stockage, etc...

### I.5 Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude suffisante peut entraîner des modifications du

projet ou des renforcements des structures déjà exécutées, très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

D'après le rapport géotechnique qui nous a été fourni, les fondations des appuis du passage supérieur prévues doivent être réalisées moyennant pieux de 1.2 mètres de diamètre. L'alternative de la fondation superficielle n'est pas possible à cause de l'existence d'une surface du glissement aux environs + 280.00 (en particulière, entre +282.00 et +277.00).

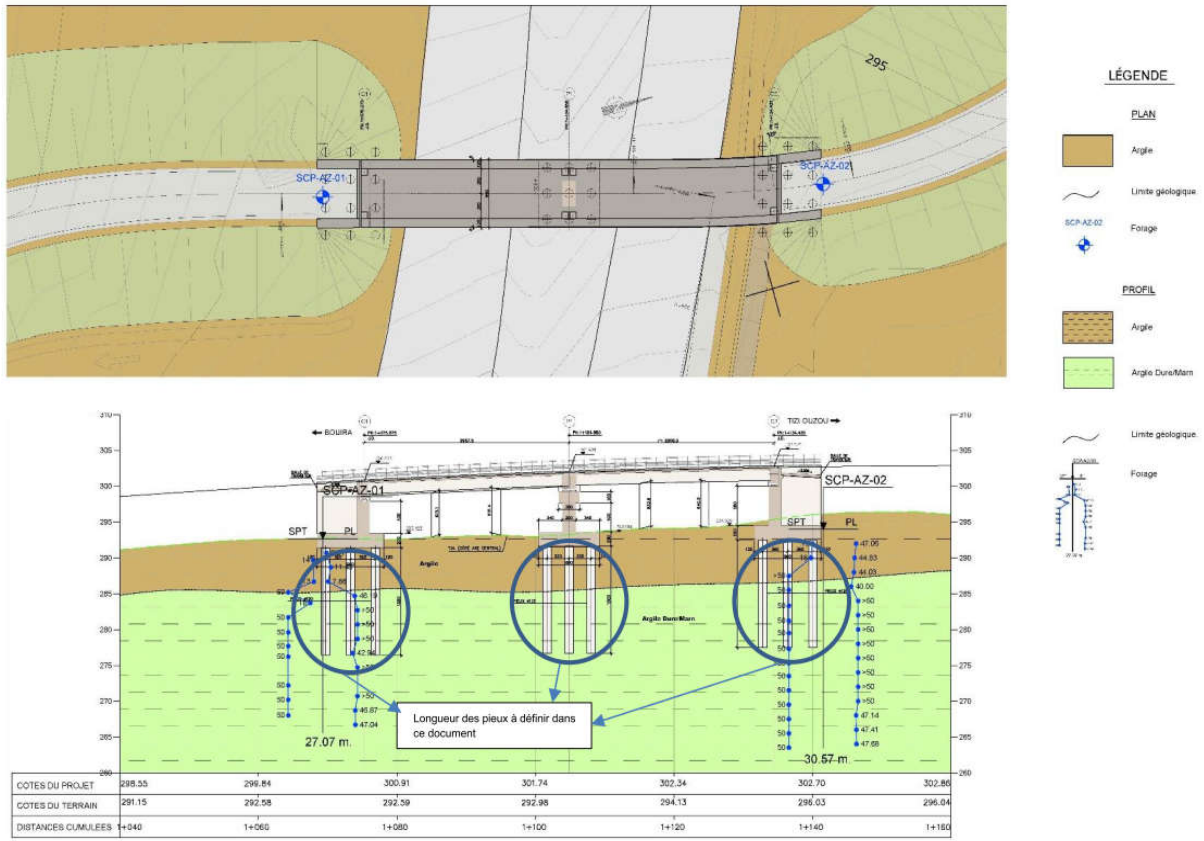


Figure 5: Plans géotechniques du PS « Ain El Azra ».

## II.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne, en grande partie, la conception et le calcul d'un pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception suivant les règles BAEL91 modifié99 et BPEL91.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents matériaux utilisés dans la réalisation des ouvrages d'art ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

## II.2 Règlements utilisés

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

## II.3 Etas limites

### II.3.1 Etat limite ultime

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

### II.3.2 Etat limite de service

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

## II.4 Caractéristique des matériaux

### II.4.1 Le béton

Le béton est le matériau le plus utilisé en monde après l'eau. Il constitué de proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier), l'eau et éventuellement d'adjuvant.

Le béton est un matériau de construction qui résiste à la compression qu'à la traction.

Tableau 1 : différentes classes du béton utilisées

Classe du béton	C40	C30	RN27	RN10
Elément structurel	Poutres précontraintes	pieux, culés, fondation, et hourdis	Murs	Béton de propreté et gros béton

#### II.4.1.1 Les différents types du béton

- Béton ordinaire ;
- Béton projeté ;
- Béton fibré ;
- Béton prêt à l'emploi ;
- Béton auto plaçant (BAP) ;
- Bétons à haute performance (BHP) ;
- Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP)

#### II.4.1.2 Qualité requises

Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus) ;

- Une très bonne résistance aux agents agressifs aux intempéries, à l'eau de mer, éventuelles aux eaux séléniteuses ;
- Une bonne déformation instantanée, et différée la plus faible possible ;
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

#### II.4.1.3 Caractéristiques mécaniques du béton

##### II.4.1.3.1 La résistance du béton

On peut déterminer la résistance du béton par sa capacité interne, à reprendre les forces de tractions et de compressions.

- **Résistance du béton à la compression**

Un béton est défini par sa résistance caractéristique notée  $f_{c28}$ . Pour les bétons traditionnels, l'allure de la croissance de la résistance du béton  $f_{cj}$  en fonction de son âge ( $j$ = nombre de jours) est donnée par la formule du BPEL :

$$f_{cj} = 0.685 \log (j + 1) \quad \text{pour } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

On admet, pour les calculs, qu'au-delà de 28 j, la résistance plafonne à sa valeur  $f_{c28}$ , bien qu'en pratique continue à augmenter.

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

$$\text{Si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$$

- **Résistance du béton à la traction**

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  du béton à j pour est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ ( en MPa )}.$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

#### II.4.1.3.2 Contrainte admissible de compression du béton

➤ **E.L.U :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{ [ MPa ]}$$

Avec

- $\theta$  : coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$$\theta = 1 \text{ pour } t > 24h$$

$$\theta = 0.9 \text{ pour } 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0.85 \text{ pour } t < 1h$$

- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de sollicitation )

$$\gamma_b = 1.15 \text{ dans le cas accidentel.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ dans le cas durable ou transitoire.}$$

➤ **E.L.S**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \text{En construction}$$

$$\sigma_{bc} = 0.5 f_{c28} \rightarrow \text{En service}$$

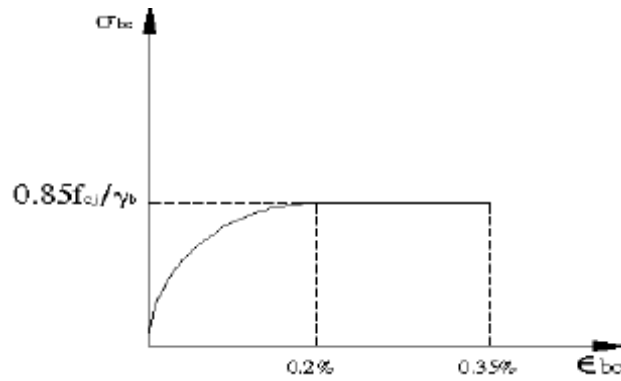


Figure 1 : diagramme contrainte-déformation du béton

#### II.4.1.3.3 Module de déformation longitudinale

C'est une déformation résultante de l'application d'un effort statique pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur. Peut être calculé en utilisant le module instantané de déformation longitudinale.

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

#### II.4.1.3.4 Déformation transversale du béton «G»

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

Avec :

- $\nu$  : le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale, il est donné par la formule suivante :

$$\nu = (\Delta t/t)/(\Delta l/l)$$

- $\Delta t/t$  : déformation relative transversale.
- $\Delta l/l$  : déformation relative longitudinale.

$$\nu = 0.3$$

#### II.4.1.3.5 Module de déformation différée (longue durée)

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

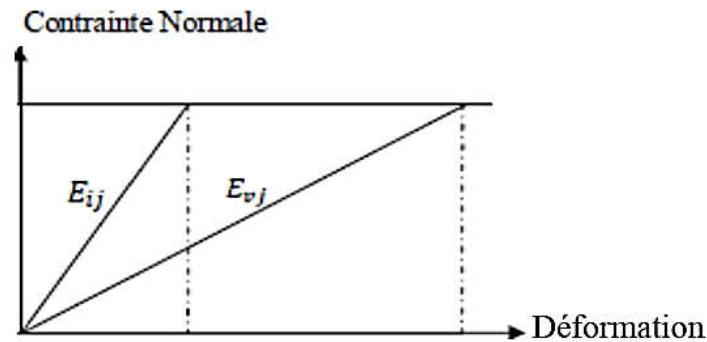


Figure 2 : Module de déformation instantanée et différée

#### II.4.2 Les aciers

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.

##### II.4.2.1 Aciers actifs (armatures actives)

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories: fils, barrés, torons. La précontrainte initiale ou la tension à l'origine à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante:

$$P_0 = (0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) \text{ selon le BPEL}$$

- $f_{prg}$ : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPA
- $f_{peg}$ : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1600 MPA

##### II.4.2.1.1 Différents types d'aciers actifs

- **Les fils**

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm.



*Figure 3 : Fils pour la précontrainte.*

- **Torons**

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres à trois fils ou à 7 autour d'un fil central.

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants : 12,5 mm (fréquemment désigné par T13) ; 12,9 mm (T13S) ; 15,2 mm (T15) et 15,7 mm (T15S)



*Figure 4 : Torons de précontrainte*

- **Barres**

Les barres ont un diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m). De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.



Figure 5 : Barres de précontrainte.

#### II.4.2.1.2 Les caractéristiques mécaniques

- La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à rupture.

- Module de Yong

Le module d'élasticité longitudinal  $E_p$  des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 195000 \text{ MPa}$  pour les barres.

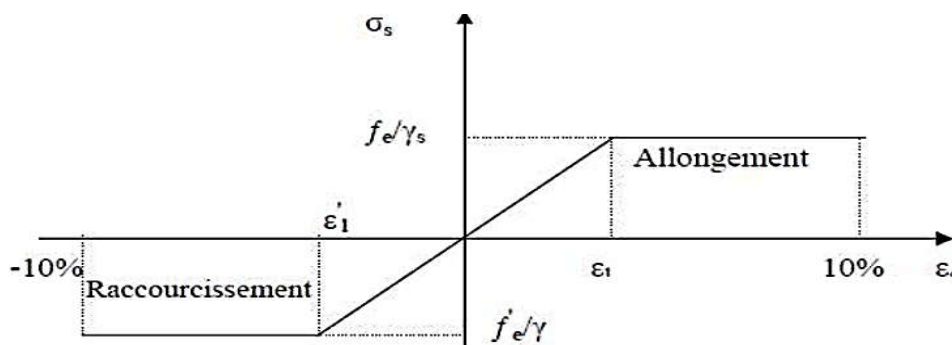


Figure 6 : Diagramme contrainte-déformation

- **Contrainte limite de traction**

- $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110(n f_{t28})^{0.5} \right)$  En fissuration préjudiciale
- $\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90(n f_{t28})^{0.5} \right)$  En fissuration très préjudiciale

- **Caractéristiques géométriques des aciers utilisés**

- Section normale de l'acier :  $A_p = 140 \text{ mm}^2$ .
- Diamètre de la gaine :  $\varnothing = 15.2 \text{ (0.6" ) mm}$  ;

- **Caractéristiques mécaniques**
  - Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860$  MPa
  - Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1600$  MPa
  - Relaxation à 1000h :  $\rho_{1000} \leq 2,5$  %
  - Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 195000$  MPa
- **Diagramme contrainte-déformation**

Le calcul à l'E.L.U sortant du domaine élastique est nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et déformation, aux différents stades de calculs.

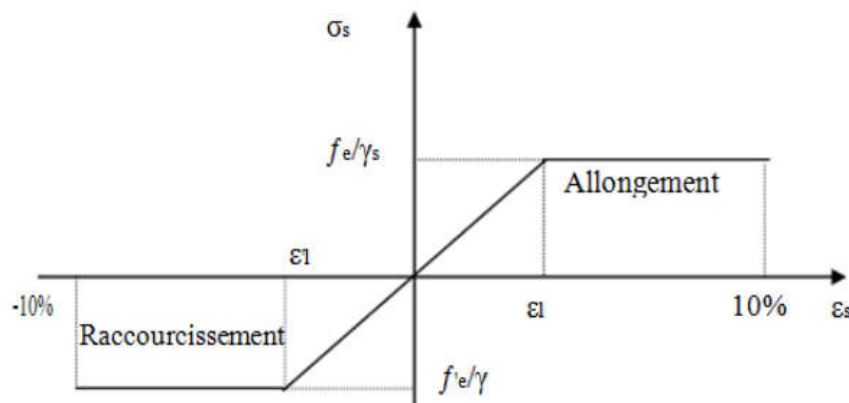


Figure 7: diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs.

#### II.4.2.2 Aciers passifs

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives, elles sont identiques à celle utilisées dans le béton armé nécessaire pour :

- Reprendre les efforts tranchants ;
- Limiter les fissurations ;
- Servir d'aciers de montages et de peaux.

Les armatures utilisées sont de nuance FeE500 avec :

- La limite élastique égale à 500 MPa
- Un module d'élasticité longitudinale  $E_s = 210000$  MPa

##### II.4.2.2.1 Contrainte limite de traction

#### E.L.U:

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

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

Avec :  $\gamma_s$  coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1.00$  Situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

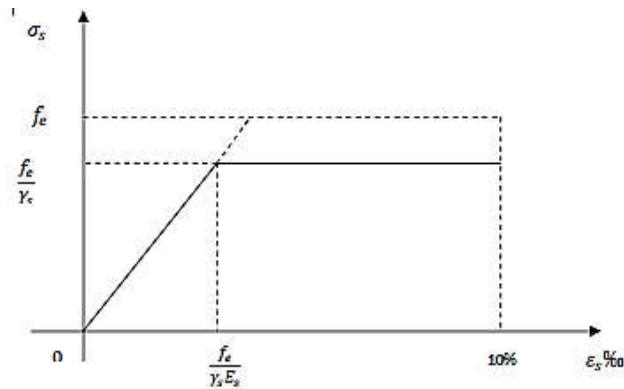


Figure 8 : diagramme contrainte-déformation pour des aciers passifs à l'ELU

#### II.4.2.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500.

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

#### E.L.S

Elle dépend de type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right]$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left[\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{n f_{t28}}\right]$

Avec :

- $n = 1$  Treillis soudés et ronds lisses.
- $n = 1.6$  Aciers à haute adhérence.

### III.1 Introduction

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint constituent une solution classique pour les franchissements de portées comprises entre 10 et 50 mètres.

Selon le mode de précontrainte utilisé, on peut distinguer deux types de tabliers :

- Tablier à poutres précontraintes par post-tension sont généralement employées pour les portées comprises entre 30 et 50 mètres.
- Tablier à poutres précontraintes par préhension (également dites Précontraintes par Adhérence, d'où l'appellation PRAD) recouvrent, quant à elles, une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.

Ce dernier type fait l'objet de notre étude.

### III.2 Eléments constitutifs des ponts courants

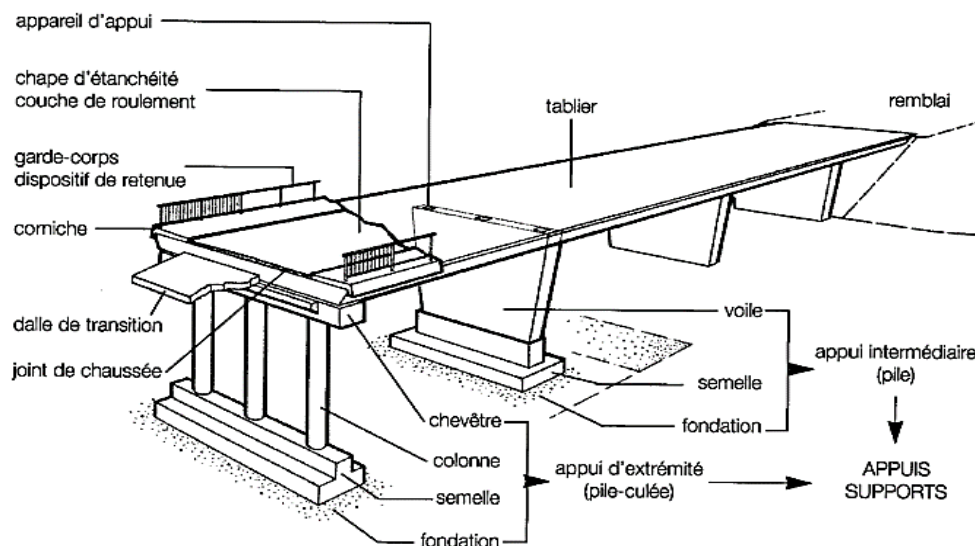


Figure 1 : éléments constitutifs d'un pont courant

### III.3 Pré dimensionnement des éléments

#### III.3.1 Hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles, militaires et exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres.

On distingue deux types :

- Hourdis intermédiaire : Le hourdis intermédiaire est coulé entre les poutres, dans le prolongement des tables de compression.

- Hourdis général : c'est une dalle habituellement coulée sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier. Ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton arme.

Dans notre cas, le hourdis adopté est le hourdis général en béton armé.

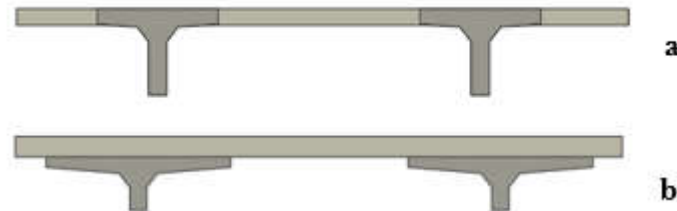


Figure 2 : (a) hourdis intermédiaire ; (b) hourdis général

#### III.3.1.1 Epaisseur du hourdis

Selon le guide SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence », les valeurs à adopter pour l'épaisseur du hourdis sont de l'ordre de **18 à 20 cm**.

L'épaisseur «  $h$  » adoptée pour notre hourdis est :  **$h = 20 \text{ cm}$** . Car la BN4 est située au droit d'une poutre de rive.

#### III.3.2 Les poutres

Une poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, ou en béton armé ou précontraint. On En partie courante, la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires: d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

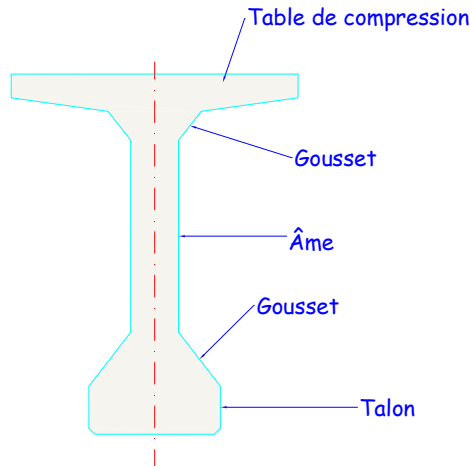


Figure 3 : Morphologie des poutres

### III.3.2.1 Espacement des poutres

Les poutres, de hauteur constante, sont préfabriquées sur chantier. Leur espacement est modéré, généralement de l'ordre **du mètre** pour les élancements courants selon SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence ».

Dans notre cas, l'espacement est pris égal à  $\lambda = 1,21 \text{ m}$ .

### III.3.2.2 Nombre de poutre

Le nombre des poutres est déterminé par :

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

- $L_a$  : la distance entre entre-axes des poutres de rive = 725.80m
- $\lambda$  : espacement entre les poutres.

L'espacement  $\lambda = 1,21 \text{ m}$ .

$$N = \frac{725.8}{1.21} + 1 = 7$$

Donc le nombre de poutres est :  $N = 7$

### III.3.2.3 Hauteur de la poutre

Selon le guide SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence » § 3.1.1, quand l'ouvrage n'est soumis à aucune contrainte de gabarit, l'élancement du tablier (poutre + hourdis) «  $H$  » pour des poutres isostatiques est donné par la condition suivante :

$$H \leq \frac{L}{15}$$

$$H \leq \frac{3000}{15} \Leftrightarrow H \leq 200$$

L'élancement adopté est  $H = 170 \text{ cm}$ .

Donc la hauteur de la poutre est :

$$H_p = H - h = 170 - 20 = 150 \text{ cm}$$

D'où :  $H_p = 150 \text{ cm} = 1.50 \text{ m}$

#### *III.3.2.4 Membrane supérieure (table de compression) b*

D'après le guide de conception S.E.T.R.A « Ponts à poutres préfabriquées par posttension », la largeur de la table de compression ne descendra pas en dessous 60% de la hauteur de la poutre.

$$b > 0.6 H_p \Rightarrow b > 0.6 \times 150 = 90 \text{ cm}$$

Donc, nous adoptons une largeur  $b = 1.2 \text{ m}$

#### *III.3.2.5 Talon*

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'écaler sous la poussée au vide des armatures.

Selon SETRA « Ponts à poutres préfabriquées par pré tension », §3.2.1, les largeurs de talon peuvent atteindre une soixantaine de centimètres pour des hauteurs qui s'échelonnent entre 1,00 et 1,80 mètre.

Donc, nous prenons  $b_t = 55 \text{ cm}$ .

- La partie verticale du talon ou pied de talon, sa hauteur «  $h_t$  » est comprise entre 10 et 20 pour permettre un bon bétonnage.

Nous adoptons  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

#### *III.3.2.6 Epaisseur de l'âme $b_0$*

La largeur de l'âme, généralement comprise entre 20 et 25 centimètres, et cette épaisseur courante de l'âme est suffisante, même au voisinage des appuis. Elle est choisie en fonction de l'espacement entre axes des poutres.

L'épaisseur de l'âme adoptée pour notre poutre est  $b_0 = 20 \text{ cm}$

#### *III.3.2.7 Le gousset de jonction entre le talon et l'âme*

Elle doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon. D'après le guide S.E.T.R.A on prend :

$$e_1(\text{gousset sup}) = 12 \text{ cm} \text{ et } e_2(\text{gousset inf}) = 22.5 \text{ cm}$$

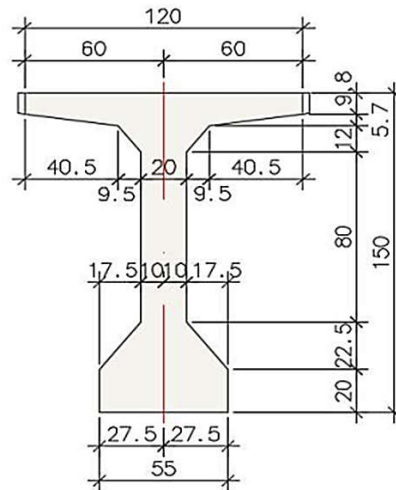


Figure 4 : Dimensions de la section adoptée

### III.4 Caractéristiques géométriques des poutres

#### III.4.1 Notation

- $\Delta$  : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême ;
- $Z$  : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ ) ;
- $B$  : section de l'élément
- $I_{\Delta}$  : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à ( $\Delta$ ) tel que :

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

- $I_0$  : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité.

→ Pour une section triangulaire  $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{36}$

→ Pour une section rectangulaire  $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12}$

- $h$  : hauteur du rectangle ou du triangle considéré ;
- $b$  : base du rectangle ou du triangle considéré.
- $I_G$  : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

- $S_{\Delta}$  : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

$R$  : Rayon de giration, avec :

$$R = \frac{I_G}{B}$$

- $\rho$ : Rendement géométrique de la section, avec :

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

- $V$  et  $V'$ : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

- $V = h_t - V'$  ;  $V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$

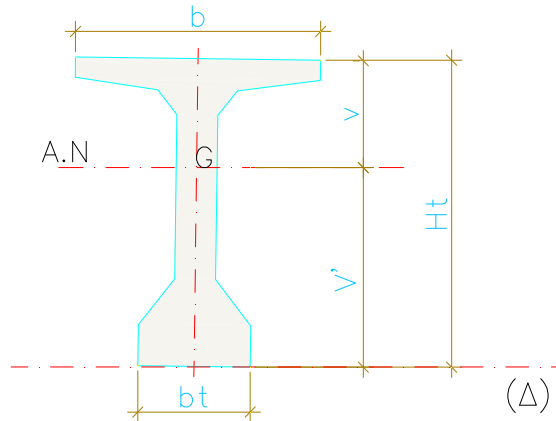


Figure 5 : la notation utilisée

### III.4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes

#### III.4.2.1 Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis

Tableau 1: Caractéristiques géométrique de la poutre de rives et intermédiaire(poutre seule).

	ht	B	h	dimensions	B	Z	S	I	IZ
1	150	20	150	150*20	3000	75	225000	5625000	22500000
2	150	50	9.8	2 (9.8*50)	980	145.1	142198	3921.63333	20636851.4
3	150	40.5	5.7	40.5*5.7	230.85	138.3	31926.555	208.342125	4415650.9
4	150	9.5	5.7	2*9.5*5.7	108.3	137.35	14875.005	146.611125	2043228.55
5	150	9.5	12	12*9.5	114	130.5	14877	456	1941904.5
6	150	17.5	22.5	22.5*17.5	393.75	27.5	10828.125	5537.10938	303310.547

7	150	17.5	20	2*20*17.5	700	10	7000	11666.6667	81666.6667
<b>tot</b>					<b>5526.9</b>	<b>663.75</b>	<b>446704.685</b>	<b>5646936.36</b>	<b>51922612.6</b>

IG	v'	V	r2	ρ
15818272.8	80.823	69.176	1021.718	0.182

III.4.2.2 Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :

Tableau 2: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive et intermédiaire avec hourdis

	H	B	B	Z	S <sub>Δ</sub>	I <sub>0</sub>	I <sub>Δ</sub>
<b>poutre</b>			5526.9	663.75	446704.69	5646936.4	51922612.59
<b>hourdis</b>	25	121	3025	162.5	491562.5	157552.083	80036458.33
<b>poutre+hourdis</b>			8551.9	826.25	938267.185	5804488.45	131959070.9

	IG	v'	v	r	ρ
<b>section médiane</b>	29017583.02	109.714	40.285	3393.115	0.767

III.5 Caractéristiques géométriques des sections nettes

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

$$B (nette) = B (brute) - 5\%B (brute) = 95\% B (brute)$$

$$S_{\Delta}(nette) = S_{\Delta} (brute) - 8\% S_{\Delta} (brute) = 92\% S_{\Delta} (brute)$$

$$I_{\Delta}(nette) = I_{\Delta}(brute) - 10\% I_{\Delta} (brute) = 90\% I_{\Delta} (brute)$$

Tableau3: Caractéristique geometrique des sections nettes.

	Poutre seul de rive et inetrmediante	poutre+ hourdis de rive et inetrmediante
	section d'about et médiane	section d'about et médiane
B ( cm <sup>2</sup> )	5250.555	7867.748
S	410968.310	863205.810
ID	46730351.33	118763163.8
Ig	14563284.81	24056994.96
V'	78.271	109.714
V'	71.728	40.285
r2	2773.665	3057.672
P	0.494	0.691

### IV.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables pour cela on se rapporte au [Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II)].

### IV.2 Calcul des charges

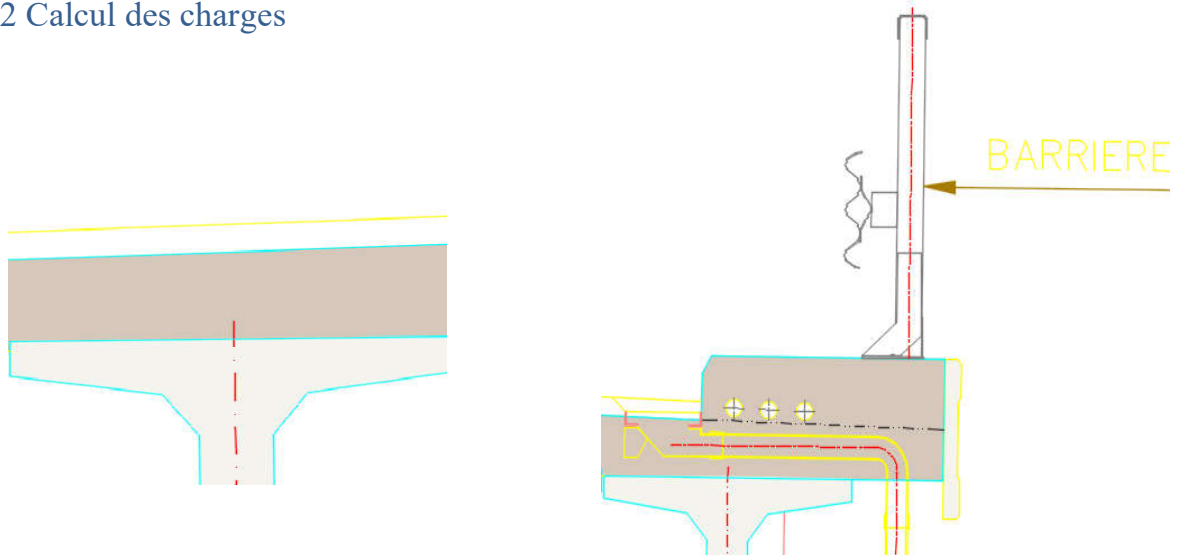


Figure 1 : Poutre intermédiaire Figure 2 : Poutre de rive

#### IV.2.1 Les actions permanentes

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle, entretoises et amorces).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières et revêtement).

##### IV.2.1.1 Les éléments porteurs

###### IV.2.1.1.1 Dalle (hourdis)

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_h = \gamma_b \times l \times L \times e$$

Avec :

- $\gamma_b$  : Masse volumique du béton ;
- $l$  : Largeur de la dalle ;
- $L$  : longueur de la dalle ;
- $e$  : Épaisseur de la dalle.

✚ **Poutre intermédiaire :**

$$P_h = 25 \times 1.21 \times 0.20 = 6.05 \text{ kN/m} = 0.605 \text{ t/m}$$

✚ **Poutre de rive :**

$$P_h = 25 \times 1.25 \times 0.20 = 6.25 \text{ kN/m} = 0.625 \text{ t/m}$$

#### IV.2.1.1.2 Les poutres

Le calcul du poids de la poutre (intermédiaire ou de rive) est donné par la formule ci-dessous :

$$P_p = n \times V_p \times \rho_b = n \times \rho_b \times S$$

- $n$  : nombre de poutres ;
- $V_p$  : volume de la poutre ;
- $S$  : Section transversal de la poutre. Elle est relevée directement sur AutoCAD

$$S = 0.533 \text{ m}^2$$

Donc :

$$P_p = 0.553 \times 25 = 13.825 \text{ kN/m} = 1.38 \text{ t/m}$$

#### IV.2.1.1.3 Les entretoises et les amorces

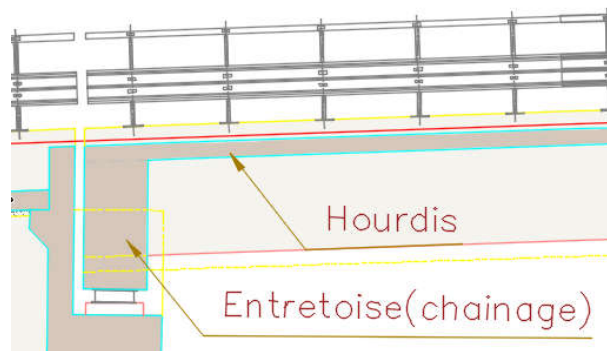


Figure 3 : Chainage des poutres (entretoise)

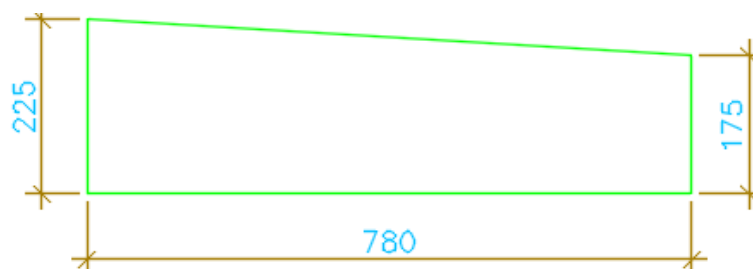


Figure 4 : Dimensions de l'entretoise (cm)

Le poids de l'entretoise est donné par la formule suivante :

$$P_e = \rho_b \times S \times e_e$$

Où :

- $S$  : surface de l'entretoise ( $m^2$ ) ;
- $\rho$  : Poids propre du béton ( $kN/m^3$ ) ;
- $e_e$  : épaisseur de l'entretoise.

Nous avons :

$$S = 15.6 - 7 \times 0.553 = 11.729 \text{ m}^2$$

Donc :

$$P_e = 25 \times 11.729 \times 1 = 293.225 \text{ kN} = 29.32 \text{ t}$$

#### IV.2.1.1.4 Calcul du poids total des éléments porteurs

Tableau 1 : Charges permanentes des éléments porteurs

Eléments porteurs	Poutre de rive (t/m)	Poutre intermédiaire(t/m)
<b>Poutre</b>	1.38	1.38
<b>Hourdi</b>	0.825	0.6
<b>Somme</b>	2.205	1.98

Eléments porteurs	Poutre de rive (t)
<b>entretoise</b>	29.32

#### IV.2.1.2 Les éléments non porteurs

##### IV.2.1.2.1 Poids du trottoir

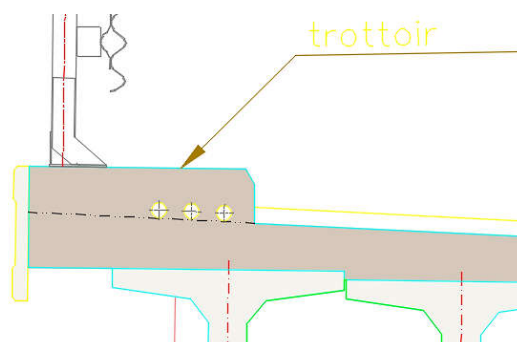


Figure 5 : Trottoir de notre ouvrage

Le poids du trottoir est donné par la formule suivante :

$$P_t = S_t \times \rho$$

Où :

- $S_t$  : aire de la section transversale du trottoir «  $S_t$  », nous l'avons calculée sur AutoCAD.

$$S_t = 0.326 \text{ m}^2$$

- $\rho$  : poids volumique ( $\text{kN/m}^3$ ).

$$P_t = 0.326 \times 25 = 8.15 \text{ kN/m} = 0.815 \text{ t/m}$$

#### IV.2.1.2.2 Poids de Bordures et corniche

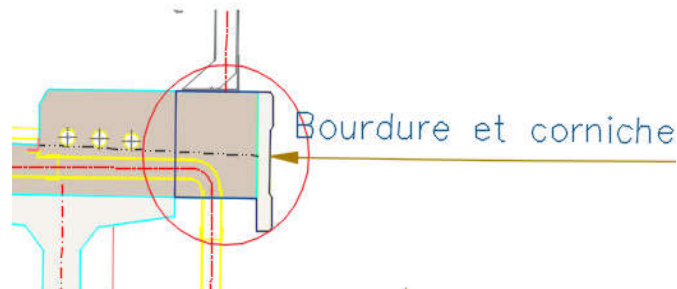


Figure 6 : bordures et corniche de notre ouvrage

Le poids de la bordure et corniche est donné par la formule suivante :

$$P_{bor-cor} = S \times \gamma_b$$

- $S$  : la surface de la et corniche et bordure ;
- $\gamma_b$  : poids propre du béton.

D'où :

$$P_{bor-cor} = 0.28 \times 25 = 7 \text{ kN/m} = 0.7 \text{ t/m}$$

#### IV.2.1.2.3 Poids de glissière et garde-corps

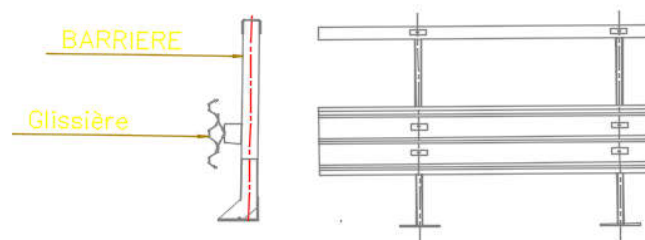


Figure 7 : Glissière de sécurité et garde-corps

Poids de la glissière et du grade corps est égal à 2 kN/m (SETRA),

$$P_{gc} = 2 \text{ kN/m} = 0.2 \text{ t/m}$$

IV.2.1.2.4 Pavage routier  $P_{pr}$

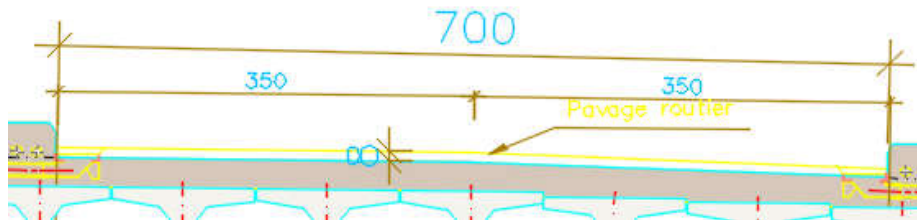


Figure 8 : Pavage routier

$$P_{pr} = e_{pr} \times l \times \rho_b$$

**+** Poutre intermédiaire

$$P_{e-int} = 0.08 \times 1.20 \times 25 = 2.4 \text{ kN/m} = 0.24 \text{ t/m}$$

**+** Poutre de rive

$$P_{e-rive} = 0.08 \times 0.475 \times 25 = 0.95 \text{ kN/m} = 0.095 \text{ t/m}$$

IV.2.1.2.5 Calcul du poids total des éléments non porteurs

Eléments porteurs	Poutre de rive (t/m)	Poutre intermédiaire(t/m)
Trottoir	0.815	-
Bordures et corniche	0.7	-
Garde-corps et glissière	0.2	-
Pavage routier	0.095	0.24
<b>Somme</b>	<b>1.81</b>	<b>0.24</b>

IV.2.1.2.6 Calcul du G (t/m)

Eléments	Poutre de rive (t/m)	Poutre intermédiaire(t/m)
Porteurs	2 × 2.205	5 × 1.98
Non porteurs	2 × 1.81	5 × 0.24
Charge G	8.03	11.1
	<b>19.13</b>	

IV.2.1.2.7 Calcul de la charge totale  $G_T$  (t)

<i><math>s_T</math>Eléments</i>	<i>Poutre intermédiaire(t)</i>
<b>Charge total <math>G</math></b>	$19.13 \times 30 = 573.9$
<b>entretoise</b>	29.32
<b>charge totale <math>G_T</math></b>	<b>603.22</b>

## IV.2.2 Charges d'exploitations

## IV.2.2.1 Caractéristiques du pont

## IV.2.2.1.1 La largeur roulable

Elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence.

## IV.2.2.1.2 La largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable : en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissières ou barrières).

## IV.2.2.1.3 Le nombre de voie

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

 **Caractéristiques du tablier :**

- Largeur roulable  $L_r = 7 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$  donc le pont est de **classe 1**.
  - Largeur totale du pont  $l_t = 9.5 \text{ m}$ .
  - Largeur chargeable  $l_c = 7 \text{ m}$ .
  - Nombre de voies  $n = \frac{l_c}{3} = \frac{7}{3} = 2,33$
- $n = 2 \text{ voies}$**
- Largeur d'une voie  $l_v = l_c / n = 7/2 = 3.5 \text{ m}$ .
  - Longueur chargée  $L = 29.58 \text{ m}$ .

## IV.2.2.2 Les surcharges de la chaussée

## IV.2.2.2.1 Système A(L)

La charge  $A$  ( $kN/m^2$ ) est donnée en fonction de la longueur chargée :

$$A = a_1 \times a_2 \times A_l$$

Où :

- $A_l = 230 + \frac{36000}{12+L}$  ( $kg/m^2$ )
  - $L = 28.85m$ . donc :  $A_l = 0.230 + \frac{36}{12+28.85} = 1.111 t/m^2$
- $a_1$  : coefficient donné par le tableau 1

$$a_1 = 1$$

Tableau 2 : Valeurs du coefficient  $a_1$

Nombre de voies chargées (N)		1	2	3	4	5	Largeur conventionnelle $L_{v0}$ (m)
		Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0.9	
	2 <sup>ème</sup>	1	0.9	-	-	-	3
	3 <sup>ème</sup>	0.9	0.8	-	-	-	2.75

Du côté de la sécurité, on considère  $a_1 = 0.90$

- $a_2$  : coefficient donné par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{L_{v0}}{L_v} = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

- $L_v$ : la largeur d'une voie = 3.50 m
  - $L_{v0}$  : La largeur conventionnelle = 3.5 m pour les ponts de la **1<sup>ère</sup> classe**

Donc :

$$A = 1 \times 1 \times 1.111 = 1.11 t/m^2 = 11.1 kN/m^2$$

## IV.2.2.2.2 Système de charge B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de ponts :

- Le système Bc se compose de camion type.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

IV.2.2.2.3 Système Bc

Le système de charge Bc est un convoi constitué d'un camion pesant 30t à 3 essieux (figure6).

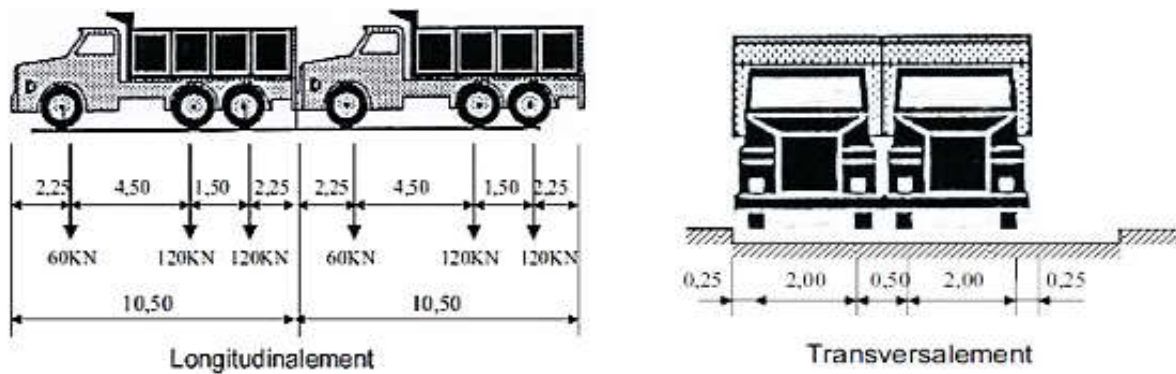


Figure 9 : Système de charge Bc

Les sollicitations calculées en fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient bc du tableau suivant :

Tableau 3 : Coefficients Bc

Nombre de voies chargées (N)		1	2	3	4	5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	1	0.8	-	-	-

Un camion-type du système Bc comporte trois (3) essieux à trois roues simplesmunies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale = 300 kN = 30 t ;
- Masse portée par chacun des essieux arrière = 120 kN = 12 t ;
- Masse portée par l'essieu avant = 60 kN = 6 t ;
- Longueur d'encombrement = 10.50 m ;
- Largeur d'encombrement = 2.50 m ;
- Distance des essieux arrière = 1.50 m ;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière = 4.50 m ;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu = 2.00 m ;
- 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.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance entre deux (2) camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Il en résulte que pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur carrossable, égale à 0.75 m s'il s'agit d'un dispositif de sécurité et de 0.25 m s'il s'agit d'une bordure.

- $L = 29.58 \text{ m}$
- $G = 6032.2 \text{ kN}$

#### IV.2.2.3 Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois (3) systèmes Bc, Br, Bt est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé selon la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.20L} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{G}{S}} \text{ (Selon la norme RCPR - 10)}$$

Où :

- $L$  : longueur de l'élément chargé en mètres = 29.58 m
- $G$  : charge permanente de l'élément chargé
- $S$  : charge d'exploitation

$$S = n \times 30 \times B_c$$

$n$ : c'est le nombre de fils

$$S = 4 \times 30 \times 1.1 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.20 \times 29.58} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{6032.2}{1320}}$$

$$\delta = 1.09$$

Les coefficients de bc ont été définis dans MIDAS. Pour l'analyse des charges roulantes, les coefficients bc ont été pris comme ils figurent dans le tableau 1 en considérant le nombre de voies.

## IV.2.2.3.1 SYSTÈME Bt

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1<sup>ere</sup> et 2<sup>eme</sup> classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux ( $2 \times 16t$ ), tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

Le système Bt est montré dans la figure ci-dessous :

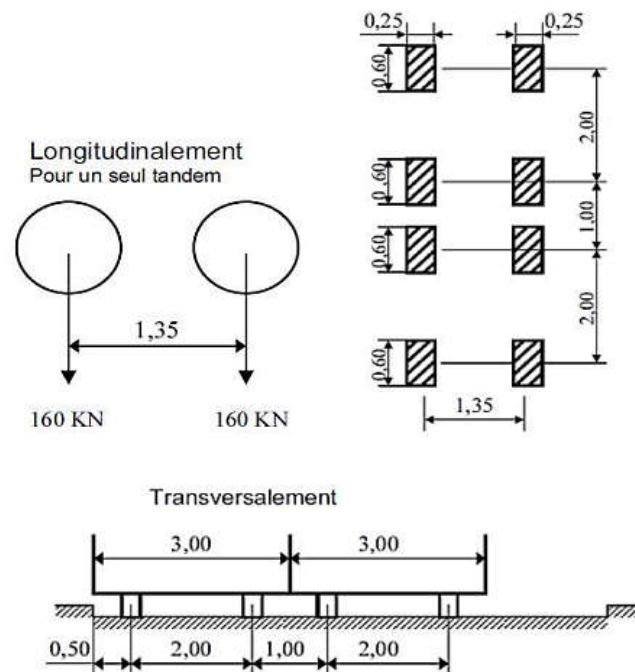


Figure 10: Système de charge Bt

En répondant à caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu = 160 kN
- Distance des deux essieux = 1.35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu = 2.00 m

La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.60 m et le côté longitudinal 0.25 m. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large. Il en résulte que pour le calcul des poutres maîtresses, l'axe de la file de roues la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur carrossable, égale à 1.00 m s'il s'agit d'un dispositif de sécurité et de 0.50 m s'il s'agit d'une bordure. En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt suivants :

Tableau 4 : coefficient bt

classe de pont	Première	deuxième
Coefficient	1.2	1

Le système Bt n'est pas appliqué aux ponts de troisième classe.

- $L = 29.58 \text{ m}$
- $G = 6032.2 \text{ kN}$
- $S = 320 \text{ kN}$

Donc :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.20 \times 29.58} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{6032.2}{320}}$$

$$\delta = 1.021$$

Les coefficients de bt ont été définis dans MIDAS. Pour l'analyse des charges roulantes, les coefficients bt ont été pris comme ils figurent dans le tableau en considérant le nombre de voies.

#### IV.2.2.3.2 Surcharge Br:

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3m), qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.



Figure 11 : Caractéristiques du système Br

La charge de système Br est multiplié par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$

$$S_{Br} = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.20 \times 29.58} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{6032.2}{100}}$$

$$\delta = 1.062$$

#### IV.2.2.4 Système de charge militaire Mc120

C'est un système à deux chenilles (figure 11) et qui a :

- Un poids de 110 t.
- une surface de contact de  $(6.1 \times 1) m^2$  ;
- une charge répartie de  $18.032 t/ml$  longitudinalement.

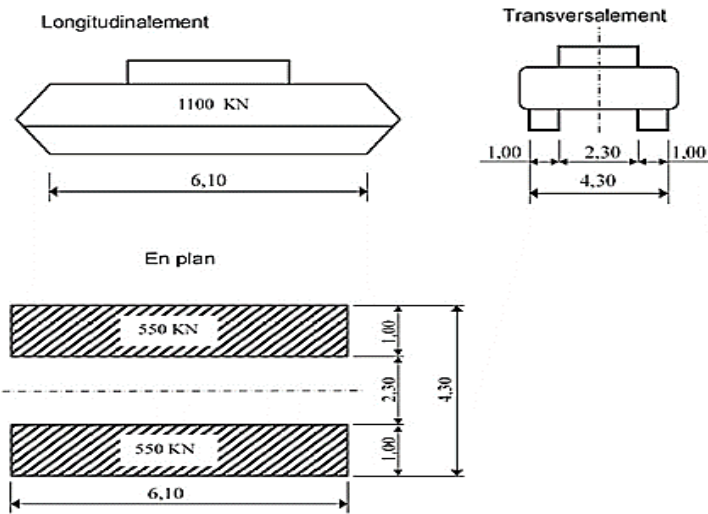


Figure 12 : Système de charge militaire Mc120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité mais la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30.50m.

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Les rectangles d'impact des essieux constituant les systèmes Me sont disposés normalement à l'axe longitudinal de la chaussée et peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0.50m réservées le long des dispositifs de retenue.

- $L = 29.58 \text{ m}$
- $G = 5536 \text{ KN}$
- $S = 1100 \text{ kN}$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.20 \times 29.58} + \frac{0.60}{1 + 4 \frac{6032.2}{1100}}$$

$$\delta = 1.084$$

Note: Les charges Mc80, Me80 et Me120 n'ont pas été utilisées car les charges considérées dans la conception sont plus critiques que les charges Mc120

#### IV.2.2.5 Charges exceptionnelles

Les véhicules des convois exceptionnels ne peuvent pas circuler en convoi, le nombre des éhicules est limité à un. Transversalement, l'axe longitudinal est réputé situé à 3.50 m du bord de la largeur chargeable. Aucune majoration dynamique n'est appliquée.

##### IV.2.2.5.1 CONVOI TYPE E360

Le convoi type E360 se compose de trois remorques de quatre lignes à trois essieux supportant une charge totale de 3600 kN dont le poids est reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 5.10 m largeur par 18.60 m longueur.

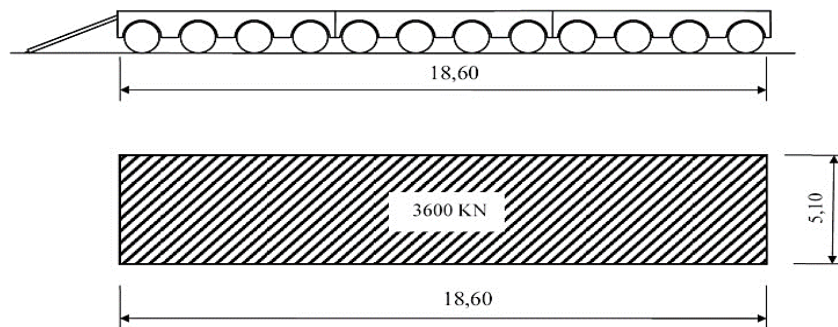


Figure 13 : convoi type E360

##### IV.2.2.5.2 CONVOI TYPE E400

Le convoi type E400 se compose de deux remorques supportant chacune 2.000 Kn dont le poids est reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30m largeur par 15.00 m longueur, étant l'écartement entre axes de 33.00 m, et est montré ci-dessous :

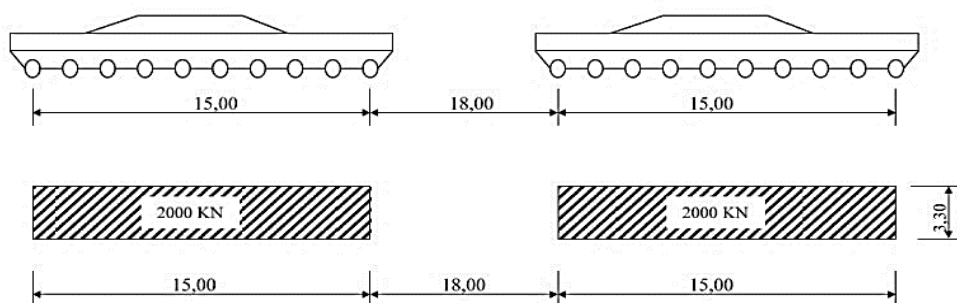


Figure 14 : Convoi type E400

NB : Les charges D240 et D280 n'ont pas été utilisées car les charges considérées dans la conception sont plus critiques que les charges D240 et D280.

## IV.2.2.6 Surcharge sur trottoir (charge générale)

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de :

- 150 Kg/m<sup>2</sup>(selon le fascicule 61-titre II).
- 150 kg/m<sup>2</sup> pour la flexion longitudinale.
- 450 kg/m<sup>2</sup> pour la flexion locale.
- Largeur du trottoir est 2 m

➤ **Pour un trottoir chargé**

$$P_1 = 0.150 \times 1.25 = 0.1875 \text{ t/ml.}$$

➤ **Deux trottoirs chargés :**

$$P_2 = 2 \times 0.1875 = 0.375 \text{ t/ml.}$$

### V.1 Introduction

Le calcul longitudinal se fait en utilisant la méthode de BARRE qui consiste à déterminer les efforts internes (M, T) dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

### V.2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux

#### V.2.1 Moments engendrés par les charges permanentes G

Poids total du tablier:  $G_T = 553.6 t$

Poids total du tablier/ml:  $G_T = 19.188 t/ml$

La valeur du moment fléchissant d'une section située à une distance (x) est donnée par la formule suivante :

$$M_x = q_x \times \frac{L - x}{2}$$

Les valeurs des moments fléchissant dans différentes sections sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau 1: valeurs des moments au droit des différentes sections sous la charge permanente

Section	0.0l	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisse Xm	0	2.885	5.77	8.655	11.54	14.425
Moment	0	718.677	1277.648	1676.913	1916.472	1996.325

#### V.2.2 Moment engendré par la surcharge A(L)

$$A = 10 \text{ kg/m}^2 = 1.00 \text{ t/m}^2$$

- $V = 3.5$  Largeur d'une voie
- $n$  : nombre de voie = 2
- $q_A$ : la surcharge A par mètre linéaire

$$q_A = 2 \times 3.5 \times 1.00 = 7.00 \text{ t/ml}$$

$$q_A = 1 \times 3.5 \times 1.00 = 3.5 \text{ t/ml pour une voie}$$

Nbr de voies	$A(l) \text{ (t/m}^2\text{)}$	La largeur des voies	$Q_a \text{ (}\frac{t}{m}\text{)}$
1	1	3.5	3.5
2	1	3.5	3

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

Tableau 2: valeurs des moments dans les différentes sections sous la charge (A)

section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisses	0	2.885	5.77	8.655	11.54	14.425
1 voie	0	262.181	466.100	611.757	699.150	728.282
2 voie	0	131.090	233.050	305.878	349.575	364.141

### V.2.3 Moments engendrés par les surcharges sur les trottoirs

Un seul trottoir :  $q= 0.3 \text{ t/ml}$

Deux trottoirs :  $q= 0.6 \text{ t/ml}$

Par la formule précédente, on peut calculer la valeur du moment fléchissant dans les différentes sections, présentées dans le tableau qui suit :

Tableau 3:valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge(A)

section	0.00L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisses	0	2.885	5.77	8.655	11.54	14.425
1 trottoir	0	7.022	12.484	16.386	18.727	19.507
2 trottoirs	0	14.045	24.969	32.772	37.454	39.015

### V.2.4 Moments engendrés par les surcharges « Bc » :

On utilise le théorème de **BARRE** pour déterminer la section dangereuse. Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Généralement, le maximum absolu a lieu à l'endroit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale

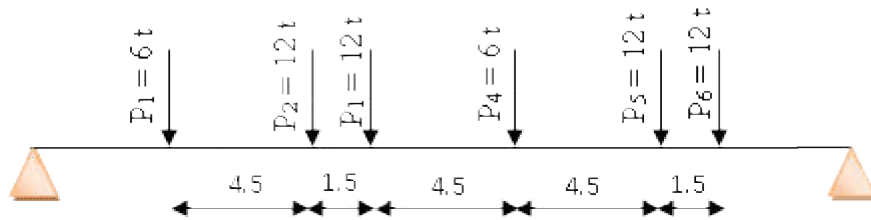


Figure 1: système Bc disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal)

V.2.4.1 La méthode de BARRE

✚ Section dangereuse :

La charge au droit de la section doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{k-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_i$$

- R : résultante du convoi.

$$R = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 = 60 t$$

Tableau 4: détermination de la section dangereuse

Charge	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
Valeurs	6	4.5	1.5	4.5	4.5	1.5
L'intégralité	0 ≤ 30 ≤ 6	6 ≤ 30 ≤ 18	18 ≤ 30 ≤ 30	30 ≤ 30 ≤ 36	36 ≤ 30 ≤ 48	48 ≤ 30 ≤ 60
Vérification	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non

Résultat : la section dangereuse sera donnée soit par P<sub>3</sub> ou P<sub>4</sub>

$$\sum \frac{M}{R} = P_1(6 + 2\alpha) + P_2(1.5 + 2\alpha) + P_3 \times 2\alpha - P_4(4.5 - 2\alpha) - P_5(9 - 2\alpha) - P_6(10.5 - 2\alpha) \rightarrow \alpha = 1.725 m$$

$$X_1 = 14.79 - (1.725 + 1.5 + 4.5) = 7.065 m$$

$$X_2 = 29.58 (7.065 + 4.5 + 1.5 + 4.5 + 1.5 + 4.5) = 6.015m$$

• Le moment sous P<sub>3</sub> :

La valeur de Y<sub>0</sub> est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \frac{L-X}{L} X = \frac{29.58 \text{leur de}}{29.58} 13.065 = 7.294\text{m}$$

D'où :

$$0'X \leq 13.065 \quad 4Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{7.294}{13.065} X_i$$

$$13.065 X \leq 29.58 \quad 4Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{7.294}{16.515} X_i$$

Tableau 5:lignes d'influence du moment sous P3

Y	y1	y2	y0	y4	y5	y6
valeur	3.944	6.456	7.294	5.306	3.319	2.656

Le moment max sous est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{max} = 6(3.94 + 5.306) + 12(6.456 + 7.294 + 3.319 + 2.656)$$

$$M_{max} = 292.176 \text{ tm}$$

- **Moment sous P4 :**

La valeur de est donnée par la formule :

$$Y_0 = \frac{L - X}{L} X = \frac{29.58 \text{ée par}}{29.58} 17.565$$

$$Y_0 = 7.134\text{md'ou}$$

$$0'X \leq 17.565 \quad 4Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{7.134}{17.565} X_i$$

$$17.565 X \leq 29.58 \quad Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{7.134}{12.015} X_i$$

Tableau 6:lignes d'influence du moment sous P4

y	y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
valeur	2.869	4.697	5.306	7.134	4.462	3.571

Le moment max sous est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$M_{max} = 6(2.869 + 7.134) + 12(4.496 + 5.306 + 4.462 + 3.571)$$

$$M_{max} = 274.038 \text{ tm}$$

### Conclusion :

Le moment max  $M_{max}=292.176 \text{ t.m}$  se produit sous la charge  $P_3=12 \text{ t}$  au droit de la section « c ».

Avec :

$$X_c = 13.065 \text{ m}$$

Ce calcul est fait pour une seule voie, pour deux voies on aura :

$$M_{max} = 584.352 \text{ t.m}$$

### V.2.4.2 Détermination des moments fléchissant dans les différentes sections

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{P_i}{b} \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} \frac{P_i}{a} \leq \sum_{i=j}^{i=1} \frac{P_i}{b}$$

Exemple on calcul :

$$X = 0.1 L \left\{ \begin{array}{l} a = 2.958 \\ b = 26.622 \end{array} \right\}$$

Tableau 7: recherche de la section dangereuse S

P	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Condition 1	$\frac{6}{2.958}$ $\geq \frac{54}{26.628}$	$\frac{18}{2.958}$ $\geq \frac{42}{26.628}$	$\frac{30}{2.958}$ $\geq \frac{30}{26.628}$	$\frac{36}{2.958}$ $\geq \frac{24}{26.628}$	$\frac{48}{2.958}$ $\geq \frac{12}{26.628}$	$\frac{60}{2.958}$ $\geq \frac{0}{26.628}$
Condition 2	$\frac{0}{2.958}$ $\leq \frac{60}{26.628}$	$\frac{6}{2.958}$ $\leq \frac{54}{26.628}$	$\frac{18}{2.958}$ $\leq \frac{42}{26.628}$	$\frac{30}{2.958}$ $\leq \frac{30}{26.628}$	$\frac{36}{2.958}$ $\leq \frac{24}{26.628}$	$\frac{48}{2.958}$ $\leq \frac{12}{30.231}$
Résultats	OUI	OUI	NON	NON	NON	NON

D'après ce tableau on constate que c'est la charge P1 ou P2 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0.1L)

- Pour  $P_1$  :

$$Y_0 = \frac{l_c - X_c}{l_c} X_c = \frac{29.58 - 2.958}{29.58} \cdot 2.958 = 2.662 \text{ m}$$

Avec la méthode des triangles semblables on trouve

$$0 \leq x \leq 2.958$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{a} X_i = \frac{2.662}{2.958} X_i$$

$$2.958 l x \leq 29.58$$

$$Y_i = \frac{Y_0}{b} X_i = \frac{2.662}{26.622} X_i$$

Tableau 8: lignes d'influence du moment sous P1

y	Y0	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
Valeur	2.662	2.212	2.0622	1.6122	1.1722	1.0222

Le moment max est calculé par la formule suivante :

$$M_{max}P_1 = \sum_{i=1}^{i=6} p_i y_i$$

$$\rightarrow M_{max} = 103.268 \text{ tm}$$

- Pour  $P_2$  :

Appliquant la même méthode des triangles semblables, on trouve

$$Y_0 = \frac{l_c - X_c}{l_c} X_c = \frac{29.58 - 29.58}{29.58} 2.958 = 2.662$$

Tableau 9: lignes d'influences du moment sous P2

y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
Valeur	0	2.662	2.5122	2.0622	1.6122	1.4622

Le moment Max est de :

$$M_{max} = 111.356 \text{ tm}$$

$$\leftrightarrow M_{max} \text{ sous } P_2: M_{max} = 111.356 \text{ tm}$$

Donc, au niveau de la section d'abscisse ( $x=0.1L$ ) c'est la charge P 2 qui engendre un moment max.  $M_{max} = 111.356 \text{ tm}$

Le moment fléchissant après majoration est donné comme suit :

$$M = \delta_p \times b_c \times M_{max}$$

Avec :

$\delta_{bc}$ : Coefficient dynamique de la poutre.

$$\delta_{bc} = 1.0659$$

$b_c$  : coefficient de pondération :

1.2 pour un convoi

1.1 pour deux convois

De la même façon, on procédera pour les autres sections de la travée.

Les valeurs du moment dans chacune sont :

Tableau 10: moments de la surcharge dans les différentes sections

section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
non corrige	0	111.356	197	231.399	267.144	268.2
$\delta$	1.0659	1.0659	1.0659	1.0659	1.0659	1.0659
Bc	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
1er convoi	0	142.312	251.766	295.727	341.698	343.049
Bc	1	1	1	1	1	1
2eme convoi	0	118.694	209.982	246.6481	284.748	285.874

### V.2.5 Moments engendrés par les surcharges « Bt » :

Pour les ponts supportant au moins deux types deux voies, deux tandems au plus sont disposés defront sur la chaussée. Soit 4 files de 8t. La section dangereuse peut être obtenue sous P1 ou P2.

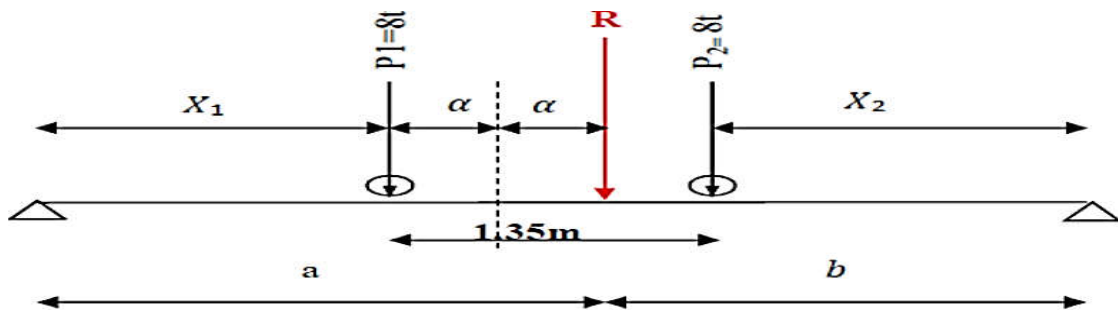


Figure 2: chargement type sous un tandem(systeme Bt )

$$P_1 = P_2 = 8t \rightarrow R = \sum_{i=1}^2 P_i = 16t$$

$$\sum M/p_1 = P_2 * 1.35 = R * 2\alpha$$

$$2\alpha = \frac{P_2 \times 1.35}{R} \rightarrow \alpha = \frac{P_2 \times 1.35}{2 \times R} \rightarrow \alpha = \frac{8 \times 1.35}{2 \times 16} = 0.3375m$$

$$\alpha = 0.3375m$$

✚ Calcul de  $X_1$  et  $X_2$

$$X_1 = \frac{29.58}{2} - \alpha = 14.452 \text{ m}$$

$$X_2 = 29.582 \text{ e nt typ.35) } = 13.778 \text{ m}$$

$$a = \frac{29.58}{2} + \alpha = 15.127 \text{ m}$$

$$b = 29.58713.778 \text{ mpe som}$$

- Calcul du moment max sous  $P_1$  :

$$Y_0 = \frac{L-X_1}{L} X_1 = \frac{29.58 - 14.452}{29.58} 14.452 = 7.391 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{Y_0}{b+2\alpha} X_2 = \frac{7.391}{15.128} 13.778 = 6.731 \text{ m}$$

$$M'_{t \max}(p_1) = \sum_{i=1}^{i=2} P_i * Y_i$$

$$M_{t \max} = 2 \times 8(7.391 + 6.731) = 225.952 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment max. sous  $P_2$ :

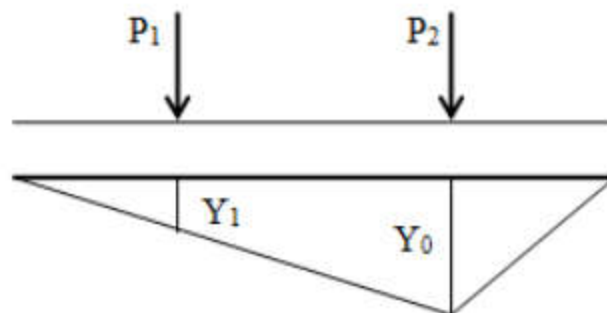


Figure 3: moment max sous P2

$$Y_0 = \frac{29.58 - 15.803}{29.58} 15.803 = 7.360 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{7.360}{15.802} 14.452 = 6.731 \text{ m}$$

$$M_{t \max}(P_2) = \sum_{i=1}^{i=2} P =_i Y_i = 2 \cdot 2(7.36 + 6.731) = 225.459 \text{ t.m}$$

Donc:

$$M_{\max} = \max(225.952; 225.459) = 225.952 \text{ t.m}$$

Le moment max. est engendré sous la charge P1 avec une valeur de 225.959t.m

Pour un tandem,  $M_{\max} = 225.959 \text{ t.m}$

Pour deux tandem,  $M_{\max} = 2 \times 225.959 = 451.918 \text{ t.m}$

Cette valeur sera en suite multiplié par un coefficient correcteur bt et le coefficient dynamique

$$\delta = 1,0664$$

Notre pont est de 1ère classe  $b_t = 1,0$ .

Pour un tandem,  $M_{\max} = 225.959 \times 1 \times 1,0664 = 240.962 \text{ t.m}$

Pour deux tandem,  $M_{\max} = 451.904 \times 1 \times 1,0604 = 481.920 \text{ t.m}$

De la même façon, on procédera pour les autres sections de la travée.

Les valeurs du moment dans chacune sont :

Tableau 11: moment des surcharges Bt dans les différentes sections

						moment max
Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
non corrigé	0	83.78	147.04	192.297	218.534	225.84
Bt	1	1	1	1	1	1
$\Delta$	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066	1.066
1 tandem	0	89.342	156.803	205.065	233.044	240.835
2 tandems	0	178.685	313.606	410.131	466.089	481.671

## V.2.6 Moment engendré par les surcharges Mc120:

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m. De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

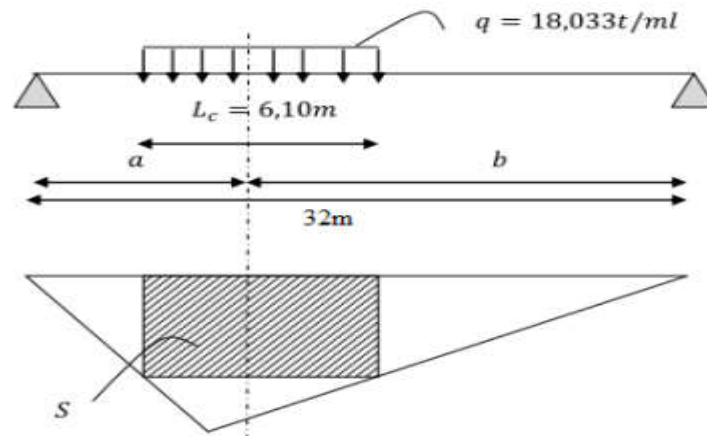


Figure 4: position de Mc120

Le convoi comporte 2 chenilles et représente une charge totale de 1100KN= 110t.

$$\text{Alors } q = \frac{110}{6.1} = 18.033t/ml$$

Exemple de calcul :

$$X = 0.1L \left\{ \begin{array}{l} a = 2.958m \\ b = 26.622m \end{array} \right\}$$

$$M_{max} = q \times s$$

$$\text{Avec : } s = \frac{ab}{L} L_c \left( 1 - \frac{L_c}{2L} \right) = 14.56 m^2$$

$$M_{max} = 262.560t.m$$

De la même méthode, on calcule le moment max pour les autres sections :

Tableau 12: moment des surcharges Mc120 dans les differantes sections

section	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Δ	1.086	1.086	1.086	1.086	1.086
non corrige	262.56	466.933	612.850	700.4	729.583
Corrige	285.192	507.183	665.677	760.774	792.473

V.2.7 Moment engendré par les surcharges D 240 :

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = q \times s$$

$$s = \frac{a \times b}{L} L_c \left(1 - \frac{L_c}{2L}\right)$$

On procède de la même manière que la surcharge pour déterminer les moments dans les différentes sections :

Tableau 13: moments des surcharges D240 dans les differntes sections

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Abscisse	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
M	0	437.892	778.738	1022.094	1168.107	1216.778

V.3 Calcul des efforts tranchants :

V.3.1 Efforts tranchants engendrés par les charges permanentes :

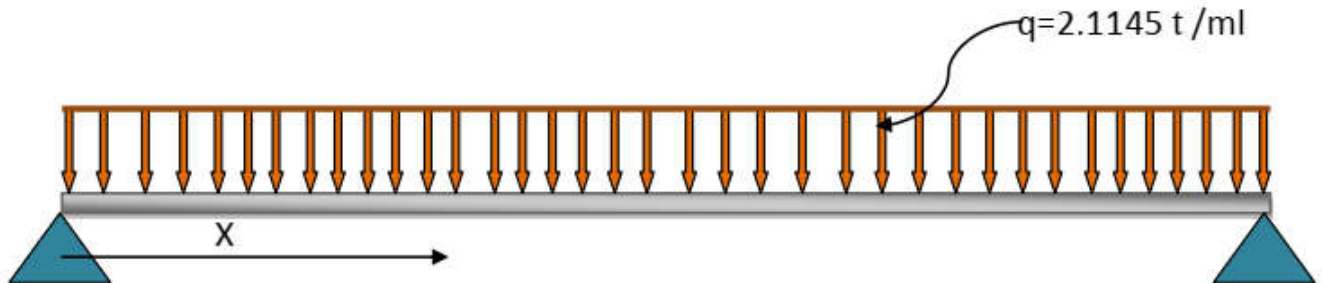


Figure 5: schema statique d'une poutre

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance X de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T_x = q\left(\frac{L}{2} - X\right)$$

$$T_{max} = T(x = 0) = \frac{ql}{2} = \frac{2.1145 \times 33.59}{2} = 31.273t$$

Les valeurs de l'effort tranchant aux différentes sections sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 14:efforts tranchants dans les differentes sections sous ka charge G

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
T	31.273	25.018	18.764	12.509	6.254	0

§

V.3.2 Les efforts tranchants engendrés par les surcharges A(l) :

Nous utilisons les lignes d'influence, sachant que l'effort tranchant maximal est obtenu en chargeant la partie de la poutre située entre le point C et l'appui le plus éloigné.

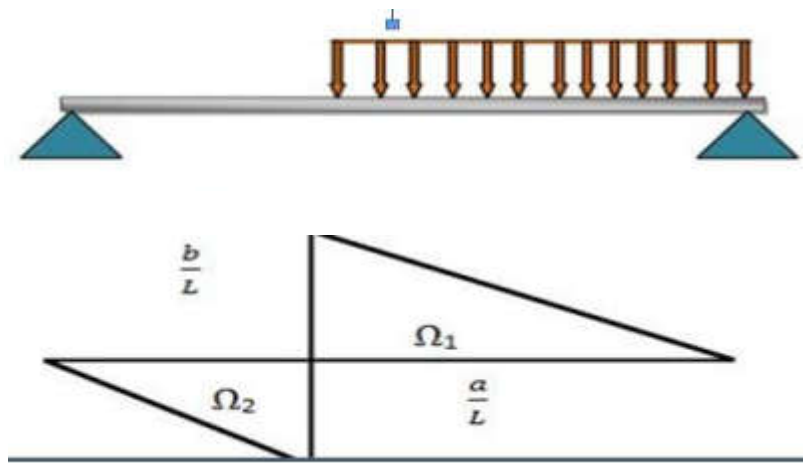


Figure 6: lignes d'influence de l'effort tranchant a 0.1L

$$T = q \frac{b^2}{2L}$$

Exemple de calcul :  $X=0.1L$

$$\begin{cases} a = 2.958m \\ b = 26.622m \end{cases}$$

$$A=1.00t/ml$$

- Pour une voie chargée :

Avec :  $V=3.5m$

$$q_a = A_L \times V = 1.00 \times 3.5 = 3.5 \text{ t/ml}$$

$$T_{\max} = 3.5 \times \frac{26.622^2}{2 * 29.58} = 41.929t$$

- Pour deux voies chargées :

$$T_{\max} = 83.858t$$

On procédera de la même manière pour le calcul de l'effort tranchant aux différentes sections et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 15: effort tranchant dans les différentes sections sous la surcharge A(L)

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
Q	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
1 voie	41.929	41.926	33.129	25.364	18.6354	12.941
2 voies	83.858	83.853	66.259	50.729	37.27	25.882

V.3.3 Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs :

En suivant le même cheminement que la surcharge A(l), en appliquant la méthode des lignes d'influence :

- 1 trottoir chargé :  $q=0.1875t/ml$ .
- 2 trottoirs chargés :  $q=0.375t/ml$ .

$$T = \frac{q}{2L}(L - X)^2$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 16: efforts tranchants dans les différentes sections engendrés par la surcharge sur les trottoirs

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
1 trottoir charge	2.773	2.246	1.7748	1.358	0.9983	0.693
2 trottoirs charges	5.5462	4.492	3.5496	2.717	1.996	1.386

## V.3.4 Les efforts tranchants engendrés par Bc :

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, comme exemple, l'effort tranchant à la section  $X = 0.0L$

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i \times I_i) \text{ Avec : } I_i = \frac{b}{L}$$

Exemple de calcul :

- **Section 0,0L** :  $a = 0,00\text{m}$  ;  $b = 29.58\text{ m}$

$$I_6 = \frac{b}{L} = \frac{29.58}{29.58} = 1$$

Tableau 17: lignes d'influences due a la surcharges Bc a 0.0L

I	I6	I5	I4	I3	I2	I1
Valeur	1	0.949	0.797	0.645	0.594	0.442

Tableau 18 : effort tranchants dus à la surcharge BC dans les différentes sections

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X (m)	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
T (t) 1 convoi	45.678	39.69	31.254	25.254	21.69	16.038
T(t) 2 convois	91.356	79.38	62.508	50.508	43.38	32.076

## V.3.5 Effort tranchants engendré par la surcharge Bt :

De la même façon nous utilisons la méthode des lignes d'influences, pour calculer l'effort tranchant par la formule suivante :

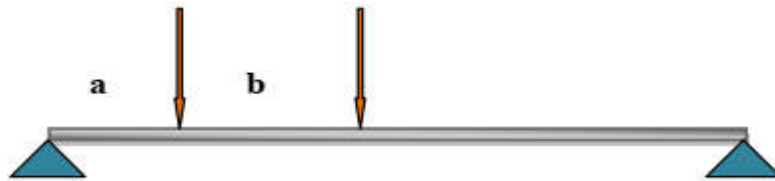


Figure 7: surcharges Bt

$$T = \sum_{i=1}^6 (P_i * I_i)$$

Exemple de calcul :

$$X = 0.1L$$

$$a = 2.985mb = 26.622m$$

$$I_1 = \frac{b}{l} = 0.9$$

$$I_2 = 0.854$$

$$T_{max} = 16(0.9 + 0.854) = 28.064t$$

Tableau 19: effort tranchants engendré par la surcharge Bt

section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
X	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
1 tandem	31.269	28.064	24.869	21.669	18.469	15.269
2 tandems	62.538	56.128	49.738	43.338	36.938	30.538

## V.3.6 Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc 120:

En utilisant la méthode de RDM

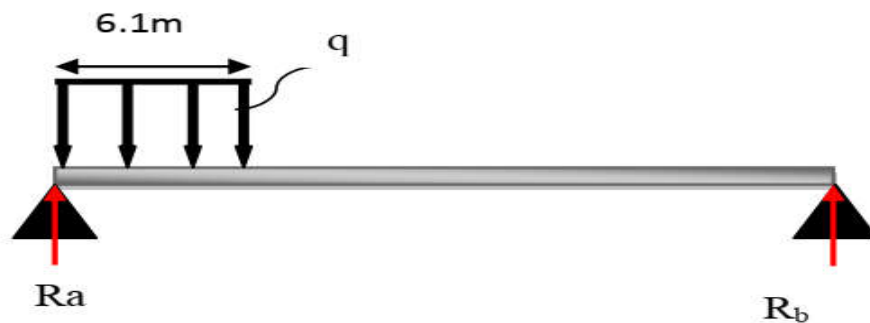


Figure 8: surcharge Mc120

**Exemple X=0.00L**

$$a = 0,0\text{m} \quad b = 33,59\text{m}$$

$$q = 110/6,1 = 18,033\text{t/ml}$$

$$\sum \frac{M}{B} = R_A L - q * 6.1 \left( b - \frac{6.1}{2} \right) = 0$$

$$R_a = \frac{q * 6.10}{L} \left( b - \frac{6.10}{2} \right)$$

$$T_{max} = R_A$$

$$\text{A.N : } T_{max} = 98.659\text{t}$$

les résultats des différentes section sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 20: efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc120

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
A	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
T	98.659	87.658	76.658	65.658	54.658	43.658

## V.3.7 Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240:

Avec la méthode utilisée précédemment on calcul l'effort tranchant du à la surcharge D240:

Exemple de calcul:

A  $X = 0.0L$

$$\sum M/B = R_A \times L - q \times 18.60(b - \frac{18.6}{2})$$

Avec :  $q = 12.903 \text{ t/ml}$

$$R_A = \frac{q \times 18.6}{L} (b - \frac{18.6}{2})$$

$$R_A = T \text{ max} = 164.540 \text{ t}$$

Les résultats des différentes sections sont données dans le ci-dessous :

Tableau 21: efforts tranchants engendrés par la surcharge D240

Section	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
A	0	2.958	5.916	8.874	11.832	14.79
T(t)	164.54	140.541	116.541	92.5419	68.542	44.542

Les résultats des moments et efforts tranchant dans les différentes sections sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 22:récapitulatif des efforts internes longitudinaux le long de la poutre

type de charge	Nmbr de voies	effort	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
G		M(t.m)	0	718.677	1277.648	1676.913	1916.472	1996.325
		T(t)	31.273	25.018	18.764073	12.509	6.254691	0
Al	1 voie	M(t.m)	0	262.181	466.1	611.75	699.15	728.282
		T(t)	41.929	41.926	33.129	25.364	18.6354	12.941
	2 voies	M(t.m)	0	131.09	233.05	305.878	349.574	364.141
		T(t)	83.858	83.853	66.259	50.729	37.27	25.882
Trottoirs	1 trottoir	M(t.m)	0	7.022	12.484	16.386	18.727	19.507
		T(t)	2.773	2.2462	1.7748	1.358	0.998325	0.69328125
	2 trottoirs	M(t.m)	0	14.045	24.969	32.772	37.454	39.015
		T(t)	5.546	4.4924625	3.5496	2.71762	1.99665	1.3865625
Bc	1 convoi	M(t.m)	0	142.312	251.766	295.727	341.698	343.049
		T(t)	45.678	39.69	31.254	25.254	21.69	16.038
	2 convoi	M(t.m)	0	118.694	209.982	246.648	284.748	285.874
		T(t)	91.356	237.388	419.964	493.296	569.496	571.748
Bt	1 tandem	M(t.m)	0	89.342	156.803	205.065	233.044	240.835
		T(t)	31.269	28.064	24.869	21.669	18.469	15.269
	2 tandem	M(t.m)	0	178.685	313.606	410.131	466.089	481.671
		T(t)	62.538	56.128	49.738	43.338	36.938	30.538
Mc 120		M(t.m)	0	285.192672	507.1831875	665.677934	760.774781	792.473731
		T(t)	98.659	87.6589129	76.6587829	65.6586529	54.6585229	43.6583929
D240		M(t.m)	0	437.8922975	778.7383718	1022.09411	1168.10756	1216.77871
		T(t)	164.54	140.541151	116.541571	92.541991	68.542411	44.542831

## VI.1 Introduction

Après avoir calculé les efforts longitudinaux les plus défavorables dans les différentes sections, on procédera à une répartition transversale afin de déterminer la poutre la plus sollicitée.

Nous disposons de deux méthodes de calcul, à savoir:

- **La méthode manuelle** : Peut se faire par :
- - La méthode de "**GUYON-MASSONNET**" : si  $r > 0.3$
- - La méthode de "**COURBON**": si  $r < 0.3$

### VI.1.1 Flexibilité de l'entretoisement

La méthode utilisée pour calculer des efforts transversaux est celle de GUYON-MASSONNET ou J.COURBON.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend du coefficient de flexibilité de l'entretoisement ( $r$ ), celui-ci est donné par la formule suivante :

$$\text{Avec : } r = \frac{n}{2} * \frac{b_1}{L} * \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

- $n$  : Nombres de poutres principales ;
- $b_1$  : entre axes des poutres principales ;
- $L$  : portée des poutres principales.
- $I_P$  : moment d'inertie d'une poutre principale ;
- $I_E$  : moment d'inertie d'une entretoise ;

Dans notre cas, il n'y a pas d'entretoises intermédiaires, donc c'est le hourdis qui joue leur rôle.

Nous avons :

- $n = 7$  poutres.
- $b_1 = 1,21$  m.
- $L = 29.58$  m.

## VI.1.2 Moment d'inertie d'entretoise :

Pour une bande de 1mètre.

$$I_E = b \times \frac{h^3}{12} = 100 \times \frac{25^3}{12} = 130208.33 \text{ cm}^4$$

## VI.1.3 Moment d'inertie équivalente d'une poutre :

Nos poutres ont des sections variables le long de leurs portées. On calcule leur inertie moyenne avec la relation suivante :

$$I_M = I_0 + (I_M - I_0) \times \frac{8}{3} \times \pi$$

Avec :

- $I_0$  : Moment d'inertie net de la section d'about + dalle.
- $I_M$  : Moment d'inertie net de la section médiane + dalle

Dans notre cas, nous avons une seule section de la poutre ( $I_M = I_0$ ), donc le moment d'inertie équivalente d'une poutre serait égale à :

$$I_M = I_0$$

## VI.1.3.1 Poutre de rive et poutre intermédiaire :

$$I_M = I_0 = 5804488.45 \text{ cm}^4$$

Finalement

$$\theta = \frac{7}{2} \times \frac{1.21}{29.58} \times \sqrt[4]{\frac{48602916.62}{130208.33}} = 0.857$$

$\theta = 0,857 > 0,3 \Rightarrow$  donc nous utiliserons la méthode de **GUYON-MASSONNET**.

## VI.2 Présentation de la méthode de GUYON-MASSONNET

Elle consiste à remplacer la structure réelle discontinue par une structure fictive continue, ayant pour rigidité en flexion et en torsion, les valeurs moyennes des rigidités dans la structure réelle. La structure fictive ainsi constituée se présente comme une dalle orthotrope, car elle présente des rigidités différentes dans les deux sens (ox, oy), et possède deux bords libres dans les sens transversal et deux bords simplement appuyés dans le sens longitudinal. On peut analyser, d'une manière approchée, les effets de la répartition transversale des charges, en

admettant que cette dernière est la même que si la distribution des charges, selon l'axe du pont, était sinusoïdale est de forme :

$$P(x) = P_1 \times \sin\left(\pi \times \frac{x}{L}\right)$$

- $P_1$  : Valeur constante du chargement.

Cette méthode consiste à tracer, pour chaque effort interne, les lignes d'influences de son coefficient de répartition transversale, et cela pour les différentes excentricités de la charge, et pour 05 sections de la largeur du pont

### VI.2.1 Les paramètres fondamentaux

#### VI.2.1.1 Les paramètre de torsion :

$$P(x,y) = \rho_p \times \frac{\rho^4 \times w(x,y)}{\rho_x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \times \left( \frac{\rho^4 \times w(x,y)}{\rho_x^2 \times \rho_y^2} \right) + \rho_E \times \frac{\rho^4 \times w(x,y)}{\rho_y^2}$$

L'équation de la déformée du pont est la suivante

$$P(x,y) = \rho_p \times \frac{\rho^4 \times w(x,y)}{\rho_x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_p} \times \rho_E \times \left( \frac{\rho^4 \times w(x,y)}{\rho_x^2 \times \rho_y^2} \right) + \rho_E \times \frac{\rho^4 \times w(x,y)}{\rho_y^2}$$

On déduit l'équation suivante :

$$2\alpha \sqrt{\rho_p} \times \rho_E = (\gamma_p + \gamma_E) \Rightarrow \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

#### VI.2.1.2 Le paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \text{ Avec } b = \frac{n \times b_1}{2} ; b_1 = 1.50 \text{ m (entre axe des poutres)}$$

- $\alpha$  : paramètre de torsion
- $\theta$  : détermine la souplesse de l'entretoisement (plus  $\theta$  est grand, plus l'entretoisement est souple)

#### VI.2.1.3 Calcul de rigidité flexionnelle / ml

##### VI.2.1.3.1 Rigidité flexionnelle de la poutre $\rho_p$

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_1} = E \frac{0.2405}{1.21} = 0.1987E$$

VI.2.1.3.2 Rigidité flexionnelle de la dalle  $\rho_D$ 

$$\rho_D = \rho_E = \frac{EI_E}{l_1}$$

On a:

$$I_E = \frac{bh^3}{12} = \frac{1(0.2)^3}{12} = 0.000666\text{m}^4$$

$$\rho_D = \frac{0.000666E}{1} = 0.000666E$$

VI.2.1.4 Calculs des paramètres d'entretoisement  $\theta$ 

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

$b = \frac{1}{2} n b_1$  Cas d'un pont à poutre

$$b = \frac{1}{2} * 7 * 1.21 = 4.235\text{m}$$

$$\theta = \frac{4.235}{29.58} \sqrt[4]{\frac{0.1987}{0.000666}} = 0.594 > 0.3$$

Puisque  $\theta \geq 0,3$  alors on utilise la méthode de Guyon-Massonnet. Cette méthode a pour but, de déterminer le moment fléchissant, et l'effort tranchant revenant à chaque poutre en calculant le coefficient de répartition transversale  $K\alpha$  qui dépend essentiellement de la rigidité trigonelle « $\alpha$ », et du coefficient d'entretoisement « $\theta$ ».

VI.2.1.5 Calculs des paramètres de torsion  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P * \rho_E}}$$

## VI.2.1.5.1 Calcul de la rigidité trigonelle/ml

**Rigidité torsion elle de la poutre  $\gamma_P$**

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{GK_P}{b_1}$$

$b_1$  : Distance entre axe entre les poutres = 1.21m

$C_P$  : Rigidité torsionnelle de la poutre

$$C_p = G K_p$$

$G$  : module de torsion (ou d'élasticité transversale)

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

$\nu$  : Coefficient de poisson qui est égal à 0.2 à l'ELS

$$G = \frac{E}{2(1 + 0.2)} = \frac{E}{2.4} = 0.416E$$

$K_p$  : Rigidité trigonelle des poutres

$$K_p = \frac{1}{3} \left[ \left( \sum h_i b_i^3 \right) + \frac{b_1 e_h^3}{2} \right]$$

Donc :

$$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i h_i^3 = \frac{0.416E}{3} \sum b_i h_i^3$$

**Calcul de la section simplifiée**

- **Section de table de compression à mi-travée S1 :**

$$\begin{aligned} S_1 &= (120 * 9.8) + \left( \frac{40.5 * 5.7}{2} \right) * 2 + (5.7 * 39) + \left( \frac{9.5 * 12}{2} \right) * 2 + (12 * 20) \\ &= 1983.15 \text{ cm}^2 = 0.198 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

**Largeur de la table : 1.20m**

$$h_1 = \frac{S_1}{1.2} = \frac{0.198}{1.2} = 0.165 \text{ m}$$

- **Section du talon S2 :**

$$S_2 = (55 * 20) + (22.5 * 17.5) + (20 * 22.5) = 1943.75 \text{ cm}^2 = 0.1943 \text{ m}^2$$

**La largeur du talon : 0.55m**

$$h_2 = \frac{S_2}{0.55} = \frac{0.1943}{0.55} = 0.353 \text{ m}$$

$$h_3 = 1.50 - (0.353 + 0.165) = 0.982 \text{ m}$$

$$C_P = \frac{0.416E}{3} \left[ 1.2 * 0.165^3 + 0.55 * 0.353^3 + 0.2 * 0.982^3 + \frac{1.21 * 0.2^3}{2} \right] = 0.031E$$

$$\gamma_b = \frac{c_p}{b_1} = \frac{0.031E}{1.21} = 0.0256 E$$

### Rigidité torsionnelle de la dalle $\gamma_E$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{GK_E}{l_1}$$

- $C_E$  : Rigidité torsion elle de l'entretoise  $C_E = 2 G I_E$
- $l_1$  : Distance entre axes des entretoises par unité de longueur ( $l_1 = 1m$ )

$$I_E : I_D = \frac{bh^3}{12} = \frac{1*0.2^3}{12} = 0.00066m^4$$

$$G = \frac{E}{2(1 + 0.2)} = \frac{E}{2.4} = 0.416E$$

$$C_E = C_D = 2 * 0.416E * 0.00066 = 0.00054912E$$

$$\gamma_E = \frac{0.00054912E}{1} = 0.00054912E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}} = \frac{0.00054912E + 0.0256E}{2\sqrt{0.00066E * 0.1987E}} = 1.14$$

### Conclusion

$$\theta = 0.594\alpha = 1.14$$

Par ces deux paramètres adimensionnels ( $\alpha$ ,  $\theta$ ) le comportement du tablier est complètement défini.

#### VI.2.2 Détermination du coefficient de répartition transversale $K\alpha$

Sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée à la construction de la figure ci-dessus, sur une parallèle à l'axe X d'excentricité « e », suivant la loi sinusoïdale suivante :

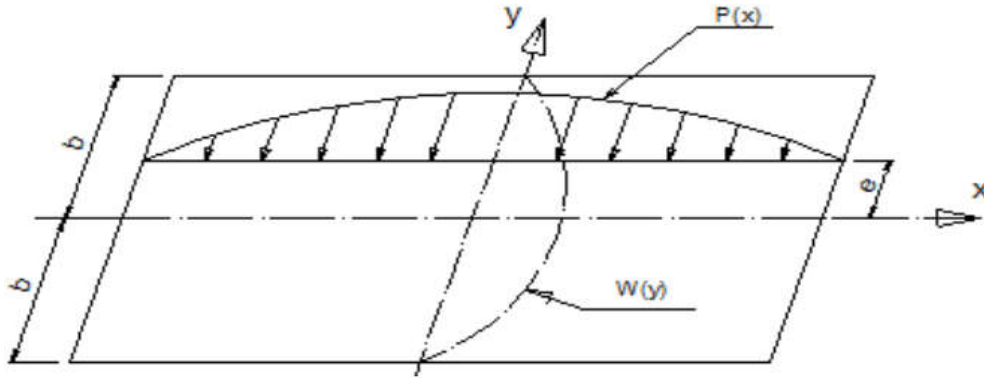


Figure 1 : le déformée du pont sous la charge P(x)

$$p(x) = p_1 * \sin\left(\frac{\pi * x}{l}\right)$$

La construction prend une déformée en demi-onde de sinusoïde selon l'équation :

$$w(x, y) = W(y) * \sin\left(\frac{\pi * x}{l}\right)$$

Si la charge  $P(x)$ , au lieu d'être répartie sur une droite, est répartie uniformément sur la largeur  $2b$  de la construction (tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal), la construction prend, alors, une déformée en surface cylindrique  $w_0$  d'équation :

$$W_0(x) = W_0 * \sin\frac{\pi * x}{l}$$

Le rapport du déplacement vertical  $w(x, y)$  d'un point de la construction (sous l'effet d'une charge linéaire  $p(x)$ ), à celui de  $w_0(x)$  du même point (sous l'effet de la charge  $p_0(x)$  uniformément répartie sur la largeur du pont), désigne le coefficient de répartition transversale  $K(y)$ , avec :

$$K(y) = \frac{W(x, y)}{W_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0(x)}$$

- $K$  : coefficient de répartition transversal qui dépend de  $(\theta, \alpha, e/b, y/b)$ .
- $\theta$  : Paramètre d'entretoisement
- $\alpha$  : Paramètre de torsion
- $e/b$  : Excentricité relative du point considéré de la construction

- $y/b$  : Ordonnée relative du point considéré de la constriction
- Pour éviter de calculer  $K$  pour chaque valeur de  $\alpha$ , MASSONNET a déduit la formule d'interpolation (formules de SATTLER) suivante :

Dans laquelle on utilise  $K_0$  et  $K_1$  pour les valeurs extrêmes  $\alpha = 0$  et  $\alpha = 1$ .

$$\text{Pour } 0 < \theta \leq 0.1 \leftrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$$

$$\text{Pour } 0 < \theta \leq 1 \leftrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.663}}}$$

$$\text{Pour } \theta \geq 0.1 \leftrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Si la valeur de  $\theta$  ne figure pas dans les tables de MASSONNET, les valeurs de  $K_0$  et  $K_1$  doivent subir une interpolation. Pour cela, on prend deux tables correspondantes à deux valeurs de  $\theta$  qui enveloppent la valeur calculée, qu'on considère par *min* et *max*.

Soit :  $\theta_{\min} < \theta_{\text{calculé}} < \theta_{\max}$

$$K_0 = K_{00} + (K_{01} - K_{00}) * \frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}}$$

$$K_1 = K_{10} + (K_{11} - K_{10}) * \frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}}$$

Avec :

- $K_{00}$  : Valeur lue pour  $\theta_{\min}$  et  $\alpha = 0$ .
- $K_{01}$  : Valeur lue pour  $\theta_{\max}$  et  $\alpha = 0$ .
- $K_{10}$  : Valeur lue pour  $\theta_{\min}$  et  $\alpha = 1$ .
- $K_{11}$  : Valeur lue pour  $\theta_{\max}$  et  $\alpha = 1$ .

On a:

$$\theta = 0.59 \leftrightarrow 0.1 \leq \theta \leq 1.00 \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha \left(1 - \exp^{\frac{0.065 - \theta}{0.663}}\right)$$

$$K_\alpha = K_0 + 1.074(K_1 - K_0)$$

Tableau 1: les valeurs de coefficient  $k_0$  pour  $\theta = 0.55$  et  $\alpha = 0$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4848	0.7666	1.036	1.2556	1.3521	1.2556	1.036	0.7666	0.4848
b/4b	-0.088	0.2657	0.6183	0.9592	1.2556	1.4423	1.4571	1.3746	1.2654
b/2	-0.523	-0.153	0.223	0.6185	1.036	1.4571	1.8274	2.0885	2.3046
3b/4	-0.887	-0.527	-0.153	0.2657	0.7666	1.3746	2.0885	2.8585	3.6081
B	-1.228	-0.887	-0.523	-0.088	0.4848	1.2654	2.3046	3.6081	5.0997

Tableau 1: les valeurs de coefficient  $K_0$  de  $\theta = 0.60$  et  $\alpha = 0$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.3347	0.6968	1.0447	1.3316	1.4594	1.3316	1.0447	0.6968	0.3347
b/4	-0.1808	0.2154	0.6119	0.9977	1.3316	1.5237	1.4853	1.3177	1.1155
b/2	-0.5241	-0.1615	0.2117	0.6119	1.0447	1.4853	1.8575	2.0778	2.2358
3b/4	-0.7808	-0.4806	-0.1615	0.2154	0.6968	1.3177	2.0778	2.9106	3.7122
B	-1.0112	-0.7808	-0.5241	-0.1808	0.3347	1.1155	2.2358	3.7122	5.448

Tableau 2 : les valeurs de coefficient  $k_0$  pour  $\theta = 0.59$  et  $\alpha = 0$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.1156	0.4874	1.0708	0.9516	1.7813	1.5596	1.0708	0.4874	-0.1156
b/4	-0.4583	0.0645	0.5927	1.1132	1.5596	1.7679	1.5699	1.147	0.6658
b/2	-0.5265	-0.1846	0.1778	0.5921	1.0708	1.5699	1.9478	2.0457	2.0294
3b/4	-0.4619	-0.3387	-0.1846	0.0645	0.4874	1.147	2.0457	3.0669	4.0245
b	-1.2289	-0.4619	-0.5265	-0.4583	-0.1156	0.6658	2.0294	4.0245	6.4929

Tableau 3: les valeurs de coefficient  $k_1$  pour  $\theta = 0.55$  et  $\alpha = 1$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.8255	0.9069	1.0016	1.0981	1.1489	1.0981	1.0016	0.9069	0.8255
b/4	0.6309	0.7192	0.8275	0.9595	1.0981	1.194	1.1902	1.1411	1.0889
b/2	0.4916	0.5777	0.6859	0.8275	1.0016	1.1902	1.3443	1.4071	1.4308
3b/4	0.3922	0.4737	0.5777	0.7192	0.9069	1.1411	1.4071	1.6611	1.852
B	0.3153	0.3922	0.4916	0.6309	0.8255	1.0889	1.4308	1.852	2.3314

Tableau 4: les valeurs de coefficient  $k_1$  pour  $\theta = 0.60$  et  $\alpha = 1$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7878	0.8839	0.9996	1.1215	1.1878	1.1215	0.9996	0.8839	0.7878
b/4	0.5792	0.6761	0.7992	0.9545	1.1215	1.2361	1.2207	1.151	1.0792
b/2	0.4349	0.5243	0.6641	0.7992	0.9996	1.2207	1.3994	1.4582	1.4686
3b/4	0.3362	0.4171	0.5243	0.6761	0.8839	1.151	1.4582	1.7518	1.9607
B	0.2627	0.3362	0.4349	0.5792	0.7878	1.0792	1.4686	1.9607	2.5312

Tableau 5: les valeurs de coefficient  $k_1$  pour  $\theta = 0.59$  et  $\alpha = 1$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	2.1471	1.4452	0.8643	0.4912	0.373	0.4912	0.8643	1.4452	2.1471
b/4	2.8592	2.0582	1.3611	0.8249	0.4912	0.3733	0.4269	0.6509	0.9703
b/2	3.3119	2.5817	2.0213	1.3611	0.8643	0.4269	0.0251	-0.4006	-0.833
3b/4	3.6872	3.1102	2.5817	2.0582	1.4452	0.6509	-0.4006	-1.7246	-3.2938
b	4.0844	3.6872	3.3119	2.8592	2.1471	0.9703	-0.833	-3.2938	-6.2192

$$K_\alpha = K_0 + 1.074(K_1 - K_0)$$

Tableau 6 : les valeurs de coefficient pour  $\theta = 0.59$  et  $\alpha = 1.14$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	2.314	1.516	0.849	0.457	0.268	0.412	0.849	1.516	2.314
b/4	3.104	2.205	1.417	0.803	0.412	0.270	0.342	0.614	0.992
b/2	3.595	2.786	2.157	1.418	0.849	0.342	-0.117	-0.581	-1.0448
3b/4	3.994	3.365	2.786	2.205	1.516	0.614	-0.581	-2.079	-3.835
b	4.477	3.994	3.595	3.104	2.314	0.992	-1.044	-3.835	-7.159

### VI.2.3 Largeur active et position active :

Pour appliquer la méthode de MASSONNET, on considère le pont est d'une largeur  $2b$ , qui vaut : ( $b_0$  = entre axe des poutres,  $d$  = le débord de hourdis). Tous les calculs précédents sont basés sur la largeur active dont il faut définir la position active de toutes les poutres, ainsi l'excentricité des charges

Position active des poutres :

Formule générale d'interpolation :

Les positions des poutres de notre projet ne coïncident pas avec les positions exigées pour l'application de la méthode de MASSONET, Donc pour se faire, il faut faire une interpolation linéaire, pour trouver les valeurs de  $K_{\alpha}$  correspondantes aux positions de nos poutres,

$$k_{\alpha} = k_{\alpha_1} + (k_{\alpha_1} - k_{\alpha_0}) \times \left( \frac{y_p - y_0}{y_1 - y_0} \right)$$

Avec :

- $y_p$  : Coordonnée réelle de la poutre.
- $y_0$  : Coordonnée juste inférieure à  $y_p$ .
- $y_1$  : Coordonnée juste supérieure à  $y_p$ .
- $k_{\alpha_0}$  : Coefficient de répartition transversale de la section juste inférieure à  $y_p$ .
- $k_{\alpha_1}$  : Coefficient de répartition transversale de la section juste supérieur à  $y_p$ .

Exemple

Pour la poutre 1

$$y_p = 1.21, y_0 = 1.1675, y_1 = 2.335$$

$$k_{\alpha_0} = 3.1046, k_{\alpha_1} = 3.595$$

$$K_{\alpha} = 3.1046 + (3.595 - 3.1046) * \frac{1.21 - 1.167}{2.335 - 1.167}$$

Tableau 7: les valeurs de coefficient ka pour chaque poutre

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>poutre 1</b>	3.122	2.226	1.444	0.825	0.427	0.272	0.325	0.571	0.9194
<b>poutre 2</b>	3.624	2.828	2.202	1.474	0.897	0.3618	-0.150	-0.689	-1.245
<b>poutre 3</b>	4.046	3.433	2.874	2.303	1.603	0.655	-0.632	-2.270	-4.197

Les valeurs de  $K\alpha$  trouvées, seront représentées sous formes de graphe « Les lignes d'influences » pour chacune des poutres :

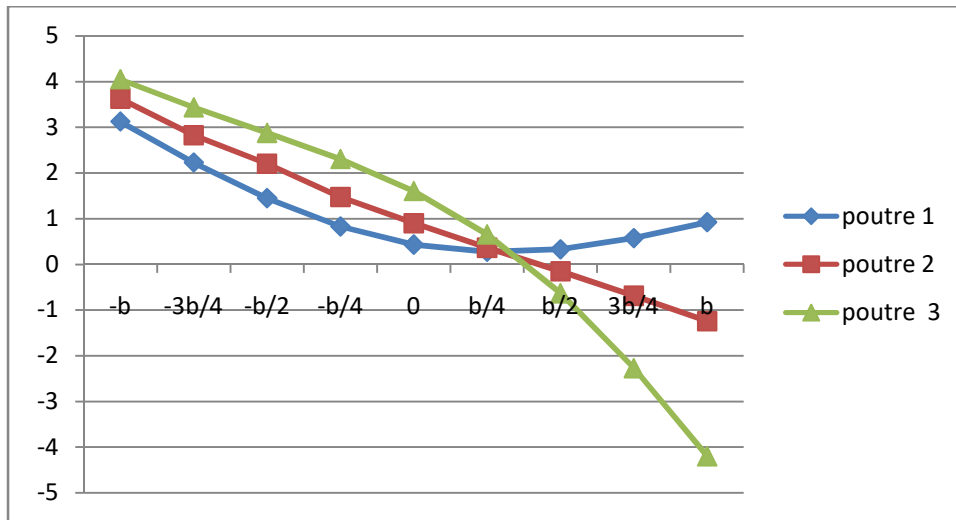


Figure 2: Lignes d'influences des poutres

Poutre 1 :

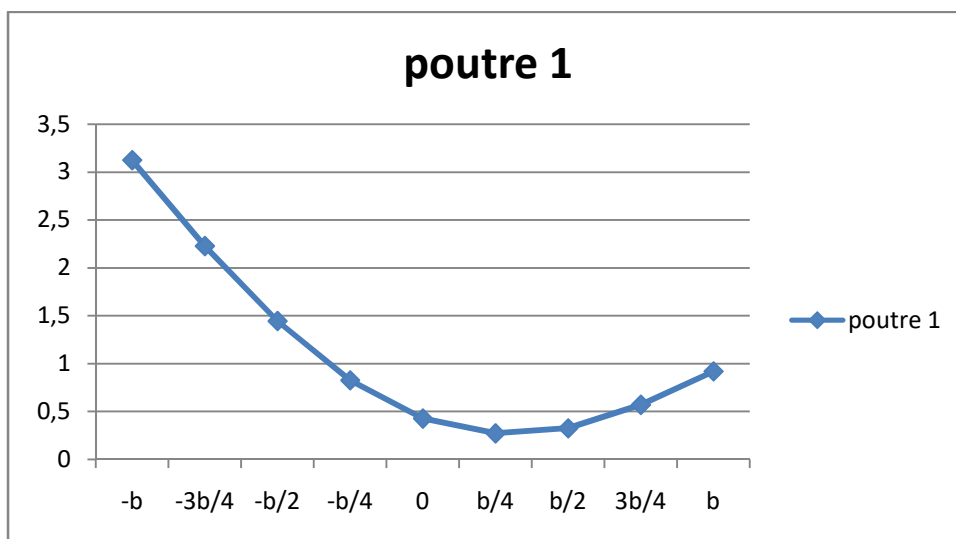


Figure 3:Ligne d'influence de la poutre P1

Poutre 2 :

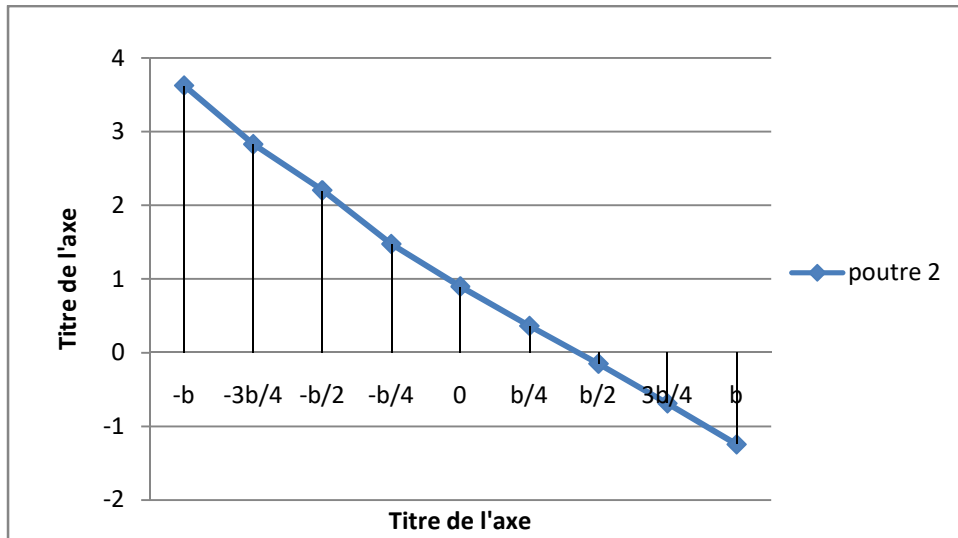


Figure 4 : Ligne d'influence de la P2

Poutre 3 :

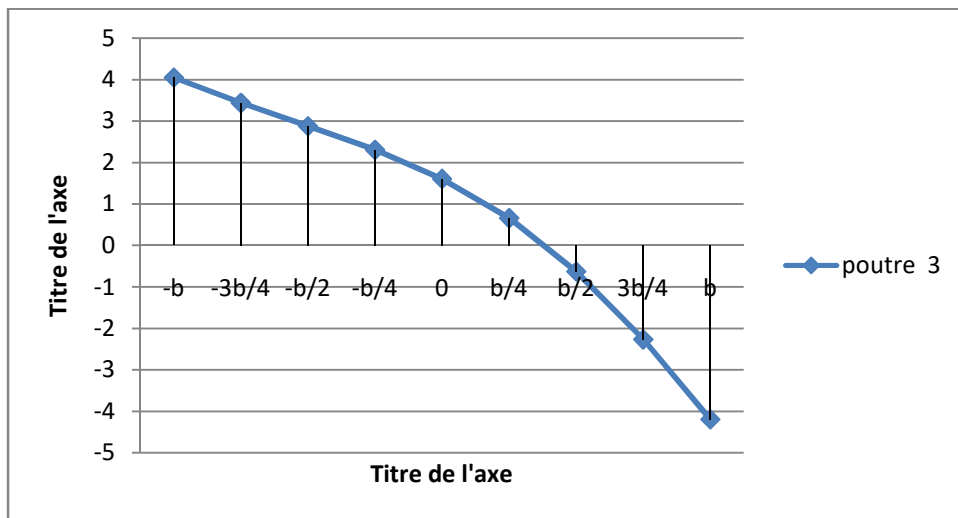


Figure 5 : Ligne d'influence de P3

VI.2.4 Détermination de  $K\alpha$  moy pour chaque poutre

Après avoir le tracé des lignes d'influence, on dispose les différentes surcharges transversalement sur le pont, on les déplace de façon à trouver les plus grandes de ces coefficients.

VI.2.4.1 cas d'une charge uniformément répartie :

$$K_{amoy} = \frac{\sum P_i * K_i(y)}{\sum P_i}$$

Dans le cas des surcharges ( ) les charges sont identiques dans chaque convoi, la formule s'écrit sous la forme :

$$K_{amoy} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

VI.2.4.2 Cas des charges uniformément répartie

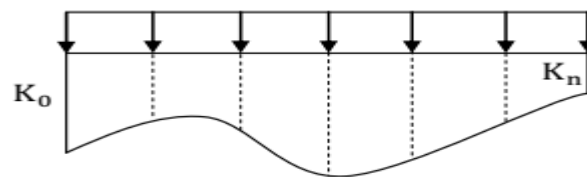


Figure 6: Charge uniformément répartie

$$K_{amoy} = \frac{\sum A_i}{2b}$$

**Charge uniforme trottoirs :**

Tableau 8 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge uniforme trottoir

poutre	S (surface)	L (largeur charge)	k α moy
P1	2.57	2.5	1.028
P2	5.1175	2.5	2.047
P3	8.705	2.5	3.482

**Charge uniforme Al :**

Tableau 9 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge Al

poutre	S (surface)	L (largeur charge)	k <sub>α</sub> moy
P1	5.509	7	0.787
P2	7.665	7	1.095
P3	10.129	7	1.447

Charge uniforme Mc 120 :

Tableau 10 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge Mc 120

poutre	S (surface)	L (largeur charge)	$k_{\alpha}$ moy
P1	1.09	2	0.545
P2	1.55	2	0.775
P3	1.05	2	0.525

Système de Charge Bc :

Tableau 11 : valeur de ka moy pour chaque poutre de la charge Bc

poutre	S (surface)	L (largeur charge)	$k_{\alpha}$ moy
P1	7.164	12	0.597
P2	6.276	12	0.523
P3	7.68	12	0.64

VI.2.5 Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre :

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants réels revenant à chaque poutre seront calculées par l'application des expressions ci-après

$$\text{Moments fléchissant : } M(x, y) = \frac{M_0(x)}{n} \times k_{\alpha}^{moy}$$

Avec:  $M_0(x)$  le moment fléchissant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier al 'abscisse x

N : Le nombre de poutres principales.

Tableau 12: Tableau des moments a L/2 moment max

		Poutre1		Poutre2		Poutre3	
	$M_0$ (t.m)	$k_{\alpha}$ moy	M (t.m)	$k_{\alpha}$ moy	M(t.m)	$k_{\alpha}$ moy	M (t.m)
surcharge A(l)	364.14	0.78	286.57	1.095	398.734	1.447	526.912
convoie Mc 120	792.47	0.54	431.89	2.047	1622.193	3.482	2759.393
surcharge Bc	285.87	0.59	170.66	0.775	221.552	0.525	150.083
Trottoir	39.01	1.02	40.10	0.523	20.404	0.64	24.96

### VII.1 Introduction :

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

### VII.2 La méthode numérique (Robot Millenium):

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



Figure 1 : sélectionner l'affaire

### VII.3 La modélisation :

#### VII.3.1 Modèle de calcul :

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisés pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres. Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supporté par sept appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau à 4 nœuds.

### VII.3.2 Les étapes de modélisation

On a modélisé suivant les étapes ci-après :

➤ 1ère étape :

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements.

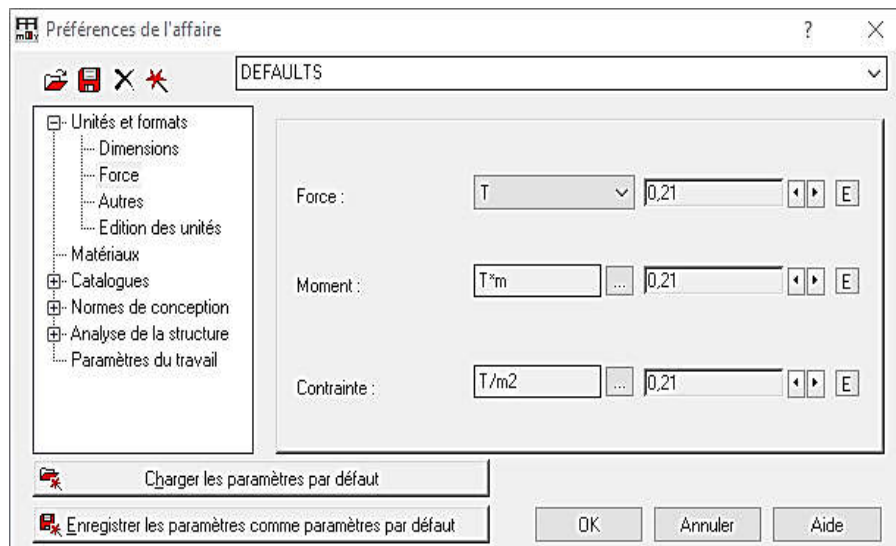


Figure 2 : définition des unités

➤ 2ème étape :

- La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

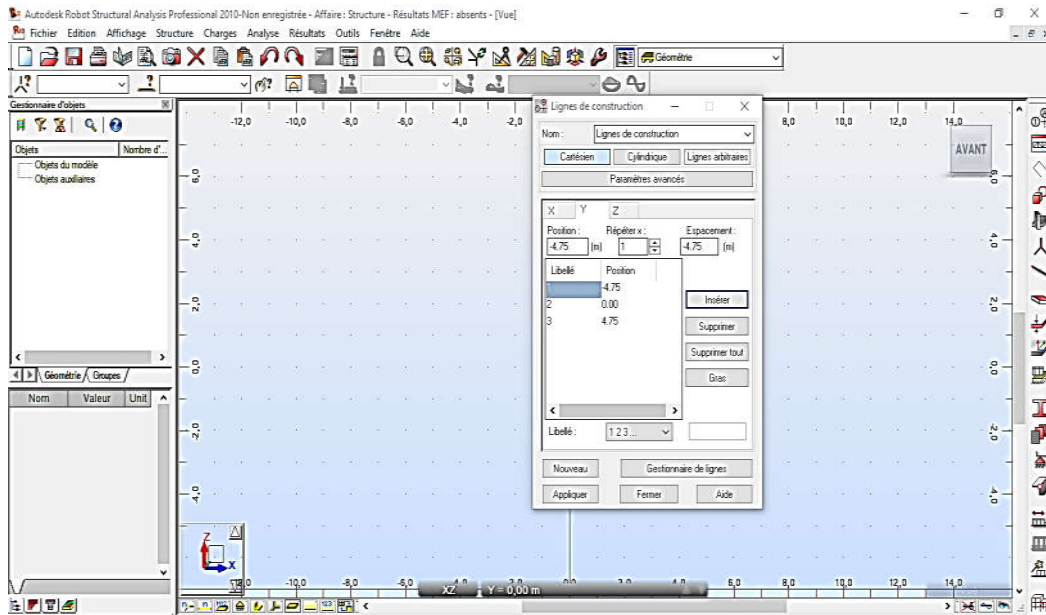
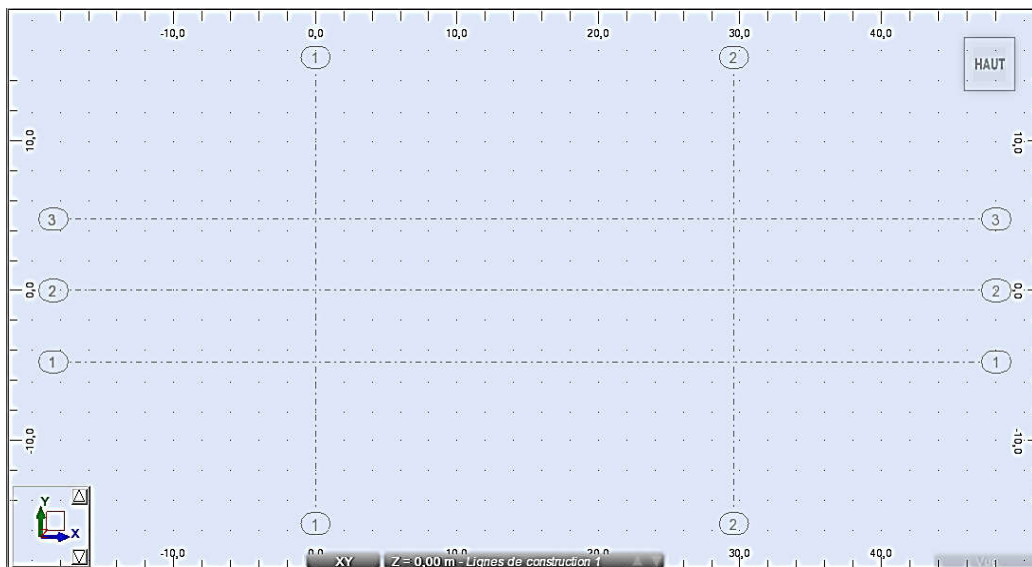


Figure 3: définition des lignes de construction



- Et puis définir l'appareil d'appuis

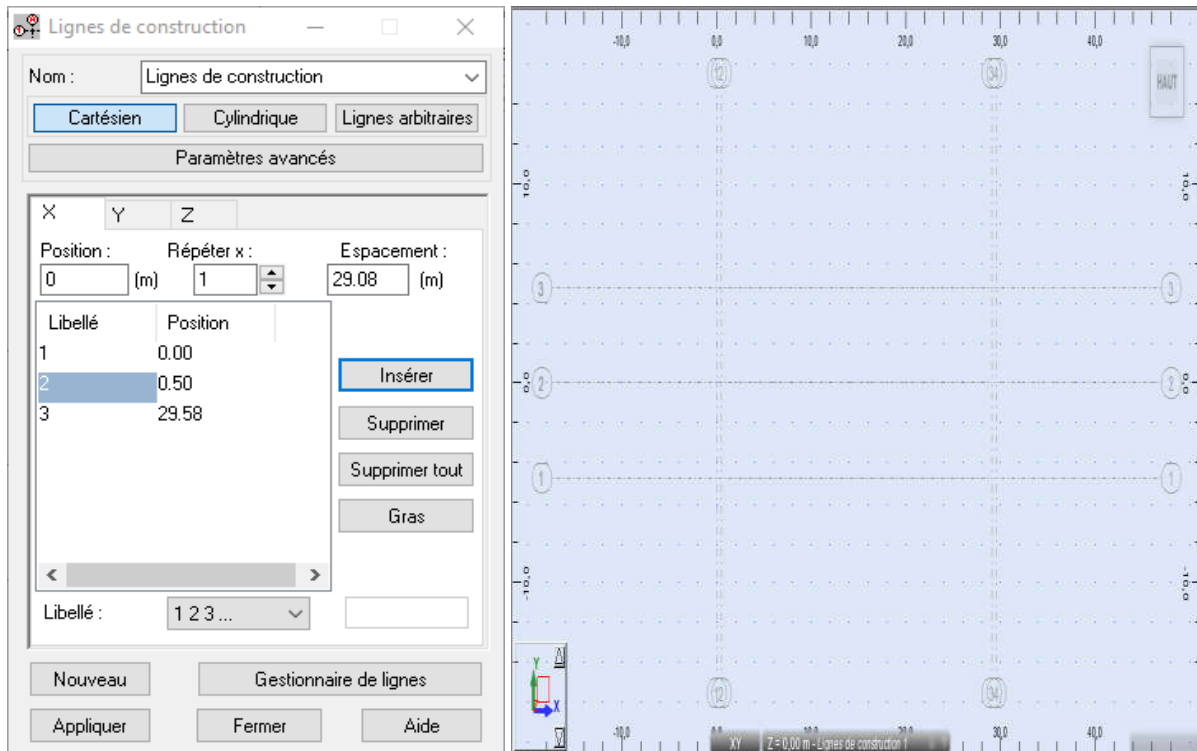


Figure 4 : définir les appareils d'appuis

➤ 3ème étape :

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

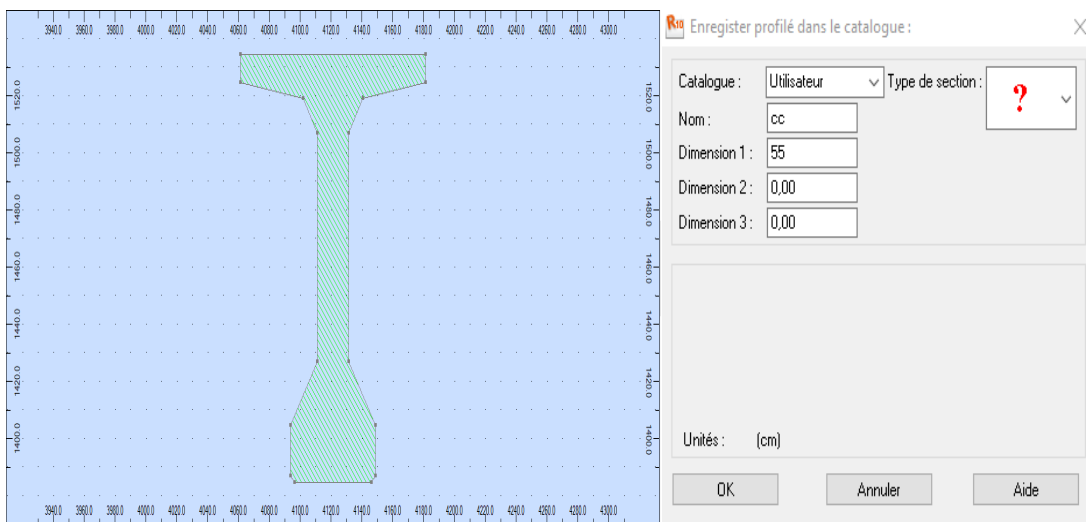


Figure 5 : définition de la section équivalente

- Définir le matériau utilisé béton30

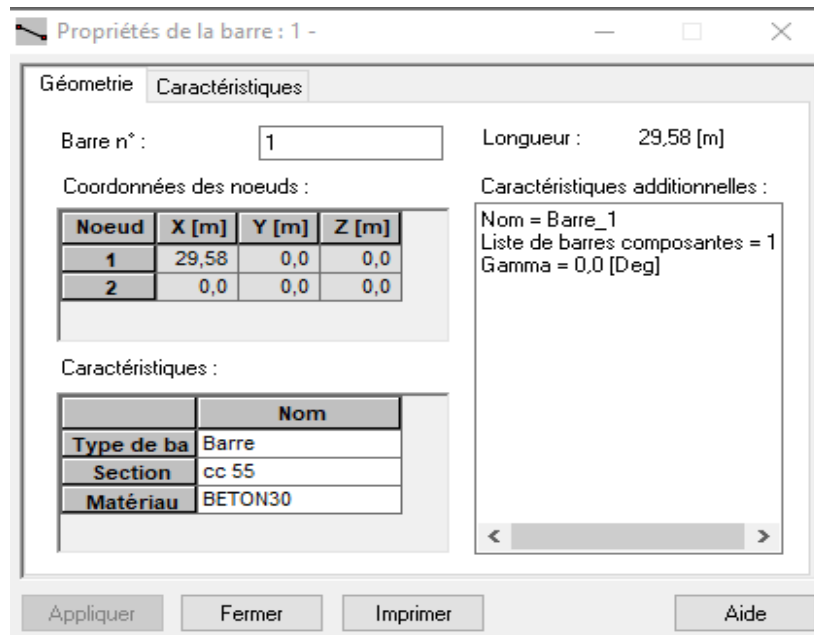


Figure 6 : définir le matériau de la poutre

➤ 5ème étape :

- Définition des appuis :

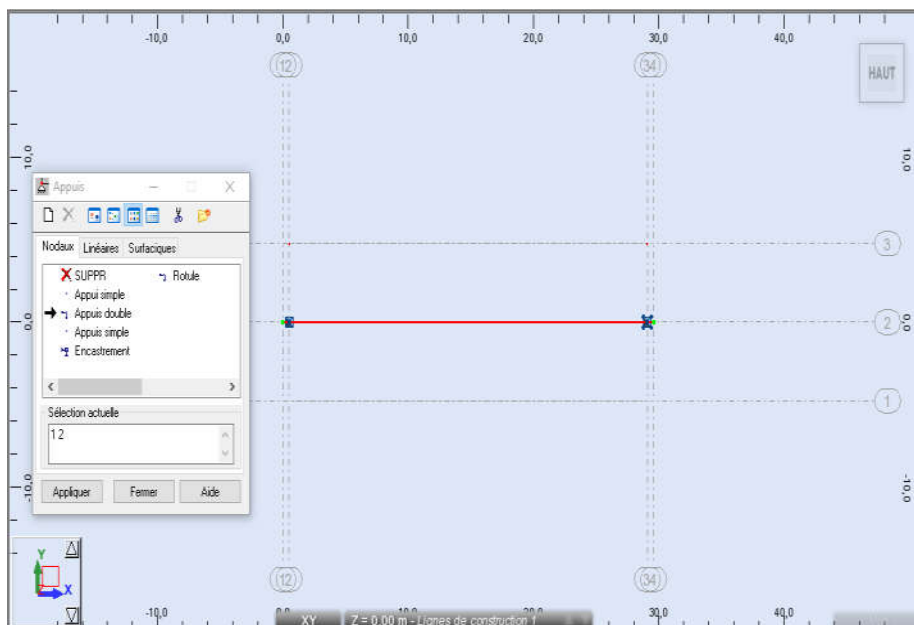


Figure 7 : définir les appuis

- **Modélisation du tablier :**

Définir les 7 poutres

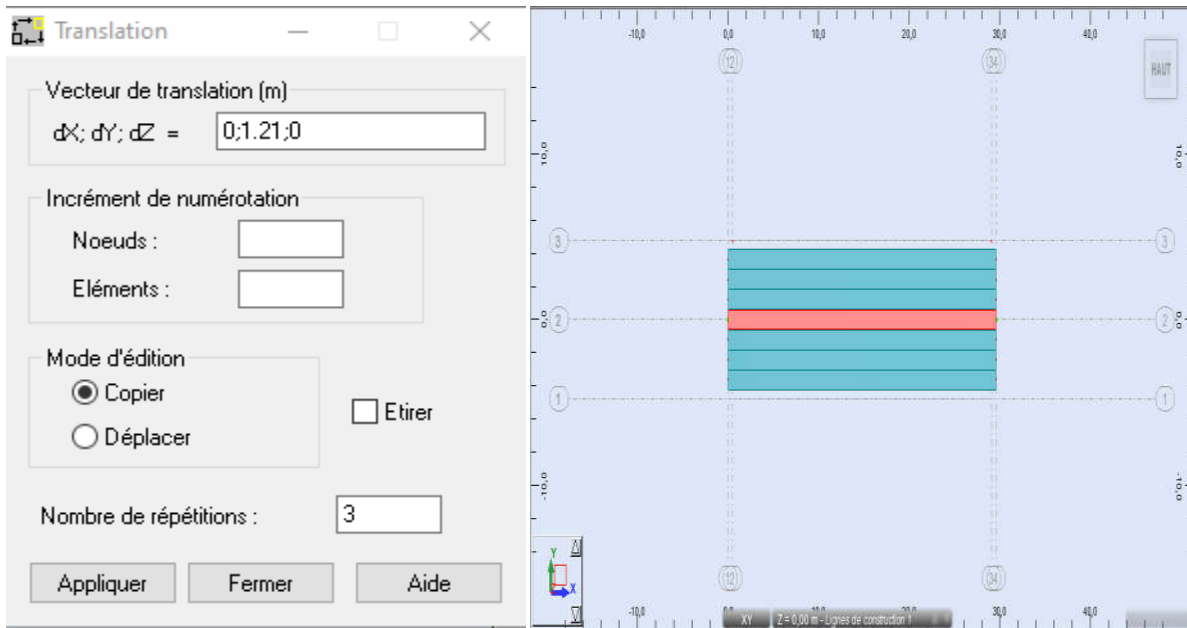


Figure 8 : modélisation du tablier

➤ 4ème étape :

La modélisation de la dalle.

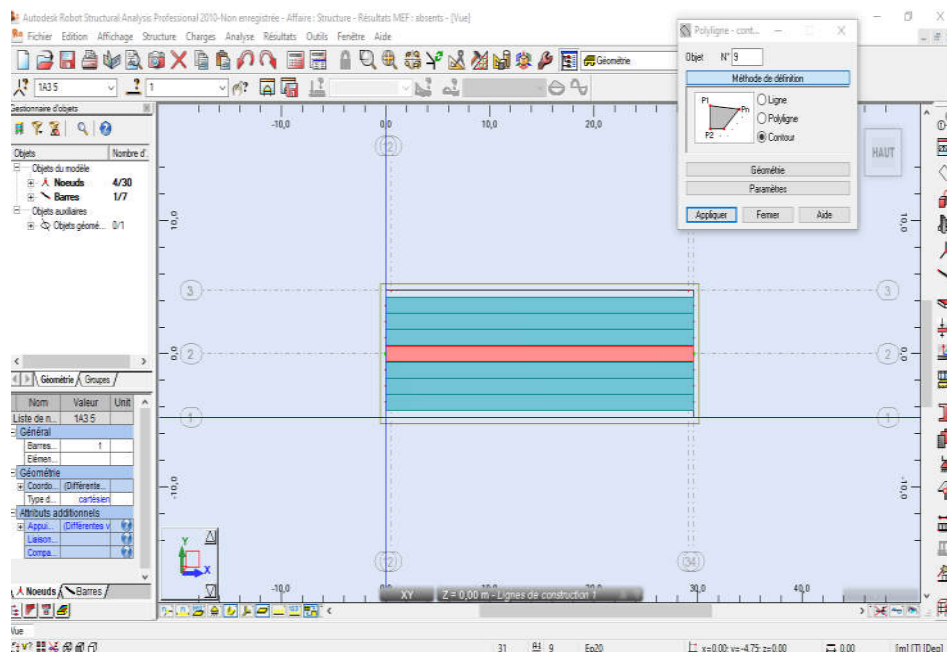


Figure 9 : définir le contour de la dalle

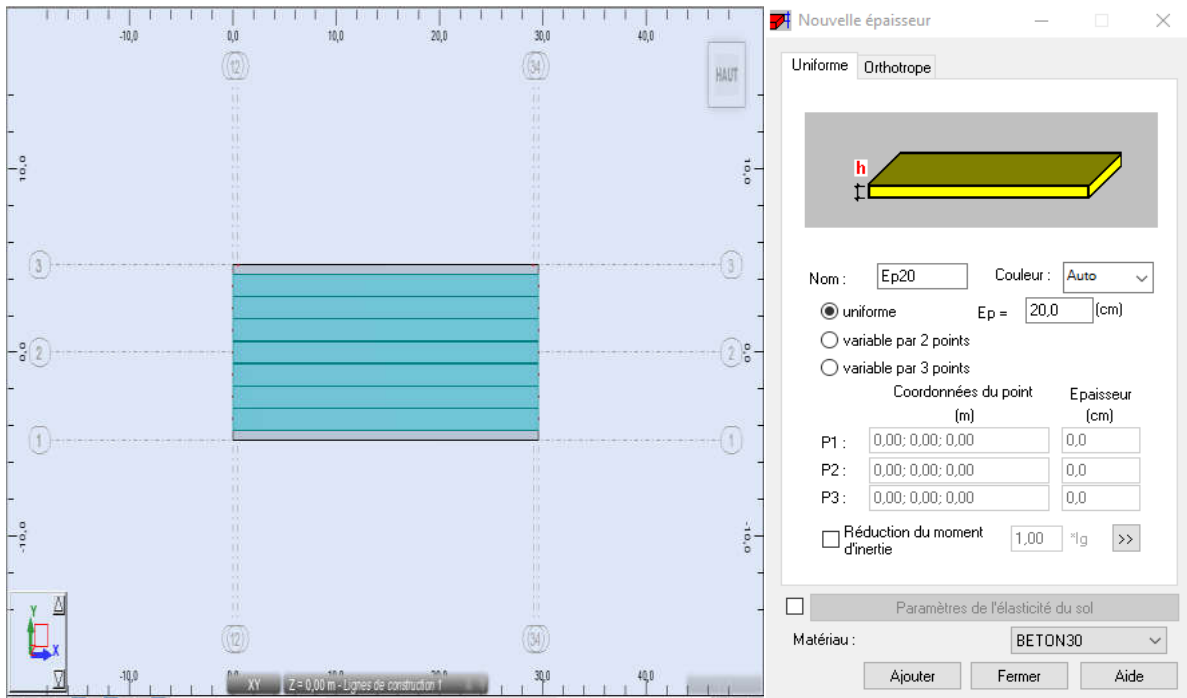
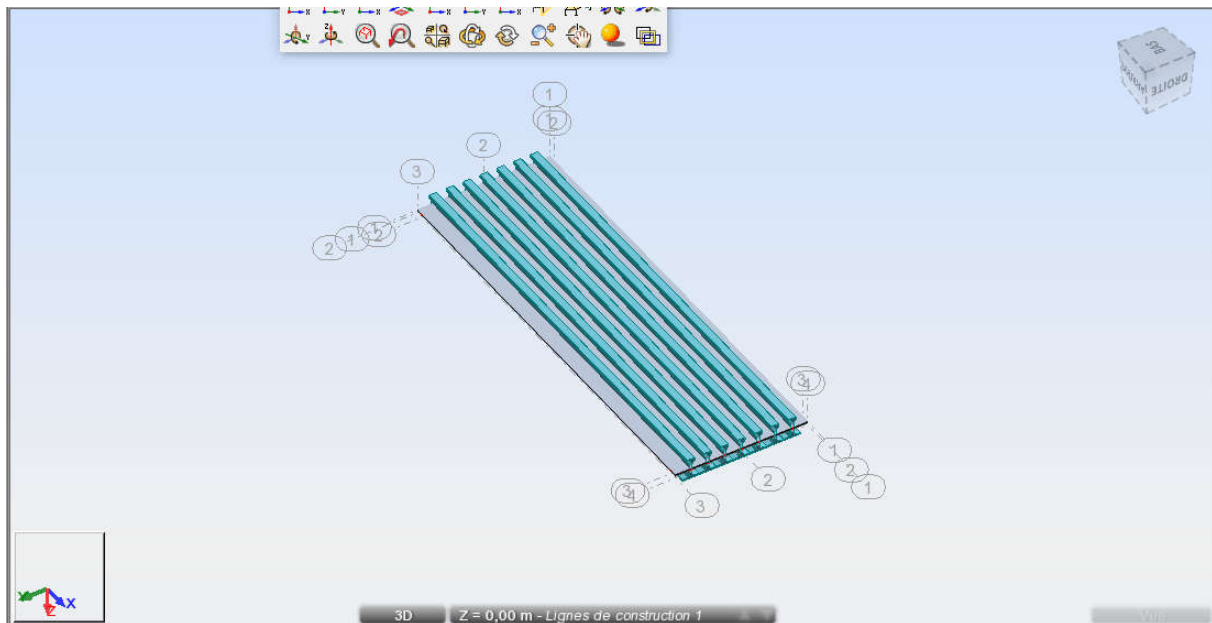


Figure 10: modélisation de la dalle



➤ 6ème étape :

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliqué les différents chargements de la structure :

- **Les charges permanentes** : elles sont définies comme suit :

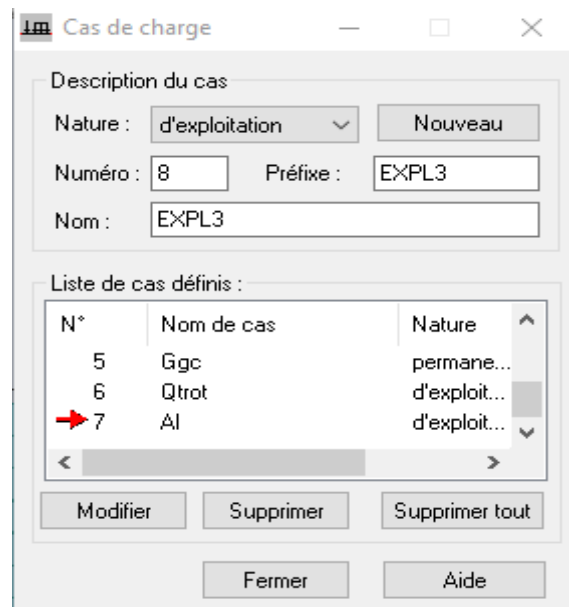


Figure 11 : définir les charges permanentes et d'exploitation

- **Déterminer les trottoirs**

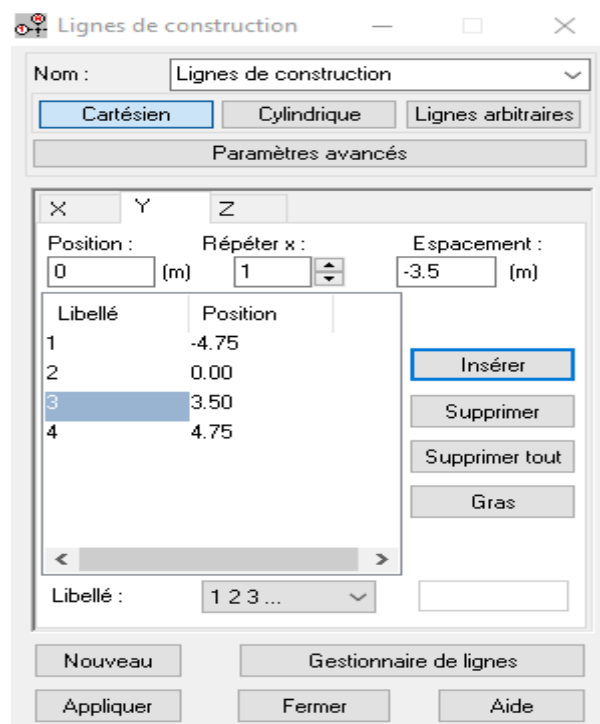


Figure 12 : définir les trottoirs

• Poids propre du tablier : est généré automatiquement par le logiciel.

• Revêtement :

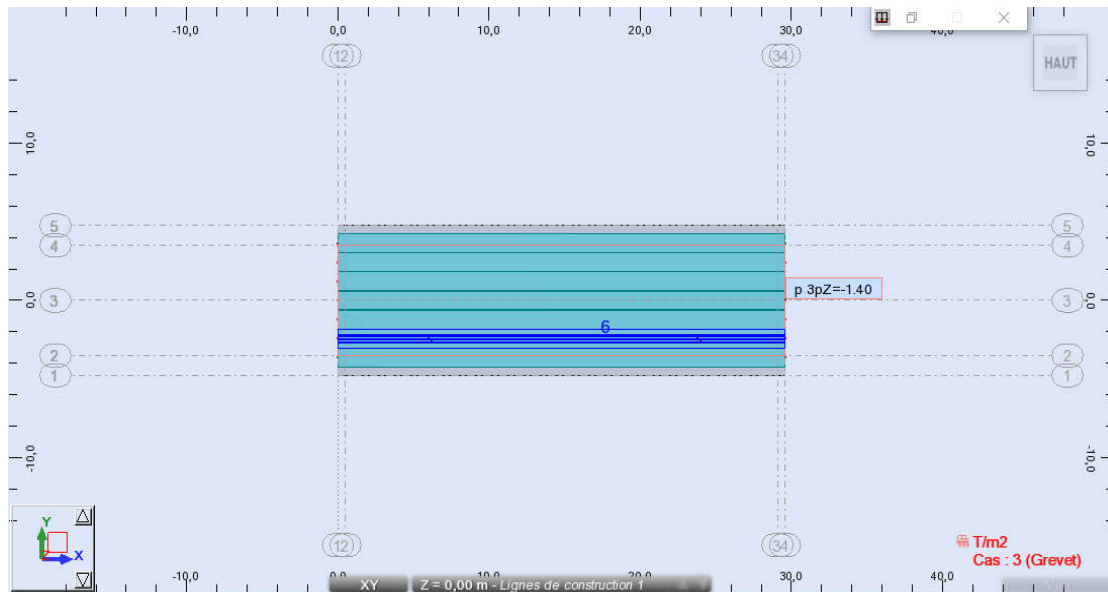


Figure 13 : chargement sous le poids du revêtement

• Bordure et corniche :

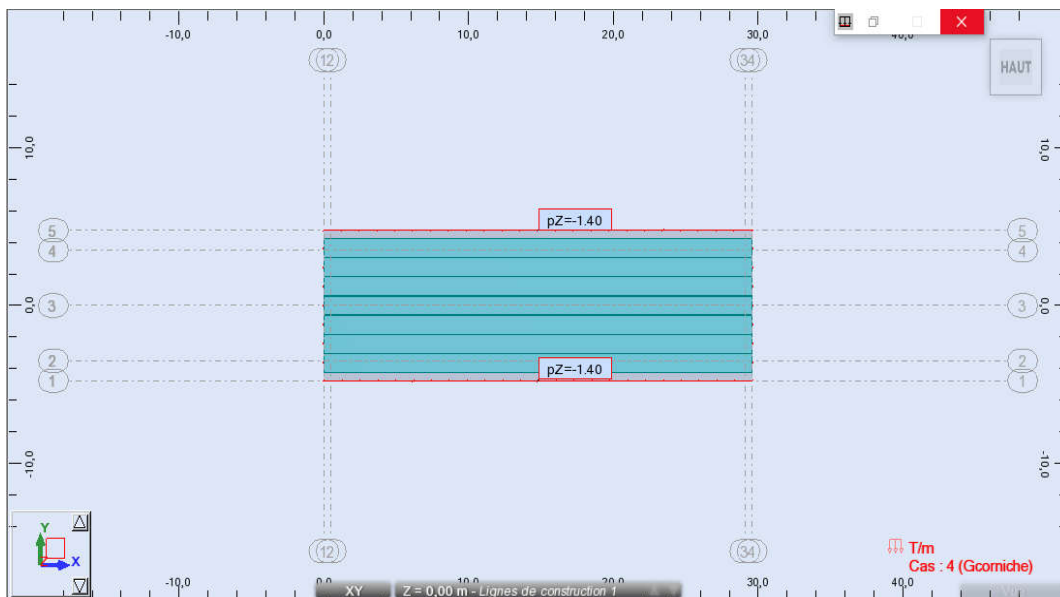


Figure 14 : chargement sous le poids du bordure et corniche.

- Garde corps :

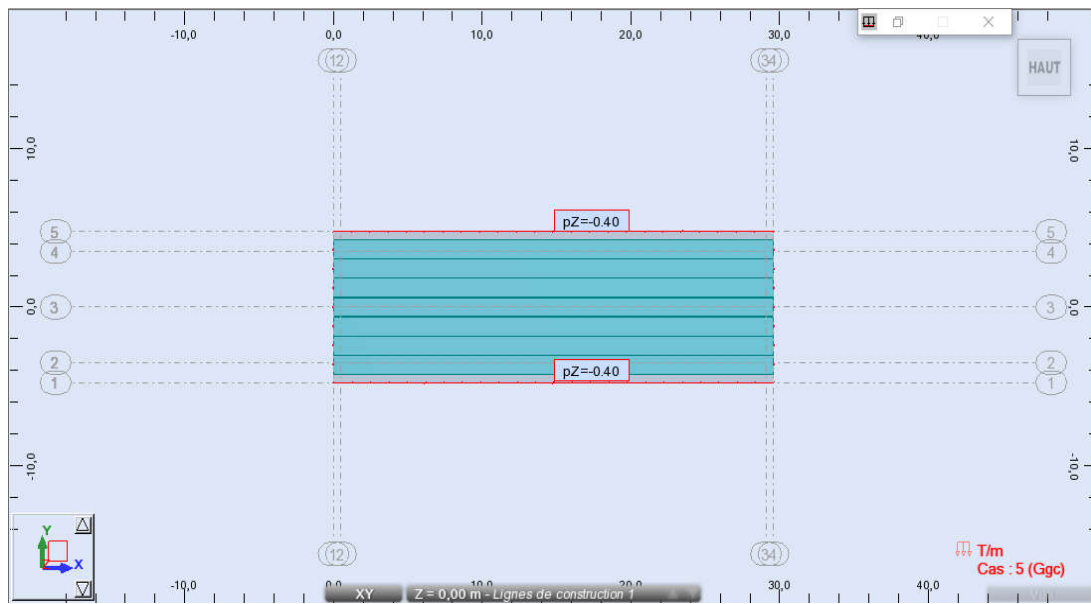


Figure 15 : chargement sous le poids du garde corps

- Trottoirs :

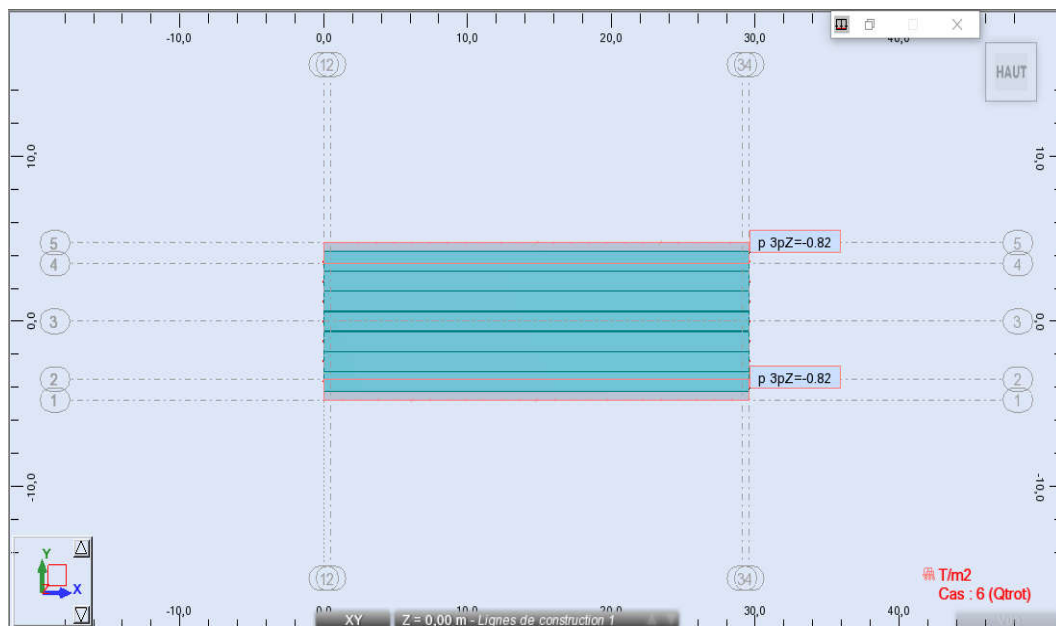


Figure 16 : chargement sous le poids de trottoirs

- **Surcharge sur trottoir :**

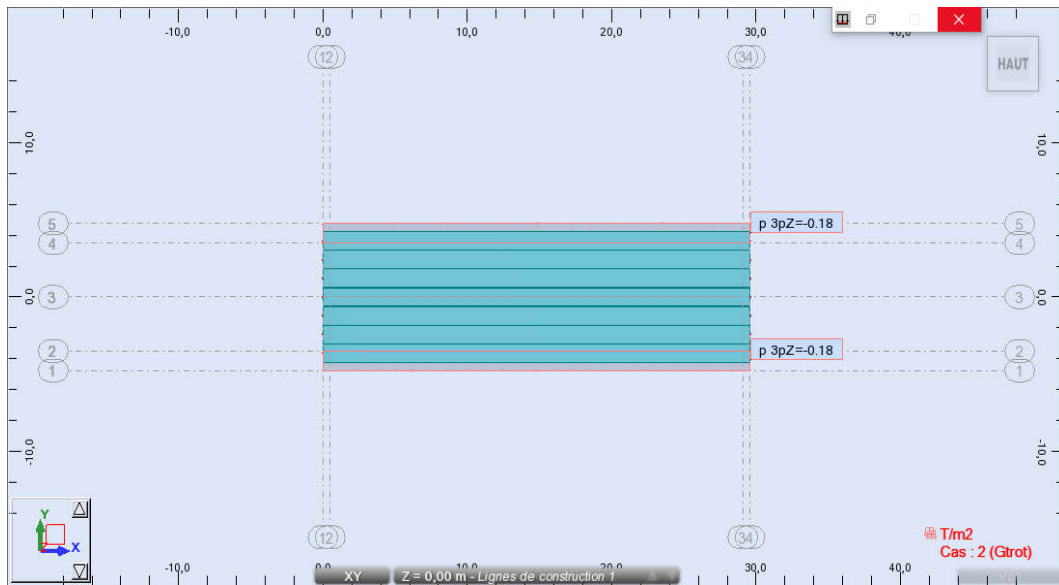


Figure 17 : chargement sous le poids des surcharges sur trottoir

- **Système de charges A(l) :**

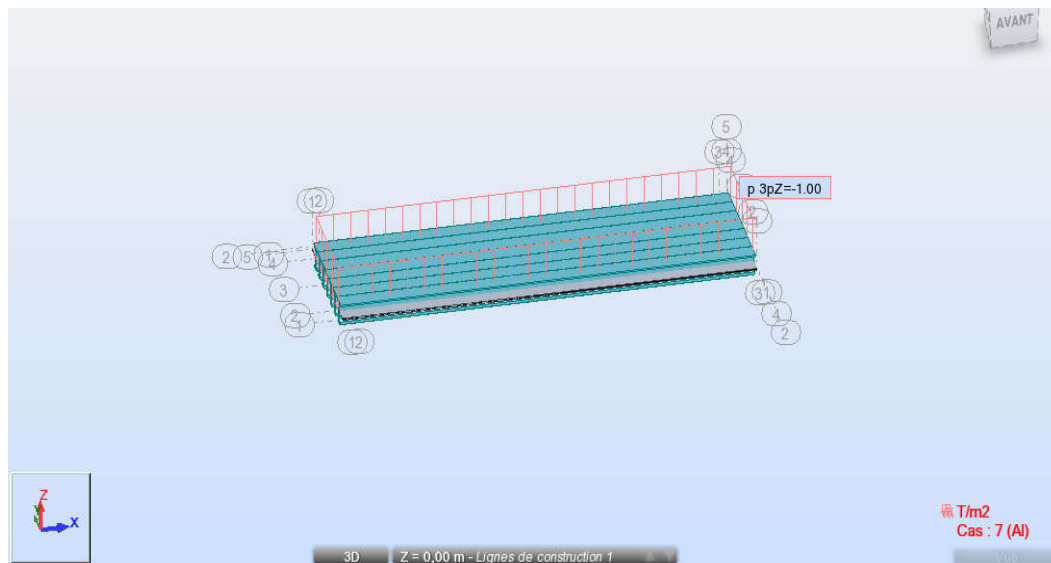


Figure 18 : chargement sous le système A(l)

- Les charges roulantes : qui sont définie comme suit:

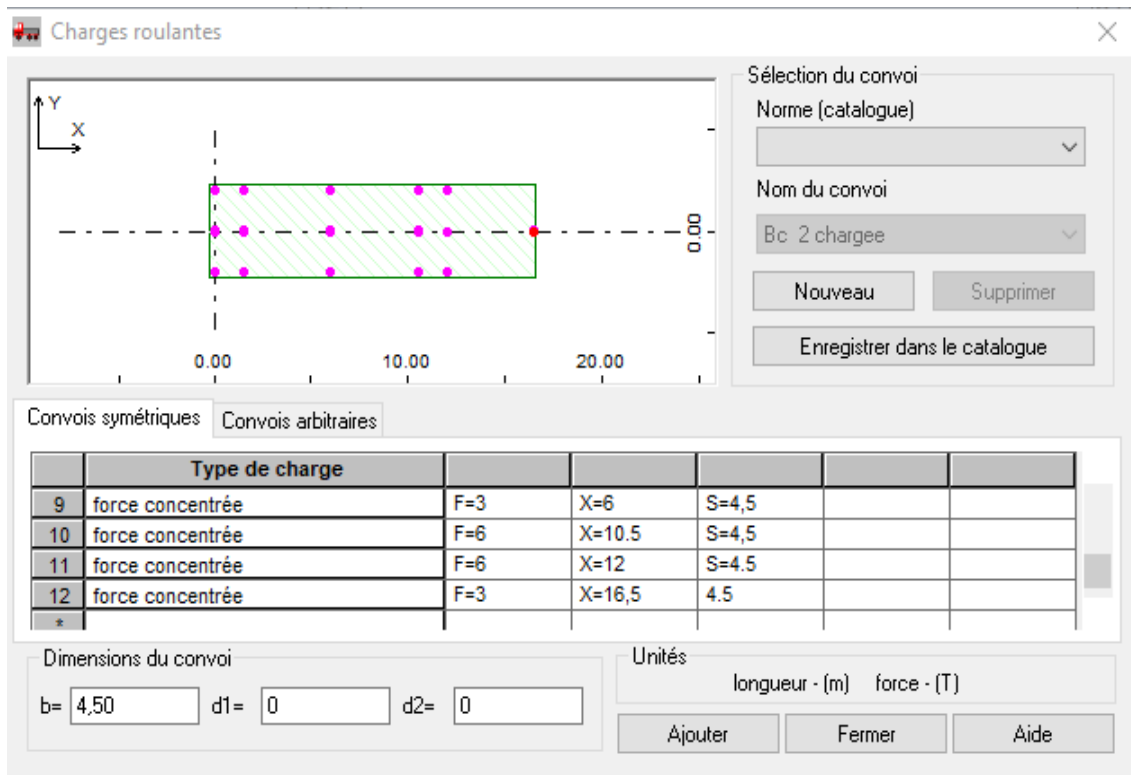


Figure 19 : définir système Bc

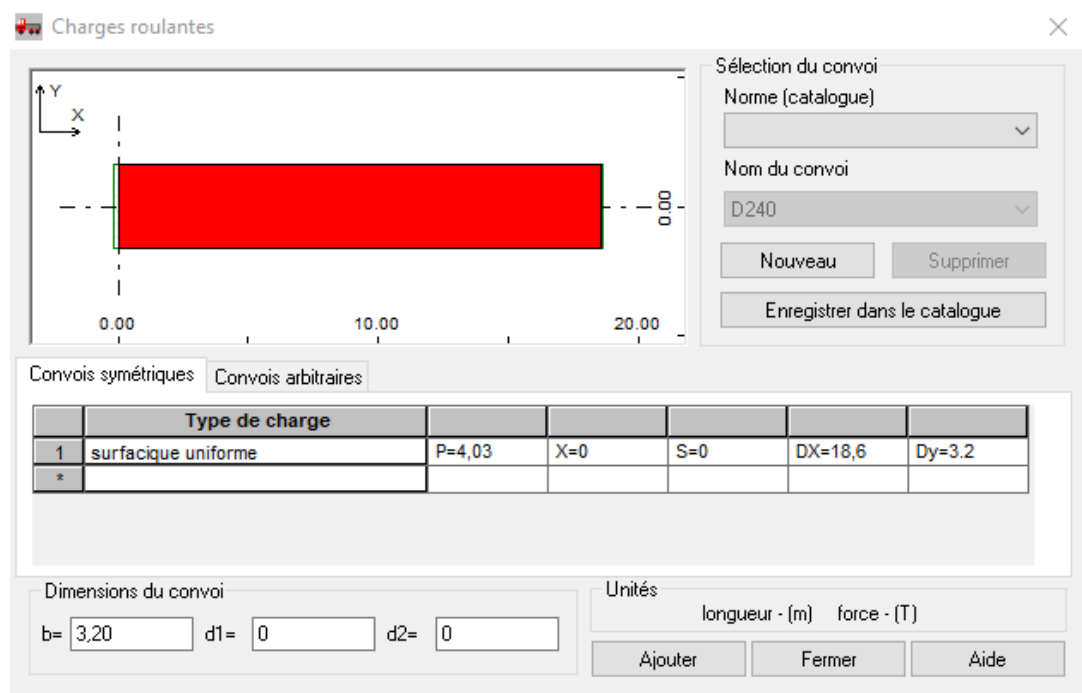


Figure 20 : définir le système D240

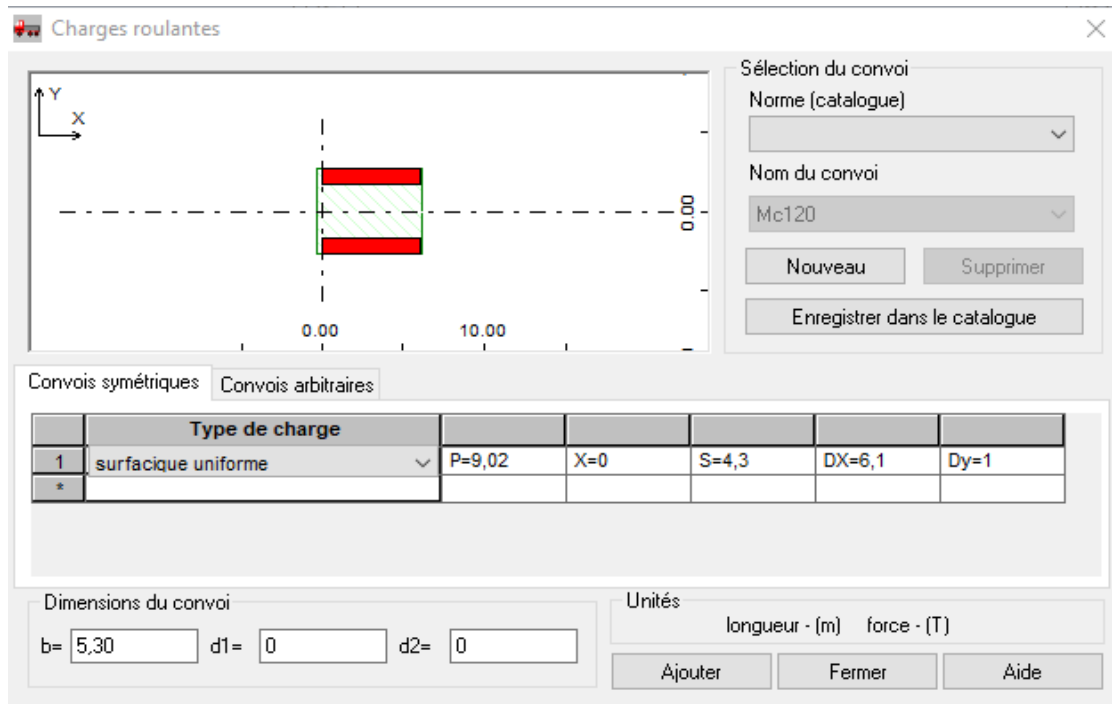


Figure 21 : définir le système Mc120

➤ 6ème étape :

Définition des combinaisons d’actions et lancement du calcul :

Tableau 1 : les combinaisons d'actions

action prépondérante	combinaison	Nm de la combinaison
<b>A l' ELU</b>	1.35G+1.65 (A(l)+Qtrot)	1
	1.35G+1.65 (Bc+A(l))	2
	1.35G+1.35(Mc120)	3
	1.35G+1.35D240	4
<b>A l' ELS</b>	G+1.2 (A(l)+Qtrot)	5
	G+1.2 (Bc+Qtrot)	6
	G+Mc120	7
	G+D240	8

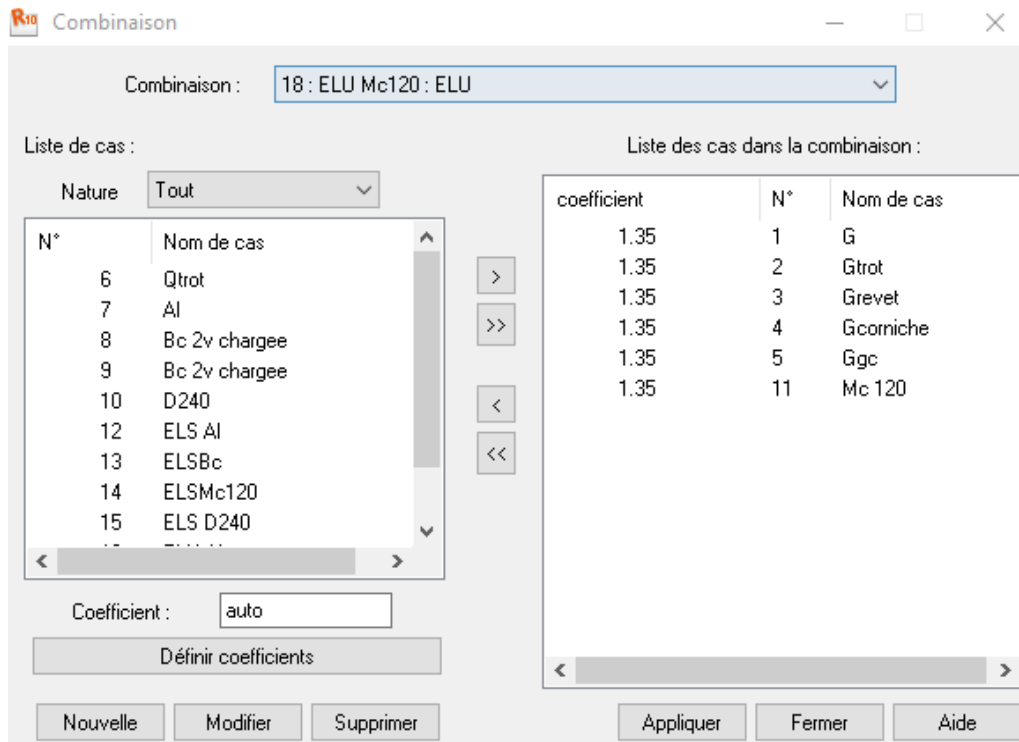


Figure 22: Définition des combinaisons d'action.

➤ 8<sup>ème</sup> étape :Lancement du calcul

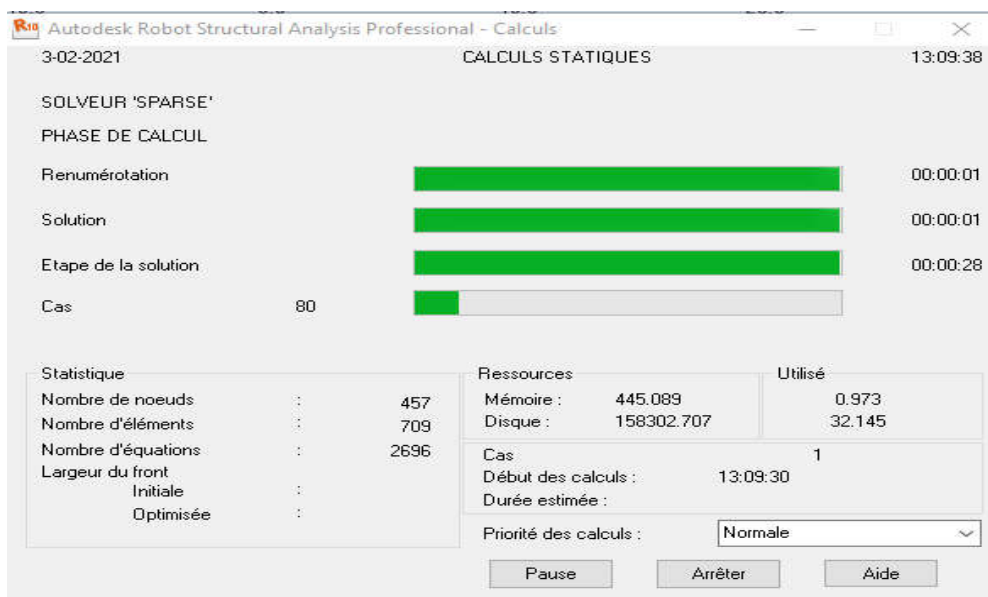


Figure 23: lancement du calcul

➤ 9ème étape : Affichage des résultats :

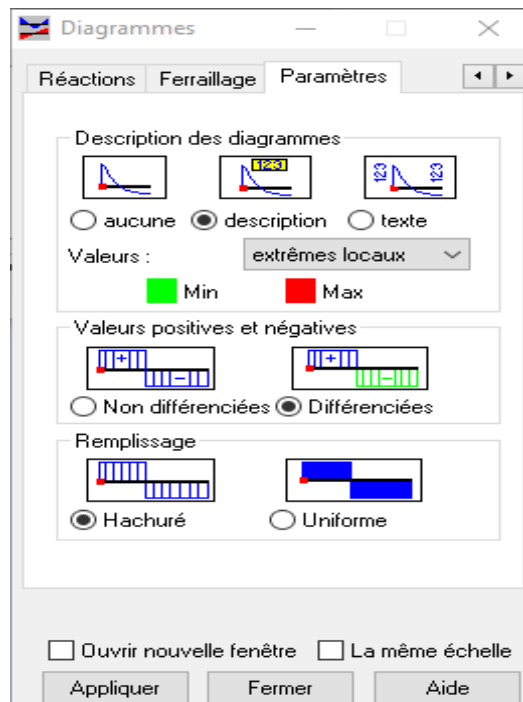


Figure 24: Extraction des résultats

### VII.3.3 Effort interne dans les poutres

#### VII.3.3.1 Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.65 (Bc+A(l)) à L'ELU

$M_{max} = 997.71 \text{ t.m}$  à L'ELU

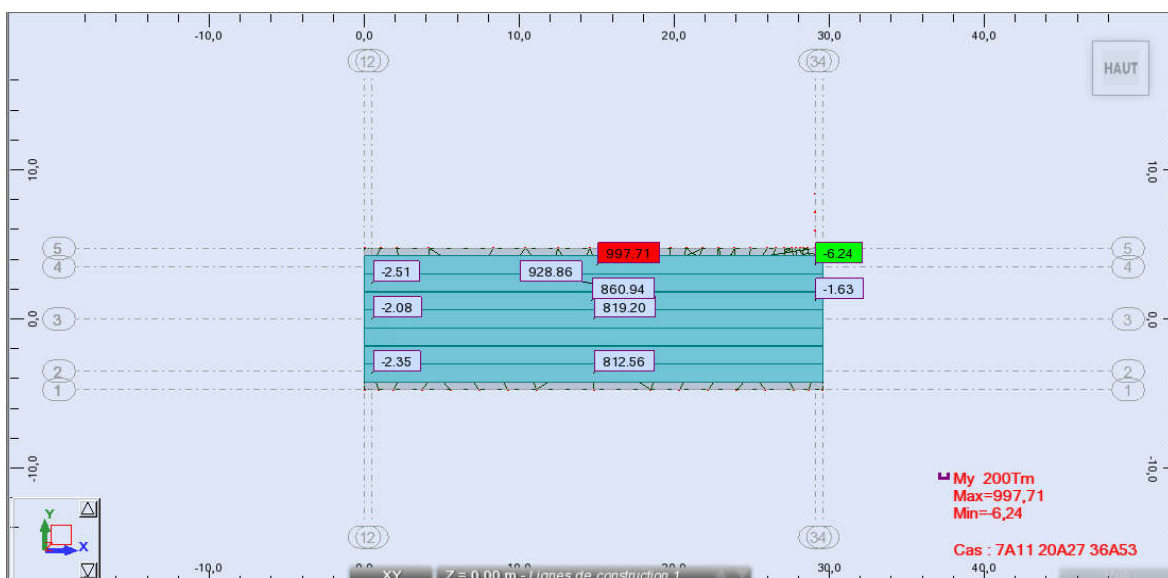


Figure 25: Les moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
<b>MAX</b>	0,00	0,00	135,23	16,37	996,56	0,00
<b>Barre</b>	7	7	7	7	7	10
<b>Point</b>	auto x=24,79 (	auto x=29,08 (	auto x=0,50 (+)	auto x=2,31 (+)	auto x=14,98 (	auto x=14,79 (
<b>Cas</b>	ELU Bc/3	ELU Bc/3	ELU Bc/15	ELU Mc120/15	ELU Bc/5	ELU Bc/13
<b>MIN</b>	-0,00	-0,00	-187,39	-17,15	-6,06	-0,00
<b>Barre</b>	4	7	7	7	7	7
<b>Point</b>	auto x=22,96 (	auto x=28,97 (	auto x=28,97 (	auto x=25,65 (	auto x=29,08 (	auto x=14,08 (
<b>Cas</b>	ELU Bc/4	ELU Bc/3	ELU Bc/3	ELU Bc/5	ELU Bc/1	ELU Bc/5

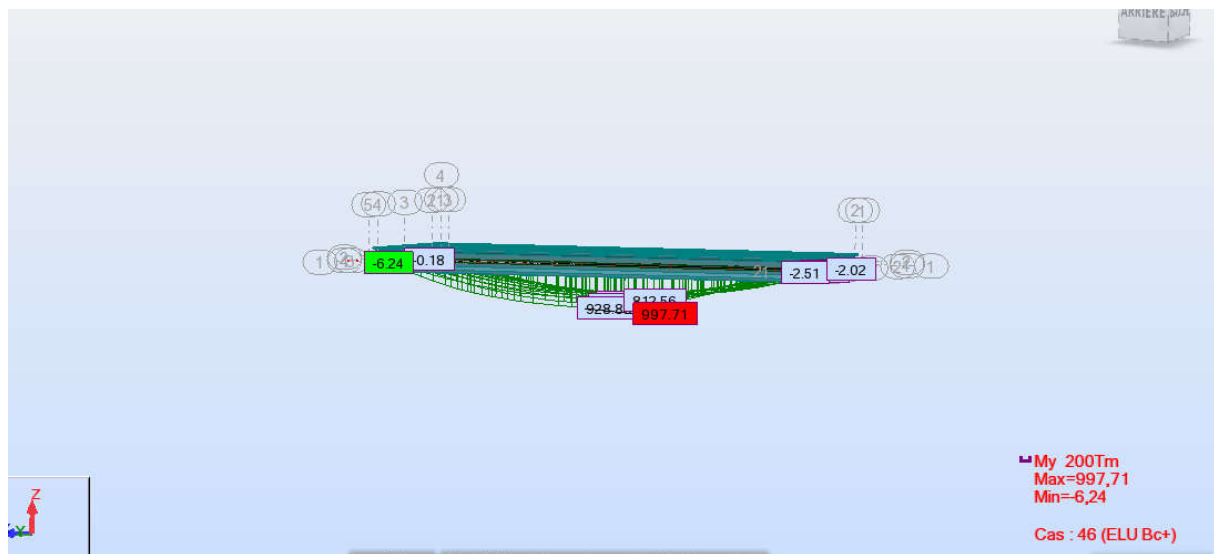


Figure 26: diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable a l'ELU

#### VII.4 Etude du platelage :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivante :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale.

VII.4.1 Méthode numérique (ROBOT MILLENIUM) :

- sélection du tablier à étudier
- On lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé)

VII.4.2 Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium :

VII.4.2.1 Les résultats cartographie :

VII.4.2.1.1 Flexion longitudinale :

**Autour de (YY) :**

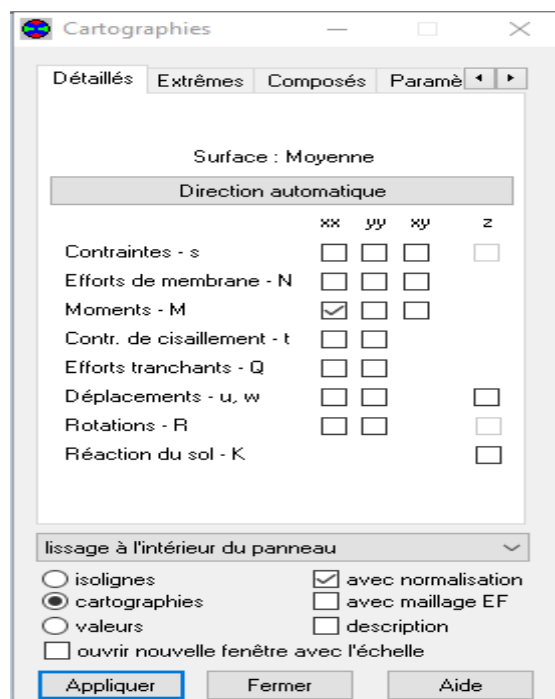


Figure 27: Extraction des résultats de la dalle

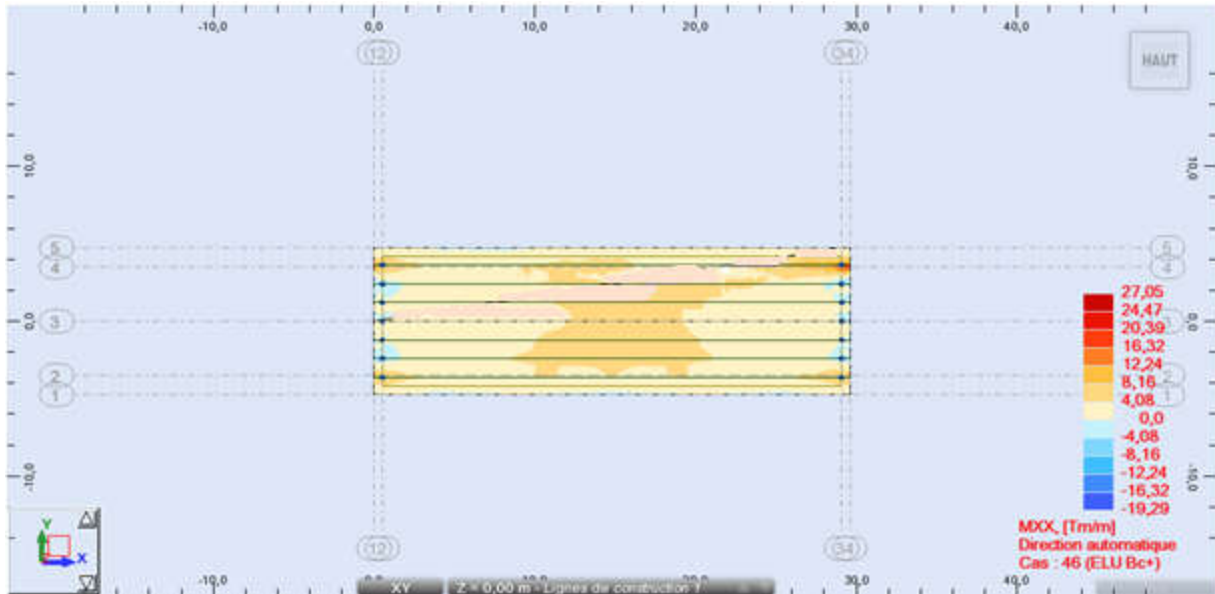


Figure 28: Flexion longitudinale dans la dalle

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison 1.35G+1.65 (Bc+A(l)) à l'E.L.U.  $M_{max} = 27.05 \text{ t.m}$  avec : Bc

VII.4.2.1.2 Flexion transversale :

**Autour de (XX) :**

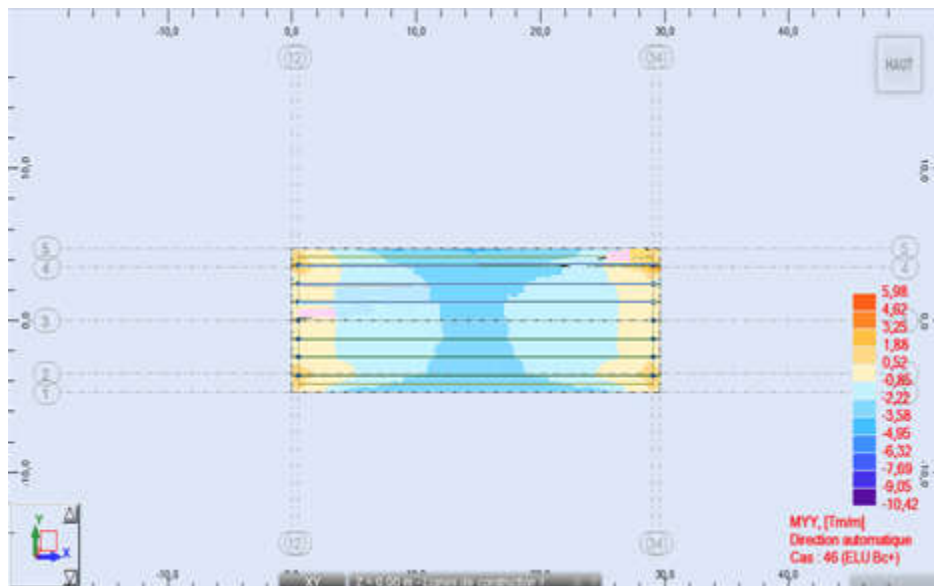


Figure 29: Flexion transversal dans la dalle

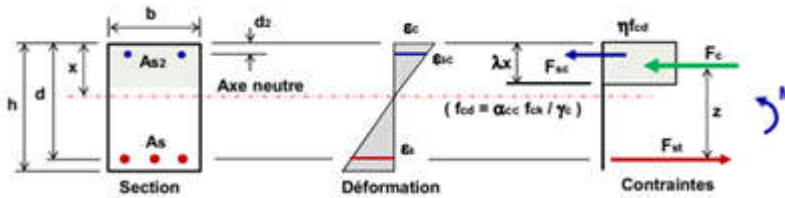
Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison 1.35G+1.65 (Bc+A(l)) à l'E.L.U.  $M_{max} = 5.98 \text{ t.m}$  avec : Bc

Les résultats de ferrailage:

Le ferrailage de notre dalle en béton armé se fait de la manière suivante:

VII.4.3 Calcul en flexion (ferrailage transversal de la dalle)

Flexion Design (bas)



B= 1.60 m;            d= 0.20 m  
 H= 0.25 m;            d2= 0.05 m  
 M= 74.00 kN.m

Materiaux

Béton: C30     $f_{ck} = 30 \text{ MPa}; f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

Acier d'armature : HA 500     $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$  ;     $f_{yd} = f_{yk} = 434.78 \text{ MPa}$

Pour catégorie de béton jusqu'a C50/60     $\epsilon_{cu} = 0.035$      $\eta = 1$      $\lambda = 0.85$

Pour catégorie de béton jusqu'a C50/60     $\epsilon_{cu} = 0.035$      $\eta = 1$      $\lambda = 0.85$

$$K = \frac{M}{f_{ck} * B * d^2} = 0.039$$

$$\delta \geq K_1 + K_2 X_u / d \text{ Pour } F_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad K_1 = 0.40 \quad K_2 = 1.00$$

- Le  $\delta$  est le rapport du moment redistribué au moment de flexion élastique
- Le  $X_u$  est la profondeur de l'axe neutre à l'état final de limite après redistribution

$$\delta \geq 0.4 + \frac{X_u}{d} \quad \rightarrow \quad \frac{X_u}{d} \leftarrow \delta - 0.4 \quad \rightarrow \quad \delta = 0.85$$

$$k' = 0.6\delta - 0.18\delta^2 - 0.21 = 0.170 \quad \rightarrow \quad K < K'$$

$$A_{smin} > 0.26 f_{ctm} * b_t * \frac{d}{f_{yk}} > 4.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > 0.0013 b_t * d > 3.42 \text{ cm}^2$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 0.193 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{F_{yd}} Z = 8.82 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 8.82 \text{ cm}^2$$

Armature choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 14/15$   $A_{s1} = 16.93 > 8.82 \text{ cm}^2$  OK

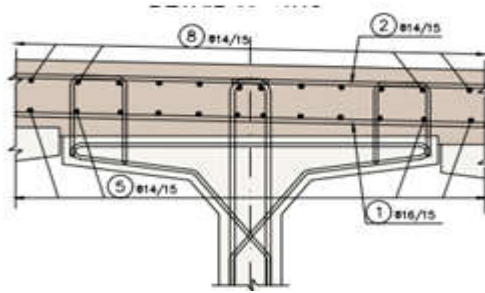


Figure 30: Ferrailage de la dalle

## VIII.1 INTRODUCTION

La précontrainte par pré-tension est utilisée principalement dans les éléments préfabriqués à l'usine ou sur chantier à fils adhérents à tel point que l'on associe couramment le mot pré-tension à l'expression fils adhérents.

Dans ce chapitre nous allons étudier la précontrainte par pré-tension (ledimensionnement, calcul des contraintes, calcul des pertes et déformation) due aux effortsd'exploitation.

## VIII.2 Principe de précontrainte

### VIII.2.1 Procédé dupré tension

Cette fabrication se fait sur des bancs composés d'une table plane en béton ou on acier servant de fond de coffrage et de deux massifs d'ancrages aux extrémités. De chaque côté de la table on vient disposer des coffrages outils pour donner à la pièce la forme souhaitée, les massif d'ancrages servant à mettre en tension les câbles qui sont en général rectilignes.

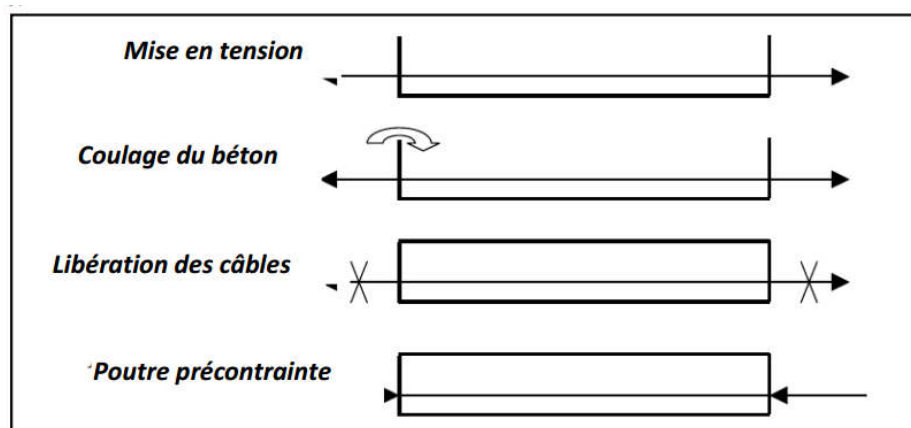


Figure 1 : Technique de la précontrainte par pré tension

Pour rentabiliser ces installations importantes on est conduit :

- ✓ Généralement à fabriquer plusieurs éléments à la fois, ou cette fabrication se fait sur des bancs de 36m à 200m de longueur sur lesquels les produits sont disposés en série.
- ✓ Accélérer le durcissement du béton afin de libérer rapidement les coffrages et les bancs de fabrication, pour réaliser une nouvelle production (système d'étuvage).

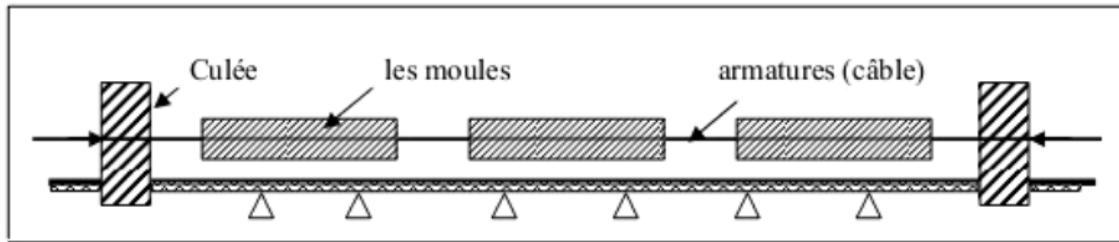


Figure 2: Banc de précontrainte par pré tension 50 à 100

Le durcissement accéléré de béton est généralement obtenu par un traitement thermique réalisé par l'un des procédés suivants :

- ✓ Etuvage à la vapeur haute pression ;
- ✓ Etuvage à la vapeur basse pression ;
- ✓ Chauffage électrique ;
- ✓ Emploi de béton chaud ;
- ✓ Emploi de coffrage calorifugé.

Cette dernière solution est certainement la meilleure car d'une part elle ne consomme pas d'énergie et d'autre part elle assure un échauffement uniforme du béton ce qui évite l'apparition de contraintes internes pouvant créer des désordres.

### VIII.2.2 Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse.

#### VIII.2.2.1 Précontrainte minimale

Nous proposerons de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « *P<sub>min</sub>* » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{\min} = \text{Max} (P_1, P_2)$$

Avec :

- $P_1$  : Précontrainte minimale en section sous critique.
- $P_2$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :

- $M_{\max}$ : Moment maximale sous l'effet de G+D240 (EN charge) ;

$$M_{\max} = 575.79 \text{ t.m}$$

- $M_{\min}$  : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{\min} = 213.49 \text{ t.m}$$

Et :

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 575.79 - 213.49 = 362.3 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 362.3 \text{ t.m}$$

Tableau 1 : Caractéristiques de poutre seule et de poutre avec hourdi

	<b>B(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>G</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>V(cm)</b>	<b>V'(cm)</b>	<b>ρ(%)</b>	<b>H(cm)</b>
Poutre seule	5250.55	14563284.81	71.73	78.27	0.49	150
Poutre avec hourdi	7867.74	24056994.96	40.28	109.71	0.69	170

### VIII.2.2.2 Les contraintes limites de traction

**La contrainte de traction du béton est :**

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = -2.4 \text{ MPa}$$

→ (dans la section d'enrobage)

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -1.5 \times 2.4 = -3.6 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(hors de la section d'enrobage)}$$

### VIII.2.2.3 Détermination de P et $e_0$

- **En section sous critique**

- **Détermination de  $P_1$**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B}{h} (V \overline{\sigma}_{ti} + V' \overline{\sigma}_{ts})$$

- **Détermination de  $e_0$**

$$e_0 = \rho V - \frac{M_{\max} + \rho V B \overline{\sigma}_{ti}}{P}$$

$$e_0 = -\rho V' - \frac{M_{\min} + \rho V' B \overline{\sigma}_{ts}}{P}$$

- En section sur critique

- Détermination de  $P_2$

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho B V \overline{\sigma_{t1}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

- $d'$ : enrobage des armatures

## VIII.2.3 Position et enrobage des armatures prétendues

## VIII.2.3.1 Enrobage des armatures de précontrainte par pré-tension

Les armatures de précontrainte par pré-tension ne doivent pas être espacées de moins de trois diamètres entre-axes.

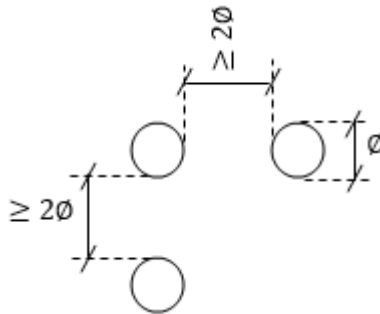


Figure 3 : distance entre armature (Pré-tension)

## VIII.2.3.2 Distance minimum des armatures aux parements

L'enrobage minimum (distance entre le nu de l'armature et le parement) doit être au minimum de 2,5 fois son diamètre. Il doit d'autre part être supérieur à :

- **1 cm** pour les parements coffrés situés dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations ou à des actions agressives ;
- **3 cm** pour les parements coffrés exposés aux intempéries, aux condensations, au contact d'un liquide ;
- **3 et 4 cm** pour les parements non coffrés correspondant respectivement aux deux cas précédents ;
- **5 cm** pour les ouvrages soumis à des atmosphères agressives.

Pour notre cas, l'enrobage adopté est :

$$d' = V - 0.9 V = 80.82 - 0.9 \cdot 80.82 = 8 \text{ cm avec } (V = 80.82 \text{ cm})$$

#### ✚ Application :

- Calcul de  $P_1$

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \overline{\sigma_{ti}} + V' \cdot \overline{\sigma_{ts}})$$

$$P_1 = \frac{362.3 \times 10^2}{0.49 \times 150} + \frac{5250.55}{150} \times 150 (-2.4 \times 10^{-2})$$

$$P_1 = 366.91 \text{ t}$$

- Calcul de  $P_2$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$P_2 = \frac{575.79 \times 10^2 + 0.49 \times 5250.55 \times 71.73 \times (-2.4 \times 10^{-2})}{0.49 \times 71.73 + 78.27 - 8} = 504.18 \text{ t}$$

$$P_2 = 504.18 \text{ t}$$

Nous avons :

$$P_1 = 366.91 \text{ t} < P_2 = 504.18 \text{ t}$$

On constate que l'on ne peut pas excentrer le câble autant qu'il serait nécessaire pour reprendre tout le poids mort. La section est donc sur critique.

D'où :

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_2) = \sup(366.91 \text{ t}; 504.18 \text{ t}) = 504.18 \text{ t}$$

$$P_{\min} = 504.18 \text{ t}$$

- Alors l'excentricité  $e_0$  :

$$e_0 = -(v' - d') = -(78.27 - 8) = -70.27 \text{ cm}$$

### VIII.3 Calcul du nombre de câbles :

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

Nous estimons les pertes de précontrainte à **25%**, donc :

$$P_{\min} = 0.75 \times P_0$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.75} = \frac{504.18}{0.75} = 672.24 \text{ t}$$

- Calcul de la section d'armatures actives

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_p}$$

- Le calcul de  $\sigma_p$

Nous avons :  $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$  ;  $f_{\text{peg}} = 1600 \text{ Mpa}$  et  $E = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$  (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_p = \min \begin{cases} 0.8 f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9 f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1600 = 1440 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_p = 1440 \text{ Mpa}$$

$$A_p = \frac{672.24 \times 10^4}{1440} = 4668.33 \text{ mm}^2$$

Selon le BPEL, nous avons :

Tableau 2 : système Torons T13-T15

Par pas de torons	Section de câble (mm <sup>2</sup> )
1T13 à 55 T13	93 à 5115
1T15 à 37T15	139 à 5143

Nous choisissons une section d'un Toron **T15** avec une section  $A_p = 139 \text{ mm}^2$ .

D'où, le nombre de câble de précontrainte est :

$$n = \frac{4668.33}{139} = 33.6 \rightarrow n = 34$$

### VIII.3.1 Tracé des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte par prétension est droit.

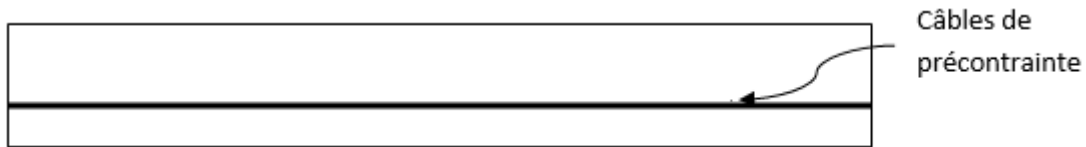


Figure 4 : Tracé des câbles de précontraint par prétension

### VIII.4 Vérification des contraintes en classe II

La classe II diffère de la classe I par des contraintes de traction admissible non nulles. Le calcul de la section se fait en supposant celle-ci non fissuré. Les inéquations à vérifiées sont les suivantes :

$$\text{Sous } M_{min} \begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma_{ts}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} \end{cases}$$

$$\text{Sous } M_{max} \begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma_{cs}} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma_{ti}} \end{cases}$$

- $\overline{\sigma_{ci}}$  et  $\overline{\sigma_{cs}}$  : Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.
- $\overline{\sigma_{ts}}$  et  $\overline{\sigma_{ti}}$  : Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

### VIII.5 Contraintes admissibles dans le béton

Le béton a une résistance caractéristique de compression  $f_{c28}$  de 40 MPa.

- **Contrainte limite**

- **En compression :**

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{cj} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 24 \text{ MPa}$$

- **En traction**

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5 \text{ MPa} & \rightarrow \text{hors de la section d'enrobage} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa} & \rightarrow \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$

### VIII.6 Vérification des contraintes en fibre supérieure :

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I_G} + \frac{M_{\min} V}{I_G} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.5 \text{ MPa}$$

A la mise en tension, la poutre n'est soumise qu'à son poids propre  $G = 1.387 \text{ t/ml}$ .

$$M_{\min} = M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{1.387 \times 30^2}{8} = 156.037 \text{ t.m} \Rightarrow 1560.37 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ts} &= \frac{6722.4}{5250.55} + \frac{6722.4 \times (-70.27) \times 71.73}{14563284.81} + \frac{1560.37 \times 10^2 \times 71.73}{14563284.81} \\ &= -0.2778 \text{ kN/cm}^2 = -2.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ts} = -2.8 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.7 Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I_G} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 20.51 \Rightarrow \text{A la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{6722.4}{5250.55} - 6722.4 \frac{(-70.27) \times 78.27}{14563284.81} - 1560.37 \frac{78.27 \times 10^2}{14563284.81} = 6.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 22.889 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{ci} = 20.51 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition non vérifier}$$

## VIII.8 Section d'about:

**N.B** : Dans la pré-tension, l'excentricité constante, due au précontraint rectiligne de la totalité des armatures, provoque des contraintes de traction à l'about des pièces sur le parement opposé à celui même où se situent les armatures actives car à l'about n'existe aucun moment fléchissant autre que celui du poids extérieure de poids propre, on est tenu dans ce cas, de gagner, donc d'annuler la force de précontrainte d'un certain nombre de torons sur une longueur suffisante qui, ajoutée à la longueur d'établissement, correspond à une zone de la poutre où le moment de poids propre peut équilibrer les contraintes de traction sur le parement considéré.

- Centre de gravité des armatures actives :

Nombre de câbles $\sum a_i$	Distance de la base (cm) $\sum a_i \cdot g_i$
8	8 * 8
8	8 * 14
8	8 * 20
6	6 * 26
4	4 * 32
4	4 * 38

$$d_i = \frac{\sum a_i \times g_i}{\sum a_i} = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{772}{38} = 20.31 \text{ cm}$$

- Position de la fibre neutre : (poutre seul) :

$$\dot{v} = 78.27 \text{ cm} \quad , \quad v = 71.73 \text{ cm}$$

- Excentricité de la force de précontrainte :

$$e_0 = -(v - d_i) = -(78.27 - 15) = -63.27$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre avec hourdis) :**

$$\dot{v} = 109.71 \text{ cm} \quad v = 40.28 \text{ cm}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte :**

$$e_0 = -(\dot{v} - d_i) = -(109.71 - 15) = -94.71 \text{ cm}$$

### VIII.9 Les pertes de précontraintes :

#### VIII.9.1 Calcul des pertes à mi- travée

##### VIII.9.1.1 Pertes instantanées :

##### VIII.9.1.1.1 Perte de Non-simultanéité de mise en tension

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \sigma_{bn}(x)$$

Avec :

- $E_p$  : module d'élasticité des armatures ;
- $E_{bi}$  : Module instantané du béton ;
- $\sigma_{bn}(x)$ : Contrainte de l'armature à une distance x

Tel que :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I} = \frac{6722.4}{0.5523} 10 + \frac{6722.4 \times (-70.27)^2}{14563284.81} 10 = 34.96 \text{ MPa}$$

$$E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37\,619.47 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{33}{2 \times 34} \frac{1.95 \times 10^5}{37\,619.47} \times 34.96 = 87.94 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte initiale :

$$\sigma_i = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_e = 1440 - 87.94 = 1452.06 \text{ MPa}$$

## VIII.9.1.1.2 Pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_e(x) = 87.94 \text{ MPa}$$

## VIII.9.1.2 Pertes différées

## VIII.9.1.2.1 Perte due à la relaxation de l'acier :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left[ \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_i(x)$$

Avec :

- $\rho_{1000}(\%)$  : relaxation garantie à 1 000 h,
- $\mu_0$ : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basserelaxation, 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
- $\sigma_i(x)$ : Contrainte initiale (contrainte après les pertes instantanées).
- $f_{prg}$ : Contrainte de rupture garantie.

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} 2.5 \left[ \frac{1452.06}{1840} - 0.43 \right] \times 1452.06 = 78.23 \text{ MPa}$$

## VIII.9.1.2.2 Perte due au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(t))E_p$$

- $\varepsilon_r$  : est le retrait final du béton.
- $r_m$ : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.
- $r(t)$ : Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

**Calcul du rayon moyen (cm)**

$$r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre extérieur}} = \frac{5250.55}{561.17} = 9.36 \text{ cm}$$

Calcul du  $r(t)$ 

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

$$r(7) = \frac{28}{28 + 9 \times 9.36} = 0.25$$

Nous avons :

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \text{ et } E_p = 195\,000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0.25)195000 = \mathbf{43.87 \text{ MPa}}$$

## VIII.9.1.2.3 La perte par fluage différées

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{bn}(x) = n P \left[ \frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I} \right] + M(x) \frac{e_0}{I}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bn}(x) &= 34 \times 6722.4 \left[ \frac{1}{5523} + \frac{70.27^2}{14563284.81} \right] - 1560.37 \times 100 \frac{70.27}{14563284.81} \\ &= 118.13 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \sigma_m = 7.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma(x) = n \left[ \frac{P}{B} + \frac{P e_0^2}{I} \right] + M(x) \frac{e_0}{I} = n \sigma_i(x) A_p \left[ \frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I} \right] + M(x) \frac{e_0}{I}$$

D'où :

EP : module d'élasticité des armatures ;

E<sub>bi</sub> : module instantané du béton au jour « j » ;

$\sigma_b$  : Contrainte normale du béton après les pertes instantanées.

## VIII.9.1.2.4 Pertes différées totales :

Pour tenir compte de la non-indépendance des pertes du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, on introduit le coefficient 5/6.

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 3.76 + 9.83 + \frac{5}{6}5.15 = 17.88 \%$$

VIII.9.1.2.5 Pertes totales :

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{d+\Delta\sigma_i} = 17.88 + 0.069 = 17.95 \%$$

VIII.10 Conclusion:

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 3.76 % et 9.83 % de P0, et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P0 qui est 25 % de P0.

## IX.1 Introduction

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais

## IX.2 Choix de la morphologie :

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée ; qui comporte les éléments constructifs suivants :

- Un Mur garde grève : destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée ;
- Une dalle de transition : qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers ;
- Un corbeau d'appui : sur lequel s'appuie la dalle de transition ;
- Deux murs en retour : qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des remblais ;
- Un mur frontal : Mur portant le tablier et assurant le soutènement des terres du remblai d'accès au pont

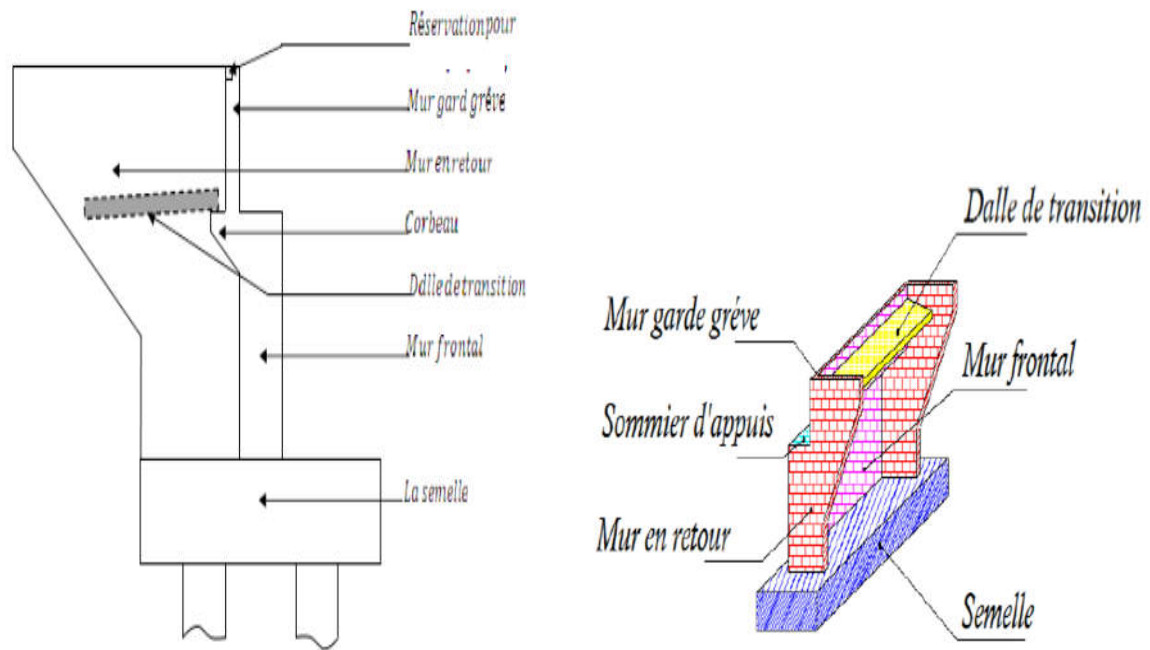


Figure 1: Coupe longitudinale et transversal de la culée

### IX.3 Pré dimensionnement de la culée :

- **Mur de garde grève :**

La hauteur du mur garde grève  $h = 2.637 \text{ m}$

épaisseur du mur :  $e = \text{Max} (0,30\text{m}, h/8) = \text{Max} (0,30\text{m} ; 0,4\text{m}) = 0,4\text{m}$

La longueur du mur garde-grève = la largeur du tablier =  $9.5\text{m}$

- **Dalle de transition :**

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \min (6\text{m} , \max (4\text{m} ; 0.6H ) )$$

$$L = \min(6 ; \max(4\text{m} ; 5.70)) \rightarrow L = 5.70$$

L'épaisseur :  $e = 0.3\text{m}$

H : étant la hauteur du remblai  $H = 7.15 \text{ m}$

La dalle de transition suit une pente de  $P = 5 \%$

- **Le mur frontal :**

La hauteur du mur frontale est :  $h = 4.50\text{m}$ .

Largeur du mur est  $L_{ar} = 1.8 \text{ m}$ .

La longueur du mur frontale est :  $L =$  la largeur du tablier, donc  $L = 9.5 \text{ m}$

- **Semelle :**

On prend  $H = 2.00$  m

Longueur de la semelle :  $L = 14.00$  m.

Largeur de la semelle :  $Lar = 9.60$  m

- **Murs en retours :**

Epaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45 cm :  $lar = 1.20$  m.

Longueur varie entre 7 et 8 m on prend  $L = 7.57$  m

la hauteur  $h = 7.15$  m

- **Le corbeau :**

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une base de 0.60m, une petite base de 0.30m et une hauteur de 0.30m.

La largeur de corbeaux est :

$L =$  longueur du mur garde grève est - 2(épaisseurs du mur en retour)

$L = 9.5 - (2 \times 0.4) = 8.7$  m

#### IX.4 Types de culées

Parmi les culées les plus courantes nous distinguons :

- **Culées remblayées :**

Les culées remblayées sont constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (murs de front et murs latéraux). Le mur de front supporte le tablier et les murs latéraux retiennent le remblai. Ces derniers peuvent être des murs en aile ou des murs en retour selon qu'ils soient parallèles ou non à l'axe de l'ouvrage. Le mur de front est un voile épais et présente un redan horizontal pour recevoir le tablier et un mur garde grève à l'arrière qui isole le tablier du remblai.

Les culées remblayées assurent une fonction porteuse et une fonction de soutènement. Elles subissent donc une poussée des terres dont l'intensité est proportionnelle au carré de la hauteur. Elles se conçoivent surtout avec des fondations superficielles et si le sol est de mauvaise qualité, il faut veiller à ce que la hauteur soit limitée.

### IX.5 Évaluation des efforts sollicitant la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

#### IX.5.1 Calcul de coefficient de poussée :

- Dans les conditions normales :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Dans les conditions sismiques:

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBEOKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2 \cos^2 \alpha} * K * \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

- Remblais sur traverse : Poids volumique  $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Calcul de coefficient d'accélération sismique  $A_0 = 0.20 \text{ g}$
- Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$
- Angle d'inclinaison du voile  $\alpha = 0^\circ$
- Angle d'inclinaison moyen du talus  $\beta = 0^\circ$
- Angle de frottement de mur  $\delta = 0^\circ$

$$\theta = \arctg\left(\frac{\varepsilon_H^2}{l_1} \mp \varepsilon_v\right)$$

Solen l'RPOA on a :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_v)}$$

Avec :

**Tableau 1 : Les catégories d'importance des ponts**

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La catégorie d'importance de notre ouvrage il est classé en groupe (2) (pont important)

Tableau 2; coefficient sismique en Algérie

	Zone sismique			
	I	II	III	IV
1	0.15	0.25	0.3	0.4
2	0.12	0.2	0.25	0.3
3	0.1	0.15	0.2	0.25

Coefficient sismique horizontal :  $\varepsilon_H=0.2$

Coefficient sismique vertical :  $\varepsilon_v = \varepsilon_H * 0.3 = 0.06$

On fait les calculs sur quatre « 3 » cas favorables de séisme correspondant à :

Tableau 3 : Tableau des valeurs des paramètres de k

Action de séisme	Notation	$\varepsilon_H$	$\varepsilon_v$	K	$\theta$	$K_{ah}$
condition normal	Cas 1	0	0	1	0	0.333
vertical + horizontal	Cas 2	0.2	0.06	1.048	10.684	0.455
vertical + horizontal	Cas 3	0.2	-0.06	0.989	12.011	0.491

➤ La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est

$$F_P = \frac{1}{2} * \gamma * K_{ad} * H^2 * L \quad (\text{Triangulaire}).$$

➤ La poussée due aux surcharges =  $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_P = \gamma * K_{ad} * H * L \quad (\text{Rectangulaire})$$

Avec A le point de référence à l'étude d'inversement de la culée.

Le poids volumique de sol est prise égal à  $20 \text{ KN/m}^3$ .

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr: désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Désignation	Cas°	Calcul de	Effort H	Efforts V	Bras de levier H	Bras de levier V	Mr	Ms
Mur en grave	1 cas	$2.637 \cdot 0.4 \cdot 9.5 \cdot 2.5$	0	25.051	3.65	7.82	0	91.43
	2 cas	25.051	5.01	26.554	3.65	7.82	39.18	96.92
	3 cas	25.051	5.01	23.548	3.65	7.82	39.18	85.95
Corbeau	1 cas	$2.5 \cdot 8.7 \cdot 0.09$	0	1.957	4	5.81	0	7.82
	2 cas	1.95	0.39	2.074	4	5.81	2.274	8.29
	3 cas	1.957	0.39	1.84	4	5.81	2.274	7.36
Mur frontal	1 cas	$4.5 \cdot 1.8 \cdot 9.5 \cdot 2.5$	0	192.375	2.95	4.25	0	567.50
	2 cas	192.375	38.47	203.917	2.95	4.25	163.518	601.55
	3 cas	192.375	38.47	180.832	2.95	4.25	163.518	533.45
Mur en retour	1 cas	$7.15 \cdot 5.75 \cdot 1.2 \cdot 2.5 \cdot 2$	0	246.675	6.725	5.575	0	1658.88
	2 cas	246.675	49.33	261.475	6.725	5.575	275.042	1758.42
	3 cas	246.675	49.33	231.874	6.725	5.575	275.042	1559.35
Dalle de transition	1 cas	$5.7 \cdot 0.3 \cdot 7.15 \cdot 2.5$	0	30.566	6.7	8.3	0	204.79
	2 cas	30.56625	6.113	32.4	6.7	8.3	50.739	217.08
	3 cas	30.56625	6.11	28.732	6.7	8.3	50.739	192.50
Semelle	1 cas	$2 \cdot 14 \cdot 9.6 \cdot 2.5$	0	672	4.8	1	0	3225.6
	2 cas	672	134.4	712.32	4.8	1	134.4	3419.136
	3 cas	672	134.4	631.68	4.8	1	134.4	3032.064
Terre								
Poussée des terres pour GG et mur en front	1 cas	$0.5 \cdot 2 \cdot (7.15) \cdot (7.15) \cdot 9.5 \cdot 0.33$	160.26			4.383	702.512	
	2 cas	$0.5 \cdot 2 \cdot (7.15) \cdot (7.15) \cdot 9.5 \cdot 0.45$	220.97			4.383	968.615	
	3 cas	$0.5 \cdot 2 \cdot (7.15) \cdot (7.15) \cdot 9.5 \cdot 0.49$	238.46			4.383	1045.253	
Poussée des terres pour la semelle	1 cas	$0.5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 0.333$	18.64			0.66	12.432	
	2 cas	$0.5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 0.455$	25.48			0.66	16.986	
	3 cas	$0.5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 0.491$	27.49			0.66	18.330	
Poussée des surcharges mur GG +mur frontal	1 cas	$0.333 \cdot 1 \cdot 7.15 \cdot 9.5$	22.61			3.57	80.863	
	2 cas	$0.455 \cdot 1 \cdot 7.15 \cdot 9.5$	30.90			3.57	110.488	
	3 cas	$0.491 \cdot 1 \cdot 7.15 \cdot 9.5$	33.35			3.57	119.23	
Poussées des surcharges	1 cas	$0.33 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 14$	9.324			1	9.324	

de semelle								
	2 cas	0.455*1*2*14	12.74			1	12.74	
	3 cas	0.491*1*2*14	13.748			1	13.748	
<b>Poids des surcharges</b>	1 cas	1*8.7*9.6	0	83.52	6.7	9.1	0	559.584
	2 cas		83.52	16.704	88.531	6.7	9.1	152.006
	3 cas		83.52	16.704	78.508	6.7	9.1	152.006
<b>Total</b>	1 cas		1379.485	734.687	1252.144			805.13
	2 cas		1475.432	523.827	1327.273			1925.99
	3 cas		1498.38	563.485	1177.016			2013.725

Tableau 4 : Calcul des moments et des efforts globaux

**IX.5.2 Vérification de la stabilité de la culée à vide :**

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout envérifiant les deux conditions suivantes :

• **Stabilité au renversement :**

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.0 \text{ Condition sismique}$$

• **Stabilité au glissement :**

$$\frac{V}{H} \text{ tg } \varphi \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \text{ tg } \varphi \geq 1.0 \text{ Condition sismique}$$

Tableau 5: Valeurs des moments et efforts globaux

	H(t)	V(t)	Mr(t.m)	Ms (t.m)	Ms / Mr	V / H *TAN O
<b>cas1</b>	734.687	1252.144	805.131	6315.635	7.844	1.00
<b>cas2</b>	523.827	1327.273	1925.993	6694.579	3.475	1.462
<b>cas3</b>	563.485	1177.016	2013.725	5936.702	2.948	1.205

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

**IX.6 Le ferrailage de la culée:**

**IX.6.1 Le mure garde grève:**

D’après le document SETRA :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastré a la base dans les calculs de béton armé.

#### *IX.6.1.1 évaluation des efforts agissant sur le MGG:*

- **Poussée des terres:**

$$M_{pt} = P \frac{h}{3} \text{ Avec } P = \frac{1}{2} K_{\alpha} \gamma H^2$$

Avec :

$$K_{ah} = 0,333$$

$$\gamma = 2.0 \text{ t / m}^3.$$

$$H = 2.637 \text{ m. hauteur du mur garde grève.}$$

$$L = 1.00 \text{ m.}$$

Donc :

$$P = 2.315 \text{ t. } \Rightarrow M_{pt} = 2.034 \text{ t.m.}$$

$$M_p \text{ ultime} = 1,35 \times 2.034 = 2,745 \text{ t / ml.}$$

$$M_p \text{ service} = 2.034 \text{ t / ml.}$$

- **Moment due à la force de freinage Bc:**

$$M_f = \frac{2\mu * P * h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

- $\mu$  : Coefficient de pondération
- $\mu = 1.6$  à L'ELU
- $\mu = 1.2$  à L'ELS

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%

$$M_{fu} = \frac{2 * 1.6 * 6 * 2.637}{0.25 + 2 * 2.637} = 9.165 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{fser} = \frac{2 * 1.6 * 6 * 2.637}{0.25 + 2 * 2.637} = 6.874 \text{ t.m/ml}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

D'après les documents SETRA, seule la sollicitation engendrée par les camions Bc est la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accèdes, places d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m).

Les rectangles sont de dimension  $0.25 \times 0.75\text{m}^2$

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface  $\phi$  donnée par :

$$\phi = \frac{12}{0.25 * 0.75} = 64 \text{ t}$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.75+x}$$

Avec :

$$K = K_{ah} * B_c * \delta * \mu$$

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$\mu$  = coefficient de pondération.  $\mu = 1.2$  à l'E.L.S

$\mu = 1.6$  à l'E.L.U

$B_c = 1.1$  pour 2 voies chargées.

$K_a = 0,3333$ .

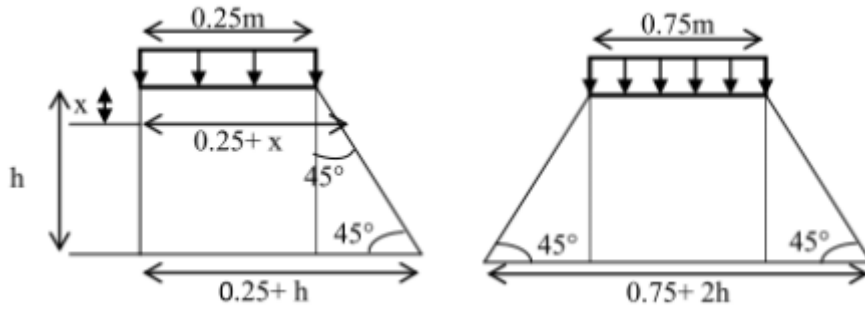


Figure 2: Poussée de la charge locale située à l'arrière du mur.

$$K = 0.3663 \mu \quad K = 0.586 \text{ à L'ELU}$$

$$K = 0.439 \text{ à L'ELS}$$

<b>h</b>	<b>0.75</b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>	<b>2</b>
<b>MP/k</b>	3.4	4.41	6.11	7.45

Pour  $h=2.637$

$$\frac{9.49 - 8.56}{3 - 2.5} = \frac{M_{p/k} - 8.56}{2.637 - 2.5} \rightarrow M_{p/k} = 8.814 \text{ tm}$$

$$M_{pu} = 0.586 * 8.814 = 5.165 \text{ aL'ELU}$$

$$M_{ps} = 0.439 * 8.814 = 3.869 \text{ aL' ELS}$$

- **Combinaison d'action :**

**A l'ELU :**

$$M_U = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_U = 1.35 * 2.745 + 1.6(5.165 + 9.165) = 26.633 \text{ t.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q$$

$$M_{ser} = 2.034 + 1.2(3.869 + 6.874) = 14.925 \text{ t m}$$

**IX.6.1.2 Ferrailage :**

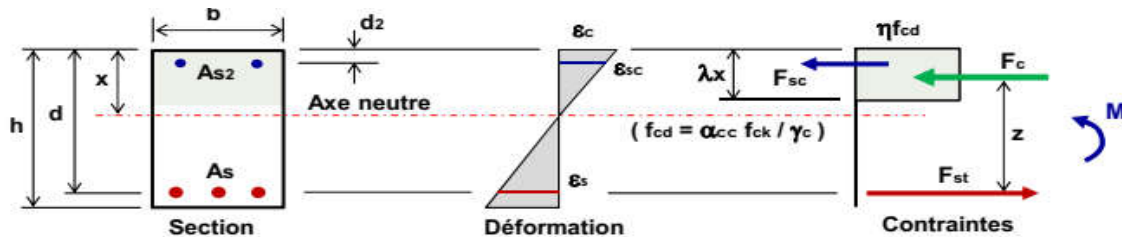
Il sera en considérant des bandes d'un mètre de largeur encastées dans le mur chevronné

$$M_u = 73.406 \text{ t.m/ml}$$

Mser= 14.925 t.m/ml

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable :

• Flexion Design ( avant / horizontale )



$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 0.40\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$

$d = 0.35\text{m}$

$f_{t28} = 20\text{ MPa}$

$d_2 = 0.05\text{m}$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90\text{ MPa}$

$M = 90\text{ KNm}$

HA 500  $f_{yk} = 500\text{ MPa}$

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78\text{ MPa}$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.024$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}); \quad z = 0.342\text{ m}$$

$A_s = 6.05\text{ cm}^2 \rightarrow$  Section d'aciers comprimés nécessaire

b. Vérification de la condition de non fragilité :

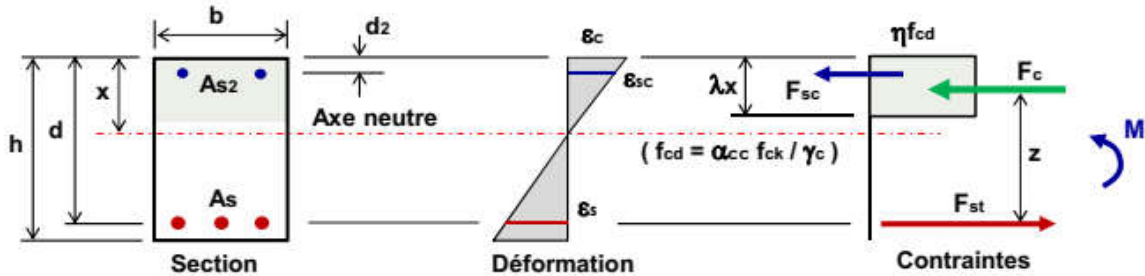
$$A_{s\ min} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 5.27$$

$$A_{s\ min} \geq 0.0013 * b * d > 4.55$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 16/15 A_{s1} = 14.07 \text{ cm}^2 / \text{m} > 6.05 \text{ ok}$

- Flexion Design ( arrière / horizontale )



$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 0.40\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$d = 0.35m f_{t28} = 20 \text{ MPa}$

$d_2 = 0.05\text{m}$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$M = 43 \text{ KNm}$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.012$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 0.346 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 2.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire}$$

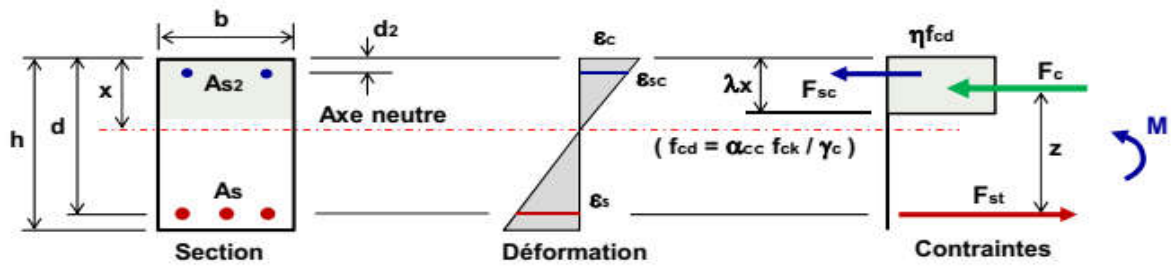
$$A_{s \text{ min}} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 5.27$$

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.0013 * b * d > 4.55$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 16/15 A_{s1} = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{m} > 5.27 \text{ ok}$

• Flexion Design (avant / verticale)



$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 0.40\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$

$d = 0.35m$   $f_{t28} = 20\text{ MPa}$

$d_2 = 0.05\text{m}$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90\text{ MPa}$

$M = 92\text{ KNm}$

HA 500  $f_{yk} = 500\text{ MPa}$

$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78\text{ MPa}$

$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.025$

$As_{min} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 5.27$

$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 0.342\text{ m}$

$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 6.19\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire}$

Armatures choisies :  $\emptyset 16/15 A_{s1} = 14.07\text{ cm}^2 / \text{m} > 6.19\text{ ok}$

• Flexion Design (arrière / verticale)

$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 0.40\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$

$d = 0.35\text{m}$

$f_{t28} = 20\text{ MPa}$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

$$\text{Acier d'armature } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 124 \text{ KNm}$$

$$\text{HA 500 } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} \quad K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.025$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 5.27$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 4.55$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 0.339 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 8.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire}$$

Armatures choisies :

$$\text{Armatures principales : } \emptyset 20/15 \quad A_{s1} = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{m} > 8.41 \quad \text{ok}$$

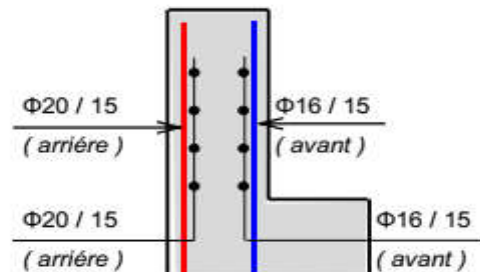


Figure 3: ferrailage de mur GG

### IX.6.2 Calcul ferrailage du corbeau:

- Flexion Design (bas)

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 0.30\text{m}$$

$$\text{béton : RN30 } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$d = 0.26 m f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.04\text{m}$$

$$\text{Acier d'armature } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 90.92 \text{ KNm}$$

$$\text{HA 500 } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.044$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 3.96$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 3.42$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 0.252 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 8.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire: } 8.28$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 16/15 A_{s1} = 14.07 \text{ cm}^2 / \text{m} > 8.28$  ok

- **Barre de fixation**

$$a = 35 \text{ cm}; \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$V = 73 \text{ KN}; \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$Z_s = (\gamma * P * a / 0.8h) \geq (\gamma * P / 1.60)$$

Charge verticale P= 73 KN

$$\gamma * P = 1.00 * 73 = 73 \text{ KN}$$

$$Z_s = 79.84 \text{ KN} > \geq (\gamma * P / 1.60) = 45.36 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

$$A_s = Z_s / \left(\frac{500}{1.15}\right) = 183.64 \text{ mm}^2$$

$$A_v = \gamma * P / \left(\frac{500}{1.15}\right) = 167.90 \text{ mm}^2$$

$$\sum A_s = 3 \text{ } 5154 \text{ mm}^2$$

Ferrailage sélectionnés :

$$\emptyset 16/30 A_{s1} = 6.03 \text{ cm}^2 / \text{m} > 3.52 \text{ ok}$$

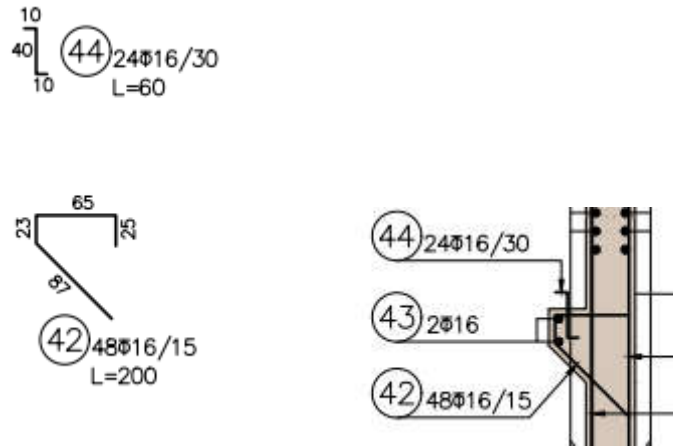


Figure 4 : Ferrailage du corbeau

IX.6.3 Ferrailage du mur en retour

- Flexion Design (avant / horizontale)

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.20\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.15m f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$$M = 59 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.001$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 17.32$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 14.95$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.148 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M}{f_{yd} * z} = 1.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 17.32$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 20/15 A_{s1} = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{m} > 17.32$  ok

- **Flexion Design (arrière / horizontale)**

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.20\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.15\text{m} f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$$M = 169 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.004$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 17.32$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 14.95$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.146 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M}{f_{yd} * z} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 17.32$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 17.32$  ok

- **Flexion Design (avant / verticale)**

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.20\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ 

$$d = 1.15\text{m} \quad f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$ 

$$M = 111 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ 

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} \quad f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.004$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 17.32$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 14.95$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.147 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 2.23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 17.32$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 \quad A_{s1} = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{m} > 17.32 \quad \text{ok}$ 

- Flexion Design ( arrière / verticale )

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.20\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ 

$$d = 1.15\text{m} \quad f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$ 

$$M = 169 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.004$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 17.32$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 14.95$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.146 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 3.39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 17.32$$

**Armatures choisies :**

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 17.32$  ok

#### IX.6.4 Calcul du ferrailage du mur frontal

- Flexion Design ( avant / horizontale )

$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 1.80\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$d = 1.75\text{m}$   $f_{t28} = 20 \text{ MPa}$

$d_2 = 0.05\text{m}$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$M = 402 \text{ KNm}$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.004$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 26.36$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 22.75$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.743 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 5.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 26.36$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 26.36$  ok

- **Flexion Design ( arrière / horizontale )**

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.80\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.75\text{m} f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$$M = 90 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.001$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 26.36$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 22.75$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.748 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 1.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 26.36$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 26.36$  ok

- **Flexion Design ( avant / verticale )**

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.80\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.75\text{m} f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

$$\text{Acier d'armature : } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 280 \text{ KNm}$$

$$\text{HA 500 } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} \quad f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.003$$

$$A_s \text{ min} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 26.36$$

$$A_s \text{ min} \geq 0.0013 * b * d > 22.75$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.745 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 3.69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 26.36$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 26.36$  ok

- **Flexion Design ( arrière / verticale )**

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 1.80\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.75\text{m} \quad f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

$$\text{Acier d'armature : } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 557 \text{ KNm}$$

$$\text{HA 500 } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.003$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 26.36$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 22.75$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.741 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 7.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 26.36$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 26.36 \quad \text{ok}$

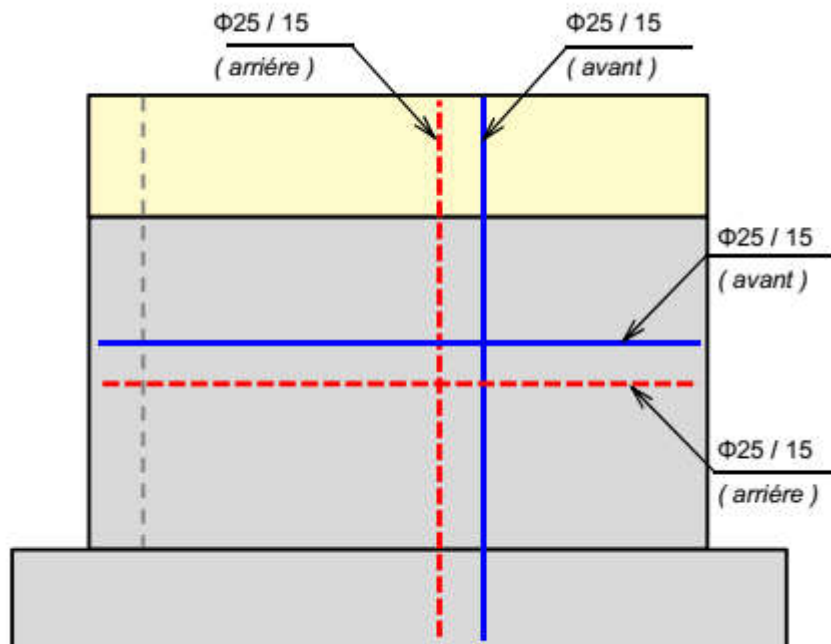


Figure 5: Ferrailage du mur en retour

### IX.6.5 Calcul du ferrailage des fondations

- Flexion Design ( bas / direction x-x )

$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 2.0\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.90 m f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Acier d'armature : } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 791 \text{ KNm}$$

$$\text{HA 500 } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa} \quad K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.007$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 28.62$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 24.70$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.888 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 9.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 26.36$$

#### Armatures choisies :

$$\text{Armatures principales : } \emptyset 25/15 A_{s1} = 34.36 \text{ cm}^2 / \text{m} > 28.62 \quad \text{ok}$$

- Flexion Design ( haut / direction x-x )

$$b = 1.00 \text{ m}$$

Matériaux :

$$h = 2.0 \text{ m}$$

$$\text{béton : RN30 } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$d = 1.95 m f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Acier d'armature : } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 585 \text{ KNm}$$

$$\text{HA 500 } f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.005$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 29.37$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 25.35$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.941 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 6.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : 29.37}$$

**Armatures choisies :**

**Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 3 \text{ 43 } 6 \text{ cm}^2 / \text{ m} > 29.37 \quad \text{ok}$**

- **Flexion Design ( bas / direction y-y )**

$$b = 1.00 \text{ m}$$

Matériaux :

$$h = 2.0 \text{ m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$d = 1.90 \text{ m } f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.10 \text{ m}$$

Acier d'armature :  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$$M = 841 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.008$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 28.62$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 24.70$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.887 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 10.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : 28.62}$$

**Armatures choisies :**

**Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 3 \text{ 43 } 6 \text{ cm}^2 / \text{ m} > 28.62 \quad \text{ok}$**

- Flexion Design ( haut / direction y-y )

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 2.0\text{m}$$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ 

$$d = 1.90\text{m} \quad f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.05\text{m}$$

Acier d'armature :  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$ 

$$M = 327 \text{ KNm}$$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ 

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.003$$

$$A_{smin} \geq 0.26 f_{t28} * b * \frac{d}{f_{yk}} > 29.37$$

$$A_{smin} \geq 0.0013 * b * d > 25.35$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5}) = 1.945 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z} = 3.87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire : } 29.37$$

Armatures choisies :

Armatures principales :  $\emptyset 25/15 A_{s1} = 3 \text{ } 43 \text{ cm}^2 / \text{m} > 29.37 \text{ ok}$



### X.1 Définition :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

### X.2 Structure des appuis :

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) et elles sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

#### X.2.1 Une superstructure (où fût) :

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevron, de façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :

- ♦ Des appareils d'appuis définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- ♦ Des éventuels appareils d'appui provisoires
- ♦ De niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

### X.2.2 Une fondation:

C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

Pour notre cas on va choisir une pile voile qui repose sur une fondation, cette fondation devra être dimensionnée de façon à assurer le transfert des descentes de charges aux sols. Les caractéristiques sont définies dans le document **SETRA** « Appui des tabliers PP73 1.1.2 conception et choix des piles ».

### X.2.3 Pile de type voile :

Elles sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car ils posent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes). L'hypothèse d'un chevêtre est levée ; la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

## X.3 Pré dimensionnement de la pile :

Notre pile centrale est constituée par un voile vertical reposant sur des fondations profondes (semelle + pieux).

On commence tout d'abord à dimensionner la pile en se basant sur le document donné par l'entreprise **ENGOA**.

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux,

#### **a. Chevêtre :**

- Longueur : 9.2m ;
- Largeur : 3 m;
- Hauteur : 1.6m.

#### **b. voile :**

- Longueur : 3.6 m;
- Largeur : 2 m;
- Hauteur : 4 m.

#### **c. Semelle :**

- Longueur : 9.6 m ;
- Largeur : 8.8 m ;

- Hauteur : 2 m ;
- Béton de propreté : 0,10m.

Ces dimensions sont représentées dans la figure suivante :\*

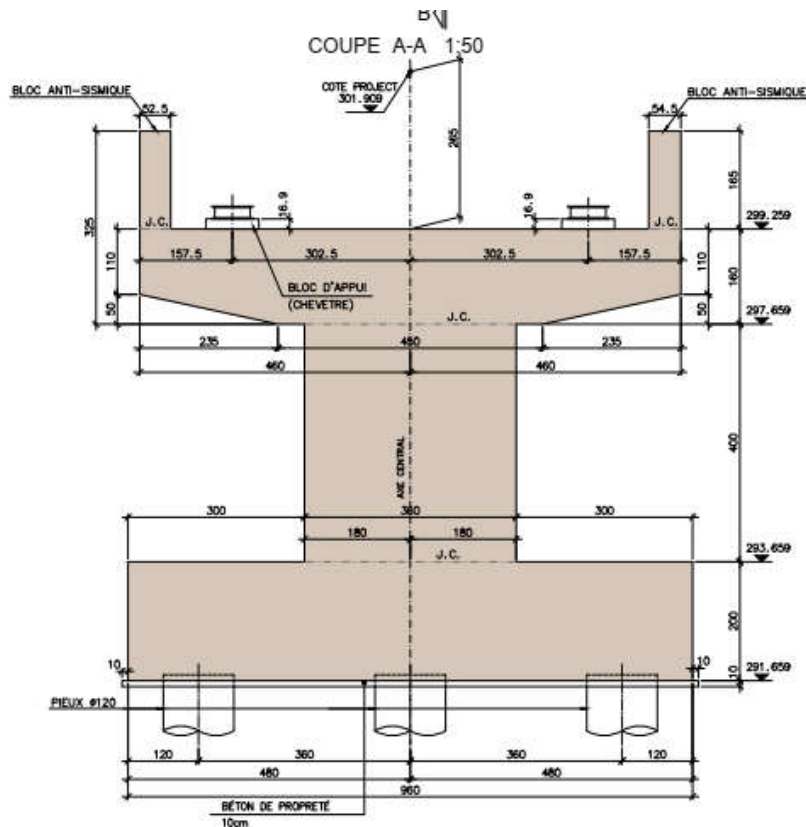


Figure 1: Coupe transversale de la pile

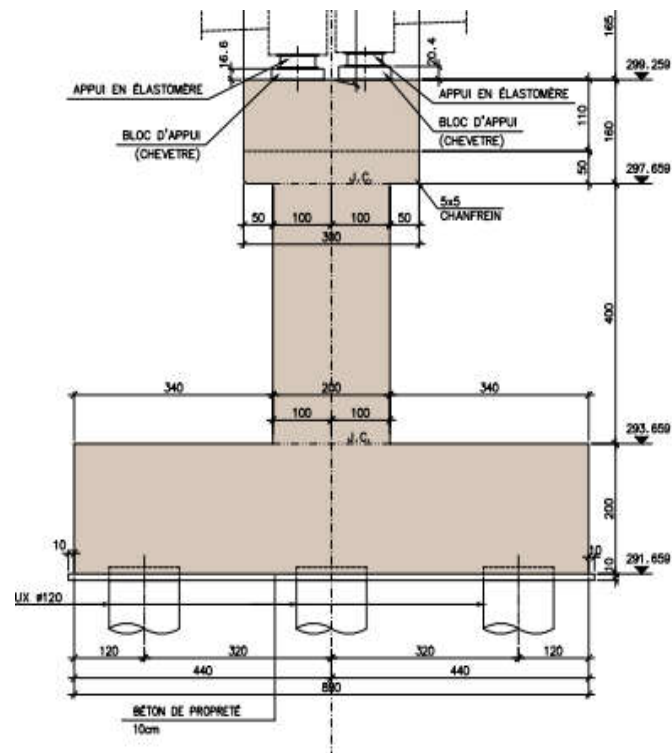


Figure 2 : Coupe longitudinale.

## X.4 Ferrailage du voile :

### X.4.1 Evaluation des charges et surcharges :

#### X.4.1.1 Poids propre de la pile :

$$V = 4 \times 2 \times 3.6 = 28.8 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 28.8 \times 2.5 = 72 \text{ t}$$

- Charge verticale : chevêtre + pile = 24.375 + 72 = 96.375 t
- Charge du vent :  $W = 0.2 \text{ t/m}^2$
- Efforts transmis par la surcharge D240 :

$$p_{D240} = 12.9 \text{ t/ml}$$

$$p_{D240}/poutre = \frac{R}{n} * 4 K_{\alpha max}$$

$$R_{D240} = \frac{(1 + 0.7265) * 9.3 * 12.9}{2} = 206.7 \text{ t}$$

$$P_{D240} = \frac{206.7}{7} * 1.34 = 39.56 \text{ t/poutre}$$

$$G = PP \text{ tablier} + PP \text{ pile} + PP D_{240} = 822.3 + 1488.26 + 39.56$$

$$G = 2350.12 \text{ t}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$\text{Charge horizontale : force de freinage : } F_F = 0.3 \text{ t}$$

#### X.4.1.2 Evaluation des surcharges sismiques :

Ey : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.

$$E_y = \pm 0.20 G = \pm 164.46 \text{ t}$$

Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

$$E_x = \pm 0.14 G = \pm 115.122 \text{ t}$$

#### X.4.1.3 Les combinaisons :

État Limite de Service E.L.S :  $GP + G_{tab} + W + FF$

État Limite Ultime E.L.U:  $1,35(GP + G_{tab}) + 1,5(W+FF)$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable

Tableau 1 : valeurs des charges et surcharges aux états limites

	Poids du tablier : PG (MN)	8.223
	Poids du chevêtre : Pc (MN/ml)	0.72
	Poids de surcharges : PD240 (MN/ml)	0.3956
<b>ELU</b>	Pu = 1.35 Gc (MN/ml)	0.972
	Gu = 1.35 (PG+ PD240 ) (MN)	11.63511
<b>ELS</b>	Pser= PG+ PD240 (MN)	8.6186
	Gser =Gc (MN/ml)	0.72

#### X.4.1.4 Ferrailage à la flexion compose :

##### X.4.1.4.1 Sollicitation de calcul :

**ELU :**

$$M_u = 232.5 \text{ t.m}$$

$$N_u = 3179.412 \text{ t}$$

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

$$e_1 = \frac{232.5}{3179.412} = 0.073 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4 = 2.8 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{2.8}{1} = 2.8 < \max \left\{ 15; \frac{20 \times e_1}{h} \right\} = 15$$

- $h$  : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Donc :

On va calculer avec la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre on introduisant l'excentricité totale :  $e = e_1 + e_2 + e_a$

- $e_1 = \frac{M}{N}$

$$e_1 = \frac{232.5}{3179.412} = 0.073 \text{ m}$$

- Calcul de  $e_a$  :

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\{2\text{cm}; 1.6\text{ cm}\} = 2\text{ cm} = 0.02\text{m}$$

- Calcul  $e_{e2}$  :

$$e_2 = 3 \times \frac{I_f^2}{10^4 * h} \times (2 + \alpha + \varphi) = 3 \times \frac{2.8^2}{10^4 \times 1} \times (2 + 0.66 + 2) = 0.078\text{ m}$$

Ou :

- $I_f$  : Longueur de flambement
- $h$  : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- $\alpha$  : Moment de premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanente divisé par le moment total du 1er ordre (avant application des coefficients de pondération)
- $\Phi = 2$ , rapport de la déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.02 + 0.073 + 0.078 = 0.171\text{ m}$$

$$M_u = N \times e = 537.94\text{ t.m}$$

Donc ferrailage du voile à l'état limite ultime avec :

$$N_u = 3179.412\text{ t}$$

$$M_u = 537.94\text{ t.m}$$

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 2.22\text{ MPa}$$

$$f_e = 400\text{ MPa}$$

$$b = 3\text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.8\text{ m} = 72\text{ cm}$$

Donc :

$$A_{min} = 51,69\text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{ HA } 32$$

Ferrailage horizontal :

La section d'armature transversale à mettre en place est au moins égale à 0,05% de la section verticale de béton

$$A_{sH} = 0.05\% \times h_p \times E = 0.05 * 6.57 * 0.90 = 29.56 m$$

Soit la section d'armature : **6 HA 25**

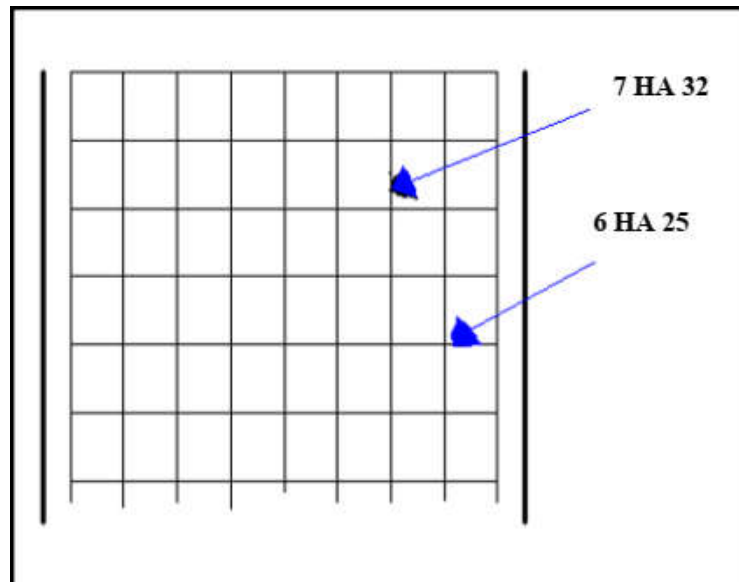
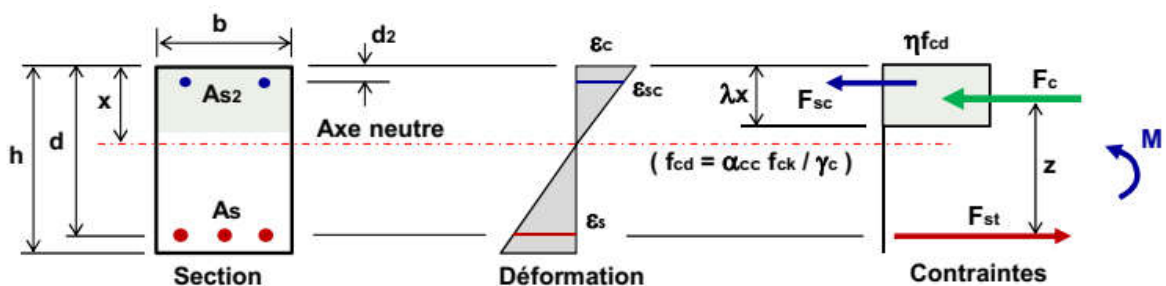


Figure 3: Ferrailage du voile de pile

### X.5 Etude et ferrailage de la semelle

#### X.5.1 Flexion Design (bas / direction x-x)



$b = 1.00m$

Matériaux :

$h = 2.00m$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 MPa$

$d = 1.90m$   $f_{t28} = 20 MPa$

$d_2 = 0.1m$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 MPa$

$$M = 1.074 \text{ KNm}$$

$$\text{HA } 500 f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z}$$

$$z = \left(\frac{d}{2}\right) (1 + (1 - 3.53K)^{0.5})$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.01$$

$$z = 1.883 \text{ m}$$

$$A_s = 13.12 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire } 28.62$$

Armatures choisies :

$$\text{Armature principales : } \quad \emptyset 25/15 \quad A_{s1} = 34.36 > 28.62 \text{ cm}^2$$

### X.5.2 Flexion Design ( bas / direction y-y )

$$b = 1.00\text{m}$$

Matériaux :

$$h = 2.00\text{m}$$

$$\text{béton : RN30 } f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$d = 1.90\text{m } f_{t28} = 20 \text{ MPa}$$

$$d_2 = 0.1\text{m}$$

$$\text{Acier d'armature } f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$M = 1.059 \text{ KNm}$$

$$\text{HA } 500 f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.01$$

$$z = 1.883 \text{ m}$$

$$A_s = 12.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Section d'aciers comprimés nécessaire } 28.62$$

Armatures choisies :

Armature principales :  $\varnothing 25/15 \quad A_{s1} = 34.36 > 28.62 \text{ cm}^2$

X.5.3 Flexion Design (haut / direction y-y)

$b = 1.00\text{m}$

Matériaux :

$h = 2.00\text{m}$

béton : RN30  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$d = 1.95\text{m}$   $f_{t28} = 20 \text{ MPa}$

$d_2 = 0.050\text{m}$

Acier d'armature  $f_{ctm} = 0.3 * f_{c28}^{2/3} = 2.90 \text{ MPa}$

$M = 471 \text{ KNm}$

HA 500  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M}{f_{ck}} * b * d^2 = 0.004$$

$z = 1.943 \text{ m}$

$A_s = 5.58 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Section d'aciers comprimés nécessaire 29.37

Armatures choisies :

Armature principales :  $\varnothing 25/15 \quad A_{s1} = 34.36 > 29.37 \text{ cm}^2$

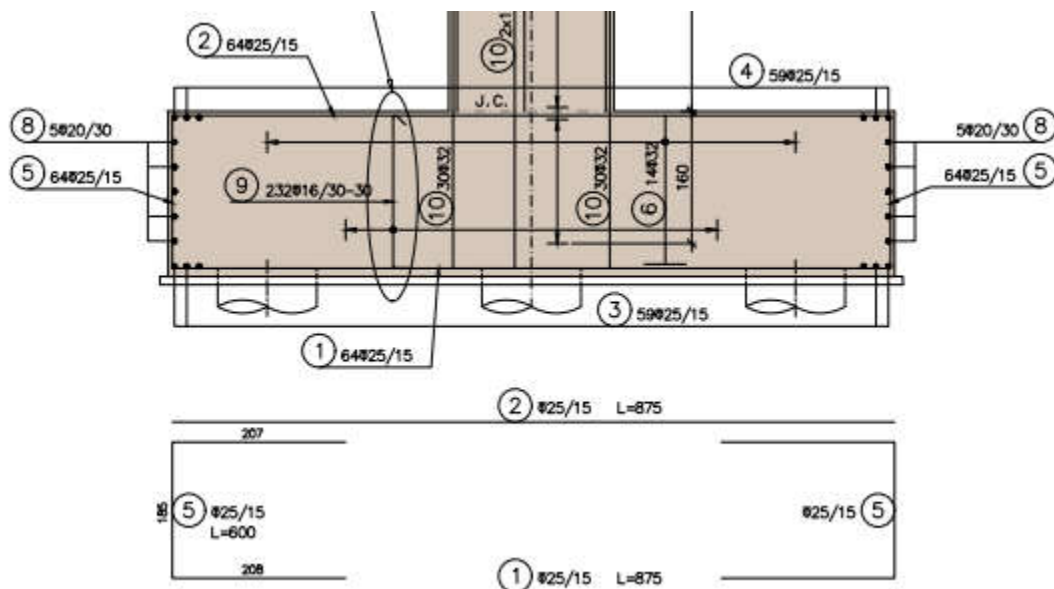


Figure 4 : ferrailage de la semelle d'une pile

## X.6 Etude des pieux :

### X.6.1 Introduction :

Vu l'importance des efforts à transmettre au sol en passant par un sol moyen, il faut étudier des fondations profondes sur des pieux forés disposés en fils symétriques pour atteindre le substratum résistant.

### X.6.2 Calcul de la capacité portante du sol :

La capacité portante est évaluée à partir des résultats des essais de laboratoires à l'aide de la relation suivante :

$$Q = \frac{Q_n}{A}$$

Avec :

- $Q$  : Charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol
- $A$  : Section du pieu égale à  $\frac{\pi}{4} x d^2$  ;  $d =$

La charge admissible  $Q_n$  dépend à la fois de la résistance de pointe et du frottement latéral tout au long du pieu et s'exprime par la relation :

$$Q_n = A x \left[ \frac{Q_p}{F_1} + \frac{Q_f}{F_2} \right]$$

Avec :

- $Q_p$  : Résistance de pointe à la rupture
- $Q_f$  : Frottement latéral mobilisable le long du pieu
- $F_1$  : Coefficient de sécurité sur le terme pointe ( $F_1=3$ )
- $F_2$  : Coefficient de sécurité sur le terme frottement latéral ( $F_2=2$ )

### X.6.3 Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier :  $L \geq 0.75 (2d)$  avec  $d =$  diamètre de pieu  $= 1,20m$ . et  $L$  : l'entraxe.

$$L = 3.20m$$

$$L \geq 0.75(2d) \rightarrow 3.2 > 1.8(m) \text{ vérifié}$$

## X.6.4 Groupes de pieux :

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et se voisinage diminue leur force portante. Pour cela un coefficient correcteur ( $f$ ) permet le calcul de la force portante de l'un Des pieux du groupe.

$$f = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{Mmn} [m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)\sqrt{2}]$$

Avec :

- $f$ : Coefficient d'efficacité
- $m$ : Le nombre de rangées
- $n$ : Le nombre de pieux dans chaque rangée
- $L$ : L'entraxe des pieux.
- $B$ : est le diamètre de pieu.
- $m = 3$  ;  $B=1.2$
- $n = 3 \rightarrow f = 0.76$

## X.6.5 Calcul de la capacité portante des pieux :

La résistance à l'enfoncement d'un pieu se fait par deux mécanismes différents :

- Le mécanisme de frottement latéral.
- Le mécanisme de mobilisation de pressions en pointe.

## X.6.5.1 Frottement latéral :

$$Q_f = [\alpha \times \sigma \times m_i + \beta C_i] \pi \times d \times D_i$$

Avec :

- $C_i$  : Cohésion de chaque couche
- $D_i$ : l'épaisseur de la couche de sol.
- $d$ : Diamètre du pieu.

## X.6.5.2 Résistance de point :

$$Q_p = \pi \times \frac{d^2}{4} [\gamma N_q D + 1.2C \times N_c]$$

Avec :

- $N_q, N_c$ : Facteur de capacité portante.

### X.6.6 ferrailage des pieux :

On ferraille le pieu le plus sollicité, on considère qu'il est articulé au sol et encastre dans la semelle et généralement le ferrailage des pieux se fait dans la plus part des cas en compression simple.

- Etat limite de stabilité de forme :

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 21 = 14.7\text{m}$$

- Elancement

$$= \frac{4 \times 14.7}{1.2} = 49 < 50$$

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \frac{49}{35} \times \frac{49}{35}} = 0.544$$

On calcule :

$$B' = \frac{\pi}{4} (d - 0.02)^2 = 0.915 \text{ m}^2$$

$$A_s = \frac{1.15}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{1.35} \right]$$

Donc :

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 16\emptyset 10$$

- **Armatures transversales :**

Si la force axiale normalisée dépasse  $\eta_K = N_{ed}/A_c \times f_{ck} > 0.08$  le confinement de la zone de compression est nécessaire.

$$\eta_K = 0.0892 > 0.08$$

$$W_{wd} = \rho_w \times f_{yd}/f_{cd}$$

Où :

- $\rho_w$  : est le rapport de renfort transversal.

$$\rho_w = 4 \times A_{sp} / (S_L \times D_{sp})$$

- $A_{sp}$  : est le domaine de la spirale ou cerceau bar
- $S_L$  : est l'espacement des anneaux ou attaches dans la direction longitudinale.

$S_L \leq 6$  le diamètre de la barre longitudinale.  $S_L < 1/5$ . De la plus petite dimension de la couverture de béton = 7.5 cm

- $D_{sp}$  : est le diamètre de la spirale ou cerceau bar.

$$A_{sw} = 1.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \emptyset 16/7.5$$

Les ferrailages transversaux des pieux sont utilisés comme  $\emptyset 16/7.5$

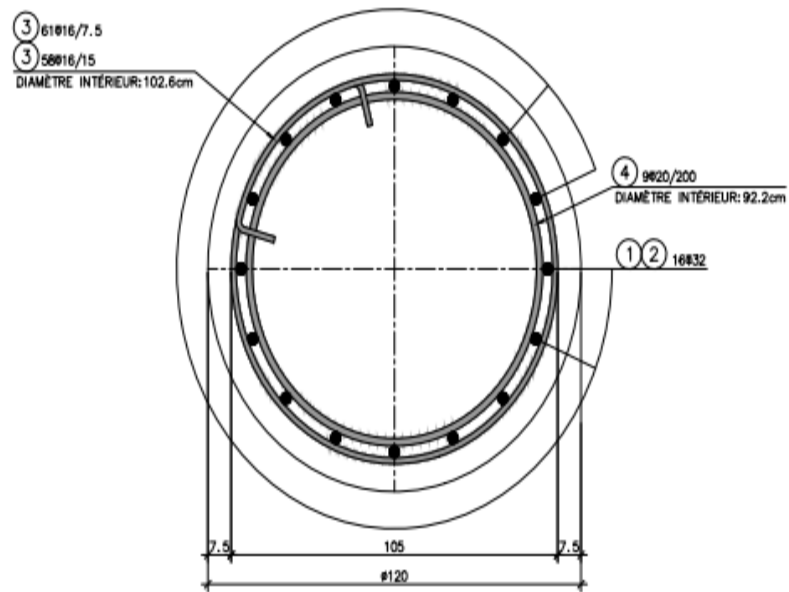


Figure 5: Schéma de ferrailage des pieux

## Conclusion Générale

---

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens, ainsi qu'une bonne connaissance et la maîtrise de domaine d'emploi différents types de structures, différents types d'exécution, les bases de dimensionnement et les logiciels de calcul.

Cette étude nous a permis d'approfondir et de compléter les connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'UMMTO. Elle nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi l'application de tous les règlements (B.P.E.L et B.A.E.L ...etc.) et d'acquérir une certaine maîtrise du logiciel Robot millénium à fin de mener à terme ce modeste travail.

Nous espérons avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

Enfin, nous espérons que les connaissances acquises lors de ce mémoire nous permettront d'affronter la vie active avec courage et sincérité.

## Bibliographie

- **Document de SETRA : ponts en BP construits par encorbellements successifs, juin 2003**
- **Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO.** " Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (**Edition 2006**) ;
- **Document technique règlementaire :** "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (**Edition 2008**) ;
- **Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER.** "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (**Edition 1992**) ;
- **Le fascicule n° 61 titre II du CPC :** "Programme de charges et épreuves des ponts-routes"(**Edition 1971**) ;
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section I du CCTG :**"Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la Méthode des états limites-**BPEL91 révisé 99**" (**Avril 1999**) ;
- **Le fascicule n° 62 titre I - Section II du CCTG :**"Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites-**BPEL91 révisé 99**" (**Avril 1999**) ;
- **Le fascicule n° 62 titre V du CCTG :** "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil " (**Septembre 1993**) ;
- **Projet et construction des ponts : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX.** "*Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée*" (**Edition 1994**) ;
- **Projet et construction des ponts : J.A CALGARO.** "Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (**Edition 2000**) ;
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN,** (**Edition 2000**) ;
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;**

## Sites Internet :

- [www.setra.fr](http://www.setra.fr)
- [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

## Cours :

- Cours béton précontraint, master I et master II. (2018/2019 et 2019/2020)
- Cours de pont, master I. (2018/2019)
- Cours de mécanique des sols, master I. (2019/2019)

## Logiciels :

- AutoCAD 2009 et 2014, pour les dessins.
- Robot Structural Analyses 2010 et 2015 (Conception)

## Mémoires :

« Étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : Mr : **BELLIR Abdenour** et **RAHNI Ali**.
- encadré par : Mr : **ADJRAD AREZKI**.
- promotion 2005/2006 à L'UMMTO.

« Étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : Mr : **MOUMOU Marzouk**.
- encadré par : Mr : **OUGUEMAT Ali**
- promotion : 2013 à L'UMMTO.

« Étude d'un pont route à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : M<sup>elle</sup> : **KHAFFACHE Rania** et **AIT DAHMANE Katia**.
- encadré par : Mr : **ADJRAD AREZKI**.
- promotion 2016/2017 à L'UMMTO.

« Étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »

- étudier par : Mr : **TACHOUR Massinissa** et **AMIRAT Karima**.
- encadré par : Mr : **KACI**.
- promotion 2014 à L'UMMTO.

