

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



**Université de Mohamed Sadik ben Yahia « Jijel »  
Faculté des Sciences et Technologies  
Département de Génie Civil et Hydraulique**



# **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE**

*En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE*

*Filière : Travaux Publics*

*OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART*

## ***Thème***

***Conception et étude d'un viaduc à poutres  
préfabriquées en béton précontraint par pré-tension***

***situé au PK 56.6 de la pénétrante Djen-Djen-EL***

***Eulma (W Sétif)***

**Réalisé par :**

- Amiri Bachir
- Chabbi Messaoud

**Encadreur :**

Mr Messiod Salah

**Promotion 2021**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remercîments*

*Tout d'abord, Nous tenons à remercier Allah, de nous avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.*

*Nous tenons a remercié Mr MESSIOUD Salah notre encadreur pour son aide et sa patience le long de cette période, nous voudrions aussi exprimer nos vifs remerciements à Mr LAOUCHE Mohammed pour sa sollicitude, disponibilité et ces précieux conseils.*

*Nos remerciements s'adressent aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.*

*Nos remerciement vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement et surtout nos amis Lokman et Soumia.*

**Merci Beaucoup**



**A mes chers parents,**

Pour tous leurs sacrifices, leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chers sœurs, ..., pour leur appui et leur encouragement,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux, et le fruit de votre soutien,

Merci d'être toujours là pour moi.

**Bachir**



**Je dédie ce modeste travail**

**A mes très chers parents,**

**A mes chers frères et mes sœurs, A toute ma  
famille,**

**A tous mes amis.**

*Messaoud*

# RÉSUMÉ

---

Ce mémoire s'intéresse sur l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint, dans le cadre de la réalisation de la liaison Autoroutière reliant le Port Djen-Djen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma Sur 110 KM.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, est de réaliser l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier (V-56.6) à poutre préfabriquées en béton précontraint par pré-tension, qui relie le point kilométrique PK 56+549 avec PK 56+867 d'une longueur totale de 288 mètres, implante dans la section de la wilaya de Sétif, dans la région de Minar Zarza, celle-ci est limitée par Djimla au Nord, Tassadane Haddada à l'Ouest la commune intermédiaire entre les wilayas de Jijel, Mila et Sétif et Rouached au sud.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professional, ensuite les résultats obtenus ont été traduits par des graphiques représentant les ferraillements adéquats des différents éléments composants de la structure.

**Mots clés :** pont, béton précontrainte, pré-tension, modélisation, logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professional.

# Abstract

---

This thesis focuses on the study of a bridge with pre-stressed concrete beams, as part of the construction of the motorway link connecting the Port Djen-Djen to the East-West motorway at El Eulma Sur 110KM. The main objective of our end of study project is to carry out the study and design of a motorway viaduct (V-56.6) with pre-stressed concrete beams, which connects the kilometer point PK 56 +549 with PK 56 + 867 full length of 288 meters, located in the section of the wilaya of Sétif, in the region of Minar Zarza, it is bounded by Djimla in the North, Tassadane Haddada in the West the intermediate municipality between the wilayas of Jijel, Mila and Sétif and Rouached to the south.

The objective of this Project is to design a bridge that crosses the valley and replaces the existing structure. Indeed, a detailed study has been carried out on the behavior of the various components of this bridge according to the multiple requests: permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads, and accidental actions.

Numerical modelling and analysis processing was performed using the Autodesk ROBOT structural analysis Professional software, then the results obtained were translated by graphics representing the appropriate reinforcement of the various components of the structure.

**Key words :** bridge, prestressed concrete, Pre-tension, modeling, logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professional.

# ملخص

---

تركز هذه الأطروحة على دراسة جسر طريق به عوارض خرسانية سابقة الإجهاد ، كجزء من بناء رابط الطريق السريع الذي يربط بين ميناء جن جن والطريق السريع شرق-غرب بمسافة تقدر 110.

الهدف الرئيسي لمشروع نهاية الدراسة لدينا هو إجراء دراسة وتصميم جسر طريق سريع مع عوارض خرسانية (V-56.6) مكتمل الطول مسبقة الشد تبلغ مساحتها 288 مترًا ، والتي تربط نقطة الكيلومتر 867 + 56 PK مع 549 + 56 PK

أنشئت في قسم ولاية سطيف في منطقة مينار زرزة ، تحدها جيملة من الشمال ، وتساوين حدادا من الغرب ، والبلدية الوسيطة بين ولايات جيجل وميلة وسطيف والرواشد من الجنوب.

تم تنفيذ النمذجة و معالجة التحليل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT للتحليل الهيكلي المحترف

الكلمات الرئيسية: الجسر ، الخرسانة سابقة الإجهاد ، الشد المسبق ، النمذجة ، برنامج Autodesk ROBOT للتحليل الإنشائي ،



---

# Sommaire

Introduction Générale .....	1
-----------------------------	---

## Chapitre I

---

### Présentation et Conception de l'ouvrage.

I.1 Introduction .....	5
I.2 But de l'étude .....	5
I.3 Présentation de projet .....	5
I.3.1 Position de l'ouvrage .....	5
I.3.2 Description de l'ouvrage .....	6
I.3.2.1 Portée .....	6
I.3.2.2 Tablier .....	6
I.3.2.3 Poutraison .....	7
I.3.2.4 Appuis .....	7
I.4 Conception de l'ouvrage .....	8
I.4.1 Données fonctionnelles .....	8
I.4.1.1 Tracé en plan .....	8
I.4.1.2 Profil en travers .....	9
I.4.1.3 Profil en long .....	10
I.4.2 Données naturelles .....	10
I.4.2.1 Données géotechniques et géologiques .....	10
I.4.2.2 Données sismologiques .....	21
I.4.2.3 Données climatiques .....	21
I.4.2.4 Données topographiques .....	24
I.5 Élaboration des variantes .....	25

I.5.1 Choix du type d'ouvrage .....	26
I.5.2 Données relatives à l'obstacle franchi .....	26
I.5.3 Choix de la conception de l'ouvrage .....	26
I.5.4 Les variantes présentes .....	27
I.5.4.1 Pont en béton armé .....	28
I.5.4.2 Pont en béton précontraint .....	26
I.5.4.3 Ponts mixte ou métallique .....	29
I.5.4.4 Pont caisson à voussoir construire par encorbellement successif .....	30
I.5.4.5 Variante retenue .....	31

## Chapitre II

### Caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction.....	32
II.2 Béton .....	33
II.2.1 Résistance du béton .....	34
II.2.2 Module de déformation longitudinale.....	36
II.2.3 Module de déformation transversale « G ».....	37
II.2.4 Poids volumique.....	37
II.3 Aciers.....	37
II.3.1 Les aciers passifs .....	38
II.3.2 Les aciers actifs.....	38
II.3.2.1 Catégories d'aciers de précontraint.....	39
II.3.2.2 Caractéristiques mécaniques .....	41
II.4 Les paramètres des câbles de précontraint.....	42
II.5 Conclusion.....	43

## Chapitre III

### Pré dimensionnement de la poutre

III.1 Introduction.....	44
III.2 Caractéristiques géométriques du tablier.....	44
III.2.1 Largeur du tablier .....	44
III.2.2 Longueur des travées .....	44
III.2.3 Les poutres .....	44
III.2.4 La dalle .....	48
III.3 Caractéristiques du pont .....	51
III.3.1 Caractéristiques géométriques des poutres.....	52
III.3.1.1 Définitions .....	52
III.3.1.2 Caractéristiques géométriques des sections.....	53
III.3.1.2.1 Caractéristique géométrique de la poutre seule ....	53
III.3.1.2.2 Caractéristique géométrique de la poutre avec hourdis....	54
III.4 Conclusion.....	56

## Chapitre IV

### Évaluation des charges et surcharges

IV.1 Introduction.....	57
IV.2 Calcul des charges.....	58
IV.2.1 La charge permanente (CP) .....	58
IV.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP) : .....	60
IV.2.3 Le poids total du tablier (d'une travée) .....	63
IV.3 Étude des surcharges .....	63
IV.3.1 Détermination des caractéristiques du pont : .....	63
IV.3.2 Évaluation des surcharges .....	64

IV.4 Les effets horizontaux .....	72
IV.5 Conclusion.....	73

## Chapitre V

### Répartition longitudinale des efforts

V.1 Introduction .....	74
V.2 Calcul des sollicitations dues aux surcharges permanentes.....	74
V.2.1 Les éléments de réduction dus au poids propre .....	74
V.3 Sollicitations dues aux surcharges roulantes .....	76
V.3.1 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges .....	77
V.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges .....	84
V.4 Conclusion .....	88

## Chapitre VI

### Répartition Transversal des efforts

VI.1 Introduction .....	89
VI.2 Choix de la méthode.....	89
VI.3 Principes fondamentaux de la méthode de <b>GUYON MASSONET</b> .....	91
VI.3.1 Paramètre de calcul .....	91
VI.3.2 Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont).....	94
VI.3.3 Paramètre d'entretoisement(caractérise la souplesse de l'entretoisement)...	94
VI.4 Détermination des coefficients de répartition transversale .....	94
VI.4.1 Coefficient de répartition transversale k: .....	94
VI.4.2 Les positions des poutres.....	100
VI.5 Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges.....	103
VI.5.1 Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L).....	103

VI.5.2 Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ( $X=0,25L$ ).....	103
VI.6 Répartition transversale des efforts tranchants.....	104
VI.6.1 Coefficient de répartition transversale $\varepsilon_{\alpha}$ .....	104
VI.6.2 Coefficient de répartition transversale $\overline{\varepsilon_{\alpha}}$ .....	109
VI.6.3 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants réels max due aux surcharges.	113
VI.6.3.1 Tableau récapitulatifs des efforts tranchants réels max à ( $X=0,00L$ ).....	113
VI.6.3.2 Tableau récapitulatifs des efforts tranchants réels max ( $X=0,25L$ ).....	114
VI.7 Calcul des sollicitations maximums.....	114
VI.8 Conclusion.....	117

## Chapitre VII

### Modélisation du tablier

VII.1 Introduction.....	118
VII.2 Présentation de logiciel :.....	118
VII.3 Modélisation.....	120
VII.3.1 Modélisation des sections.....	121
VII.3.2 Modélisation des poutres :.....	109
VII.3.3 Modélisation de la dalle.....	109
VII.4 Définition de différents cas de charge :.....	123
VII.4.1 Charges permanentes ccp :.....	123
VII.4.2 Système de charge A (L) 03 voies chargées.....	123
VII.4.3 Sous système Bc 03 voies chargées :.....	124
VII.4.4 Sous système Bt 02 voies chargées :.....	125
VII.4.5 Système militaire Mc120.....	125
VII.4.6 : Système militaire D240 :.....	126
VII.5 Valeur des moments fléchissant réels par ROBOT.....	126
VII.5.1 : Les combinaisons d'action :.....	126
VII.5.2 : Les valeurs extrêmes du moment par ROBOT:.....	115

VII.5.3 Comparaison entre les résultats de M.G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT.....	116
VII.6 : Conclusion .....	117

## Chapitre VIII

### Étude de la précontrainte

VIII.1 Introduction .....	130
VIII.1.1 Le principe de la précontrainte .....	131
VIII.1.2 Modes de précontrainte .....	131
VIII.1.3 Choix du procédé .....	132
VIII.2 Dimensionnement de la précontrainte .....	133
VIII.2.1 Rappel sur les caractéristiques géométriques de la poutre .....	133
VIII.2.2 L'effort de précontraint minimum (avec hourdis).....	133
VIII.2.3 Calcul du nombre des câbles .....	136
VIII.2.4 Vérification des contraintes à la mise en tension .....	137
VIII.2.4.1 En construction (section sans hourdis) .....	137
VIII.2.4.2 En exploitation (section avec hourdis) .....	138
VIII.2.5 Emplacement des torons .....	138
VIII.2.6 Caractéristiques géométriques de la section.....	140
VIII.2.6.1 Caractéristiques de la poutre de rive sans hourdis.....	140
VIII.2.6.2 Caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis .....	142
VIII.2.6.3 Caractéristiques des sections .....	142
VIII.3 Pertes de la précontrainte .....	143
VIII.3.1 Calcul des pertes .....	144
VIII.3.1.1 Calcul des pertes à la section intermédiaire $X=0,5L$ .....	144
VIII.3.1.2 Calcul des pertes à l'about $X=0,00L$ .....	156
VIII.3.1.3 Calcul des pertes à $X= 0,25L$ .....	161
VIII.4 Vérification des contraintes.....	167
VIII.4.1 Pour la section intermédiaire ( $X=0,5L$ ).....	167

VIII.4.2 Pour la Section D'about ( $X=0,00L$ ) .....	172
VIII.4.3 Pour la Section intermédiaire ( $X=0,25L$ ) .....	174
VIII.5.Calcul Ferrailage passif longitudinal .....	177
VIII.5.1. Armatures longitudinales de peau .....	177
VIII.5.2. Armatures dans la Zone tendue .....	178
VIII.6 Justification à l'ELU. ....	180
VIII.6.1 Principe de la méthode de justification. ....	180
VIII.6.2 Démarche à suivre. ....	181
VIII.6.3 Les sollicitations à l'ELU. ....	181
VIII.6.4 Équations liées à l'hypothèse des sections planes .....	182
VIII.6.5 Équations traduisant le comportement de l'acier. ....	183
VIII.7 Vérification des contraintes tangentielles .....	189
VIII.7.1 Minimum d'armatures transversales. ....	194
VIII.7.2 Justification des armatures transversales .....	195
VIII.7.3 Justification des bielles de compression du béton .....	196
VIII.8 Calculs justificatifs réglementaires en section particulières .....	196
VIII.8.1 Zone d'appuis .....	197
VIII.8.2 Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes. ....	201
VIII.9 Ferrailage de la poutre .....	203

## Chapitre IX

### Étude de la dalle et de l'entretoise d'about

IX.1 Introduction .....	205
IX.2 Ferrailage de l'hourdis .....	205
IX.2.1 Distribution du moment fléchissant sur la dalle .....	206
IX.2.1.1 Distribution du moment fléchissant transversal .....	206
IX.2.1.2 Distribution du moment fléchissant longitudinale .....	207
IX.2.3 Valeurs extrêmes des moments .....	208
IX.2.3.1 Moments transversales .....	209
IX.2.3.2 Moments longitudinales .....	209

IX.3 Étude de la flexion transversale .....	209
IX.3.1 Ferrailage sous la flexion transversale .....	209
IX.4 Étude de la flexion longitudinale .....	213
IX.4.1 Ferrailage sous la flexion longitudinale .....	213
IX.5 Étude de l'entretoise d'about.....	217
IX.5.1 Dimensions de l'entretoise .....	217
IX.5.2 Calcul de l'entretoise .....	218
IX.5.3 Calcul des efforts .....	219
IX.5.4 Emplacement des vérins .....	219
IX.5.5 Calcul des sollicitations .....	219
IX.5.6 Ferrailage de l'entretoise .....	221
IX.5.7 Schéma de Ferrailage .....	226

## Chapitre X

### Calculs des déformations

X.1 Introduction .....	227
X.2 Déformation de la poutre(calcul des flèches) .....	228
X.2.1 Flèche due au poids propre .....	228
X.2.2 Flèche due à la surcharge.....	229
X.2.3 Contre flèche de la précontrainte : .....	230
X.2.4 Flèche de constriction .....	202
X.2.5 Flèche total .....	202
X.2.5.1 En service à vide .....	202
X.2.5.2 En service en charge .....	203
X.3 Calcul des rotations .....	203
X.3.1 Sous le poids propre .....	203
X.3.2 Sous les surcharges .....	203
X.3.3 Sous la précontrainte.....	234
X.4 Rotation résultante .....	234



X.4.1 En service à vide .....	234
X.4.2. En service en charge .....	234
X.5 Calcul des déplacements d'appuis .....	235
X.5.1 Déplacements due à la rotation .....	235
X.5.2 Déplacements due au retrait.....	235
X.5.3 Déplacements due au fluage .....	235
X.5.4.Déplacement du a la variation de la température.....	236
X.5.5 Déplacement total .....	236
X.6 Conclusion .....	236

## Chapitre XI

### Équipements du tablier

XI.1 Introduction .....	237
XI.2 Les appareils d'appui en élastomère fretté : .....	237
XI.3 Dimensionnement des appareil d'appui .....	239
XI.3.1 Aire de l'appareil d'appui.....	241
XI.3.2 Épaisseur nette de l'élastomère .....	241
XI.3.3 Dimensionnement des frettes : .....	241
XI.3.4 Caractéristique de l'appareil d'appui .....	242
XI.3.3 Dimensionnement des frettes : .....	243
XI.4 Les efforts horizontaux en tête des appuis .....	244
XI.4.1 Déformation du a la de température .....	244
XI.4.2 Déplacements due au retrait .....	244
XI.4.3 Déplacements due au fluage.....	244
XI.5 Répartition des efforts sur les appuis .....	244
XI.5.1 Action dynamique (efforts du au freinage) .....	244
XI.5.2 Effort due au vent.....	245
XI.5.3 Effort due au séisme.....	245
XI.6 Vérification des appareils d'appui .....	246

XI.6.1 Calcul des contraintes de cisaillement.....	246
XI.6.1.1 Contrainte due à l'effort normal N.....	246
XI.6.1.2 Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .....	246
XI.6.1.3 Contrainte de cisaillement due à la rotation .....	247
XI.6.1.4 Condition de non soulèvement .....	248
XI.6.1.5 Condition de non glissement .....	248
XI.7 Les dés d'appuis .....	249
XI.7.1 Dimensionnement des dés d'appui .....	249
XI.7.2 Ferrailage de dé d'appui .....	251
XI.7.2.1 Armatures de chaînages .....	251
XI.7.2.2 Armatures de diffusion.....	251
XI.8 Joints de chaussée.....	252
XI.9 Le revêtement du tablier.....	255
XI.10 Dispositifs retenue.....	256

## Chapitre XII

### Étude de la pile

XII.1 Introduction.....	260
XII.2 Choix du type de fondations .....	260
XII.3 Pré dimensionnement de la pile .....	261
XII.3.1 Le fut .....	261
XII.3.2 Le chevêtre .....	262
XII.3.3 La semelle .....	262
XII.3.4 Les pieux.....	266
XII.4 Calcul de la pile.....	266
XII.4.1 Répartition des charges et surcharges .....	266
XII.4.1.1 Charge permanente.....	266
XII.4.1.2 Surcharges.....	266
XII.4.1.3 Tableaux récapitulatifs .....	271

---

XII.5 Les efforts horizontaux .....	272
XII.6 Étude de chevêtre .....	276
XII.6.1 Phénomène d'interférence .....	276
XII.6.2 Calcul des sollicitations .....	277
XII.6.3 Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant .....	277
XII.6.4 Ferrailage du chevêtre.....	279
XII.6.4.1 Calcul des armatures longitudinales.....	279
XII.6.4.2 Les armatures transversales.....	286
XII.6.5 Étude de la torsion du chevêtre.....	286
XII.6.5.1 Calcul de ferrailage de torsion .....	291
XII.6.5.1.1 Armatures longitudinales .....	291
XII.6.5.1.2 Armatures transversales .....	291
XII.6.5.1.3 Schéma de ferrailage.....	292
XII.7 Étude du fût .....	293
XII.7.1 Calcul des sollicitations .....	293
XII.7.2 Calcul des combinaisons :.....	297
XII.7.2.1 Conditions normales .....	258
XII.7.2.2 Conditions sismique.....	299
XII.7.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fût.....	301
XII.7.4 Calcul de ferrailage.....	301
XII.8 Étude de semelle .....	304
XII.8.1 Différent types de fondation .....	304
XII.8.2 Calcul des charges :.....	305
XII.8.3 Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile.....	307
XII.8.4 Calcul des combinaisons et L'effort revenant à chaque pieu.....	307
XII.8.5 Vérification de soulèvement et de tassement des pieux .....	311
XII.8.6 Ferrailage de la semelle.....	311
XII.8.6.1 Les armatures transversales .....	311
XII.8.6.2 Les armatures longitudinales .....	314
XII.8.6.3 Schéma de ferrailage de la semelle.....	315

XII.9 Étude des pieux sous pile .....	316
XII.9.1 Coefficient d'élasticité des pieux .....	316
XII.9.2 Calcul des efforts et déformations le long du fut d'un pieu .....	321
XII.9.3 Ferrailage des pieux .....	323
XII.9.4 Schéma de ferrailage du pieu .....	325
XII.10 Conclusion.....	325

## Chapitre XIII

### Étude de la culée

XIII.1 Introduction .....	326
XIII.2 Dimensionnement des éléments de la culée : .....	328
XIII.2.1 Le sommier d'appui : .....	328
XIII.2.2 Le mur garde grève : .....	329
XIII.2.3 Le corbeau : .....	329
XIII.2.4 Le mur frontal : .....	330
XIII.2.5 Le mur en retour : .....	330
XIII.2.6 La dalle de transition : .....	330
XIII.2.7 La fondation : .....	331
XIII.3 Charges appliquées sur la culée .....	332
XIII.3.1 Vérification de la stabilité de la culée.....	332
XIII.3.2 Détermination du centre de gravité des éléments de la culée .....	334
XIII. 3.3 Calcul des sollicitations .....	335
XIII. 3.4 Poussée dues aux terres et surcharges .....	337
XIII. 3.5 Calcul des efforts dus au tablier.....	338
XIII.4 Étude et ferrailage des éléments de la culée .....	341
XIII.4.1 Mur garde grève.....	341
XIII.4.1.1 Évaluation ses efforts.....	341
XIII.4.1.2 Combinaison des moments .....	344
XIII.4.1.3 Calcul des armatures.....	344
XIII.4.2 Dalle de transition .....	346

---

XIII.4.2.1 Évaluation des efforts .....	346
XIII.4.2.2 Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant .....	347
XIII.4.2.3 Ferrailage de la dalle de transition .....	349
XIII.4.3 Le corbeau .....	353
XIII.4.3.1 Les réactions .....	353
XIII.4.3.2 Moment d'encastrement .....	353
XIII.4.3.3 Ferrailage du corbeau .....	354
XIII.4.3.4 Schéma de ferrailage du corbeau.....	355
XIII.4.4 Mur en retour .....	356
XIII.4.4.1 Étude des sollicitations .....	357
XIII.4.4.2 Calcul des armatures .....	359
XIII.4.4.3 Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) .....	365
XIII.4.4.4 Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive) .....	366
XIII.4.5 Mur frontal .....	368
XIII.4.5.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal .....	368
XIII.4.5.2 Calcul des sollicitations .....	369
XIII.4.5.2.1 Sollicitations sur le mur frontal .....	369
XIII.4.5.2.2 Sollicitations dues aux terres et la surcharge .....	371
XIII.4.5.3 Calcul du Ferrailage.....	374
XIII.4.5.4 Ferrailage du mur frontal.....	377
XIII.5 Étude de la semelle .....	377
XIII.5.1 Évaluation des efforts .....	377
XIII.5.2 Calcul des combinaisons : .....	382
XIII.5.3 Calcul du ferrailage de la semelle .....	384
XIII.5.4 Schéma de ferrailage de la semelle.....	384
XIII.6. Étude et ferrailage des pieux sous culée : .....	386
XIII .6.1 Schéma de Ferrailage du pieu.....	387
Conclusion Générale .....	389

---

# Listes des figures

## Chapitre I

---

### Présentation et Conception de l'ouvrage

Figure.I.1 : Carte de la position de l'ouvrage.....	6
Figure.I.2 : Tracé en plan.....	8
Figure.I.3 : Coupe transversale.....	9
Figure.I.4 : Profil en long .....	10
Figure.I.5 : Sondage (S-OA24-1). .....	15
Figure.I.6 : Sondage (S-OA24-3). .....	16
Figure.I.7 : Sondage (S-OA24-4) .....	17
Figure.I.8 : Les résultats de la compression simple(S-OA24-4). .....	18
Figure.I.9 : Les résultats de la compression simple(S-OA24-1). .....	18
Figure.I.10 : Carte de zonage sismique de l'Algérie. ....	21
Figure.I.11 : Précipitations annuelles .....	22
Figure.I.12 : Températures annuelles .....	24
Figure.I.13 : Vue de proche .....	25

## Chapitre II

---

### Caractéristiques des matériaux

Figure.II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	35
Figure.II.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	36
Figure.II.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.....	42

## Chapitre III

### Pré dimensionnement de la poutre

Figure.III.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	44
Figure.III.2 : Coupe transversale sur le tablier à poutres en BP .....	51
Figure.III.3: Les caractéristiques brutes de la poutre .....	52
Figure.III.4 : Détail de la poutre .....	53
Figure.III.5 : Section de hourdis revenant à une poutre Intermédiaire.....	54
Figure.III.6 : Section de hourdis revenant à une poutre de rive .....	54
Figure.III.7 : Section de la poutre de rive avec hourdis.....	55
Figure.III.8 : Section de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	55

## Chapitre IV

### Évaluation des charges et surcharges

Figure.IV.1 : Coupe transversale du tablier.....	58
Figure.IV.2 : Les dimensions de poutre .....	58
Figure.IV.3 : Coupe transversale de la dalle .....	59
Figure.IV.4 : Coupe transversale de la poutre intermédiaire.....	59
Figure.IV.5 : Coupe transversale de la poutre de rive.....	59
Figure.IV.6 : Détails de l'entretoise .....	60
Figure.IV.7 : Détails du trottoir et corniche .....	62
Figure.IV.8 : Détails de longrine .....	62
Figure.IV.9 : Détails du système $B_c$ .....	66
Figure.IV.10 : Détails du système $B_t$ . .....	68
Figure.IV.11 : Schémas du système Br. ....	70
Figure.IV.12 : Schémas du système Mc120. ....	70
Figure.IV.13 : Schémas du système D240.....	71

## Chapitre VI

### Répartition Transversal des efforts

Figure.VI.1 : Une bande de 1 mètre de la dalle .....	90
Figure.VI.2 : Section médiane courante .....	93
Figure.VI.3 : Section médiane courante .....	93
Figure.VI.4 : Demi-largeur active .....	100

## Chapitre VII

### Modélisation du tablier

Figure.VII.1 : Différents type de structure étudié .....	118
Figure.VII.2 : Fenêtre de l'étude d'une coque.....	119
Figure.VII.3 : Section intremiare.....	121
Figure.VII.4 : Modélisation des poutres.....	121
Figure.VII.5 : Caractéristique de panneau .....	122
Figure.VII.6 : Modélisation des poutres + dalle.....	122
Figure.VII.7 : Charges permanentes ccp .....	123
Figure.VII.8 : Système de charge A(L) 03VC.....	124
Figure.VII.9 : Sous-système Bc 03 VC .....	124
Figure.VII.10 : Sous système Bt 02 tandem.....	125
Figure.VII.11 : Système militaire Mc120.....	125
Figure.VII.12 : Charge exceptionnelle D240 .....	126
Figure.VII.13: Valeurs extrêmes du moment par ROBOT à l'ELU .....	127
Figure.VII.14 : Valeurs extrêmes du moment par ROBOT à l'ELS.....	128
Figure.VII.15: Moment max de la poutre 8 à l'ELU.....	129
Figure.VII.16 : Moment max de la poutre 8 à l'ELS.....	129



## Chapitre VIII

### Étude de la précontrainte

Figure.VIII.1 : Schéma représente l'effet de la précontrainte .....	130
Figure.VIII.2 : Banc de la précontrainte par pré tension .....	130
Figure.VIII.3 : Précontrainte par pré tension.....	132
Figure.VIII.4 : Moment fléchissant sous les charges permanents.....	135
Figure.VIII.5 : Moment fléchissant sous (G+D240) .....	135
Figure.VIII.6 : Disposition des torons .....	140
Figure.VIII.7: Diagramme des contraintes pour $p_1$ .....	171
Figure.VIII.8 : Diagramme des contraintes pour $p_2$ .....	171
Figure.VIII.9 : Diagramme des contraintes normales .....	178
Figure.VIII.10: Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.....	180
Figure.VIII.11 : Diagramme de la contrainte à L'ELU .....	181
Figure.VIII.12 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	183
Figure.VIII.13: Diagramme application au projet : à $x= 0.5L$ (mi travée).....	184
Figure.VIII.14: Schéma représentatif de l'équilibre de la bielle d'about.....	197
Figure.VIII.15 : Rupture de coin inférieur .....	200
Figure.VIII.16 : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation .....	202
Figure.VIII.17 : Ferrailage de la poutre zone d'about.....	204
Figure.VIII.18 : Ferrailage de la poutre zone intermédiaire.....	204

## Chapitre IX

### Étude de la dalle et de l'entretoise d'about

Figure IX.1: Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELU). .....	206
---	-----

Figure IX.2: Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELS) .....	206
Figure IX.3 : Distribution du moment fléchissant longitudinale sur la dalle (ELU).....	207
Figure IX.4 : Distribution du moment fléchissant longitudinale sur la dalle (ELS). .....	207
Figure IX.5 : Valeurs max des moments fléchissant à L'ELU .....	208
Figure IX.6 : Valeurs max des moments fléchissant à L'ELS .....	208
Figure IX.7 : Calcul de la section d'armature tendue sur appui sous la flexion transversale à l'ELU .....	210
Figure IX.8 : Calcul de la section d'armature tendue en travée sous la flexion transversale à l'ELU .....	212
Figure IX.9 : Calcul de la section d'armature tendue sur appui sous la flexion longitudinale à l'ELU .....	214
Figure IX.10 : Calcul de la section d'armature tendue en travée sous la flexion longitudinale à l'ELU .....	215
Figure IX.11 : Schéma de ferrailage de la dalle. ....	217
Figure IX.12: Coupe longitudinale de l'entretoise. ....	217
Figure IX.13 : Coupe transversale de l'entretoise .....	218
Figure IX.14: Détails d'entretoise .....	218
Figure IX.15 : Emplacement des vérins .....	219
Figure IX.16: Diagramme moments fléchissant à l'ELU .....	219
Figure IX.17 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS .....	220
Figure IX.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .....	220
Figure IX.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS .....	221
Figure IX.20 : Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	226

## Chapitre X

### Calculs des déformations

Figure.X.1 : Diagramme des moments dans une poutre.....	231
Figure.X.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte .....	232

## Chapitre XI

### Équipements du tablier

Figure.XI.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	238
Figure.XI.2 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	239
Figure.XI.3 : Appareil d'appuis.....	239
Figure.XI.4 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN.1337-3 .....	240
Figure.XI.5 : Détail de l'appareil d'appuis choisis. (En mm).....	243
Figure.XI.6: Diagramme contraint de cisaillement. ....	246
Figure.XI.7 : Effort de cisaillement max sur l'appareil d'appui.....	247
Figure.XI.8: Dimensionnement de l'appareil d'appuis .....	250
Figure.XI.9 : Dimensions de l'appareil d'appui et de dé d'appui. ....	250
Figure.XI.10: Ferrailage de dés d'appuis .....	252
Figure.XI.11 : Joint de chaussée (type GPE).....	255
Figure.XI.12: Dispositif de retenue (glissière).....	250
Figure.XI.13: Garde- corps H3.....	257
Figure.XI.14 : Une corniche .....	224
Figure.XI.15 : Disposition des avaloirs de diamètre $\varnothing 200\text{mm}$ .....	259

## Chapitre XII

### Étude de la pile

Figure.XII.1 : Vue de face (au-dessus) et vue de profil (à côté) de la pile.....	263
Figure.XII.2 : Coupe transversale P2 .....	264
Figure.XII.3 : Coupe longitudinale P2. ....	273
Figure.XII.4 : Vue en plan de la pile P2.....	265

Figure.XII.5 : Dimension du chevêtre .....	273
Figure.XII.6: Détail Butée .....	274
Figure.XII.7: Vue en plan.....	274
Figure.XII.8 : Charge appliquée à la semelle .....	275
Figure.XII.9 : Phénomène d'interférence .....	276
Figure.XII.10 : La coupe longitudinale de chevêtre .....	278
Figure.XII.11 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU .....	278
Figure.XII.12 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS .....	279
Figure.XII.13 : Diagramme de l'effort tranchant ELU.....	279
Figure.XII.14 : Diagramme de l'effort tranchant ELS .....	279
Figure.XII.15 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) sur appui à l'ELU. .	281
Figure.XII.16 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) sur appui à l'ELS ...	283
Figure.XII.17 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) en travée à l'ELU...	284
Figure.XII.18 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) en travée à l'ELS. ..	285
Figure.XII.19 : L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie.....	287
Figure.XII.20: Section de calcul.....	288
Figure.XII.21 : Moment de torsion sur chevêtre .....	289
Figure.XII.22 : Moment de torsion sur chevêtre .....	289
Figure.XII.23 : Schéma de ferrailage de chevêtre .....	292
Figure.XII.24 : Charge appliquées au fût .....	293
Figure.XII.25 : Réaction du au poids du tablier .....	294
Figure.XII.26 : Réaction du au poids du chevêtre .....	295
Figure.XII.27: La section d'armatures maximale dans le fut à l'ELU ... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	300
Figure.XII.28: Effet de flambement .....	301
Figure.XII.29 : Ferrailage de fût .....	303
Figure.XII.30 : Détail de la semelle.....	304
Figure.XII.31 : Disposition des pieux.....	308
Figure.XII.32 : Schéma représente les paramètres de la méthode des bielles.....	311
Figure.XII.33 : Schéma de ferrailage de la semelle. ....	315

Figure.XII.34: Réaction de sol sur le pieu.....	319
Figure.XII.35 : Calcul de la section d'armature pour pieu de la semelle. ....	324
Figure.XII.36 : Schéma de ferrailage du pieu .....	325

## Chapitre XIII

### Étude de la culée

Figure.XIII.1 : Dimensionnement de la culée C2.....	327
Figure.XIII.2 : Vue en plan de la culée C2.....	328
Figure.XIII.3 : Détails de la dalle de transition. ....	330
Figure.XIII.4 : Plan de disposition des pieux dans les deux semelles de la culée.....	331
Figure.XIII.5 : Coupe transversale de la culée C2.....	332
Figure.XIII.6 : C.D.G des éléments de la culée.....	334
Figure.XIII.7 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur .....	342
Figure XIII.8: Schéma de ferrailage de mur de garde grève .....	346
Figure.XIII.9 : Calcul des armatures de la dalle de transition. ....	350
Figure XIII.10 : Schéma de ferrailage de la dalle de transition.....	352
Figure.XIII.11 : Schéma de Ferrailage du corbeau .....	355
Figure.XIII.12: Ferrailage de mur en retour .....	367
Figure XIII.13 : Schéma de Ferrailage du mur frontal .....	377
Figure.XIII.14 : Schéma de Ferrailage de la semelle. ....	386
Figure.XIII.15 : Schéma de Ferrailage du pieu. ....	388

---

# Listes des tableaux

## Chapitre I

---

### Présentation et Conception de l'ouvrage

Tableau.I.1 : Les coordonnées des sondages.....	12
Tableau.I.2 : Les résultats charge portante nominale .....	15
Tableau.I.3 : Les résultats de l'analyse chimiques.....	15
Tableau.I.4 : Résultats de l'essai préssiométriques au niveau de SP (01) (S-0A25-1).....	19
Tableau.I.5 : Résultats de l'essai préssiométriques au niveau de SP (01) (S-0A25-3).....	19
Tableau.I.6 : Résultats de l'essai préssiométriques au niveau de SP (01) (S-0A25-4).....	20
Tableau.I.7 : Espace de comparaison.....	31

## Chapitre II

---

### Caractéristiques des matériaux

Tableau.II.1 : Sections des files.....	39
Tableau.II.1 : Sections des torons.....	40
Tableau.II.1 : Sections des barres.....	40

## Chapitre III

---

### Pré dimensionnement de la poutre

Tableau.III.1 : Caractéristiques géométrique de la poutre seule (intermédiaire et de rive) .....	54
Tableau.III.2 : Caractéristiques géométrique de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	55

Tableau.III.3 : Caractéristiques géométrique de la poutre de rive avec hourdis .....	56
--	----

## Chapitre IV

### Évaluation des charges et surcharges

Tableau.IV.1 : La classe du pont .....	64
Tableau.IV.2 : Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	65
Tableau.IV.3 : Charge A(L) par voies .....	66
Tableau.IV.4 : Valeurs de coefficient bc .....	67
Tableau.IV.5 : Charges de système Bc par essieu .....	68
Tableau.IV.6 : Valeurs de coefficient bt.....	69
Tableau.IV.7 : Évaluation des surcharges du système Bt.....	69
Tableau.IV.8 : Charges de système $B_t$ par essieu .....	69
Tableau.IV.9 : L'effet de freinage correspond au système A(L).....	72
Tableau.IV.10 : Zone sismique groupe de pont et classification du site .....	73
Tableau.IV.11 : Coefficient d'accélération sismique .....	73

## Chapitre V

### Répartition longitudinale des efforts

Tableau.V.1 : Les éléments de réduction due au poids propre pour chaque poutre .....	74
Tableau.V.2 : Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre..	75
Tableau.V.3 : Les éléments de réduction due au poids propre de revêtement et la chape d'étanchéité revient à la poutre.....	75
Tableau.V.4: Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir+cornich+Gc.....	75
Tableau .V.5: Donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre .....	76
Tableau.V.6 : Les calculs relatifs à la détermination de la position critique du system Bc .....	78
Tableau.V.7 : Les calculs relatifs à la détermination de la position critique du system Bt.....	79
Tableau.V.8 : Récapitulatif des moments fléchissant à $X=0,25L$ .....	81

Tableau.V.9 : Récapitulatif des moments fléchissant à $X=0,5L$ .	84
Tableau.V.10 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $X=0,00L$ .	86
Tableau.V.11 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $X=0,25L$ .	88

## Chapitre VI

### Répartition Transversal des efforts

Tableau.VI.1: Les valeurs de $k_0$ pour $\theta=0,65$ .	96
Tableau.VI.2 : Les valeurs de $k_0$ pour $\theta=0,7$ .	96
Tableau.VI.3 : Les valeurs de $k_0$ pour $\theta = 0,691$ par interpolation.	97
Tableau.VI.4 : Les valeurs $k_1$ pour $\theta=0.65$ .	97
Tableau.VI.5 : Les valeurs $k_1$ pour $\theta=0.7$ .	98
Tableau.VI.6 : Les valeurs de $k_1$ pour $\theta = 0,691$ par interpolation.	99
Tableau.VI.7 : les valeurs de $K_\alpha$ pour $\theta = 0.691$ et $\alpha = 0.206$ .	99
Tableau .VI.8 : Valeurs $Y$ .	100
Tableau .VI.9 : Les valeurs de $K_\alpha$ pour la poutre 5.	101
Tableau .VI.10 : Les valeurs de $K_\alpha$ pour la poutre 6.	101
Tableau .VI.11 : Les valeurs de $K_\alpha$ pour la poutre 7.	102
Tableau .VI.12: Les valeurs de $K_\alpha$ pour la poutre 8.	102
Tableau.VI.13: Tableau récapitulatif des $K_\alpha$ pour P5, P6, P7.P8.	102
Tableau .VI.14: Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges. ( $X=0,5L$ ).	103
Tableau.VI.15: Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges. ( $X=0,25L$ ).	103
Tableau.VI.6 : Tableau des coefficients $\varepsilon_0$ pour $\theta = 0,60$ .	104
Tableau.VI.7 : Tableau des coefficients $\varepsilon_0$ pour $\theta = 0,70$ .	104
Tableau.VI.8 : Tableau des coefficients $\varepsilon_0$ pour $\theta = 0,691$ .	105
Tableau.VI.9 : Tableau des coefficients $\varepsilon_1$ pour $\theta = 0,60$ .	105
Tableau.VI.20 : Tableau des coefficients $\varepsilon_1$ pour $\theta = 0,70$ .	105



---

Tableau.VI.21 : Tableau des coefficients $\varepsilon_1$ pour $\theta = 0, 691$ .....	106
Tableau.VI.22: Tableau des coefficients $\varepsilon_\alpha$ pour $\theta = 0, 691$ .....	106
Tableau.VI.23 : Les valeurs de $\varepsilon_\alpha$ pour la poutre 5 .....	107
Tableau .VI.24 : Les valeurs de $\varepsilon_\alpha$ pour la poutre 6.....	105
Tableau.VI.25 : Les valeurs de $\varepsilon_\alpha$ pour la poutre 7.....	108
Tableau.VI.26: Les valeurs de $\varepsilon_\alpha$ pour la poutre 8.....	108
Tableau.VI.27: Tableau récapitulatif des $\varepsilon_\alpha$ pour $P_5, P_6, P_7; P_8$ .....	109
Tableau.VI.28: Les valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$ pour $\theta = 0.60$ .....	109
Tableau.VI.29: Les valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$ pour $\theta = 0.70$ .....	110
Tableau.VI.30 : Les valeurs de $\overline{\varepsilon_1}$ pour $\theta = 0.691$ .....	110
Tableau.VI. 31 : Les valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour $\theta = 0.691$ .....	111
Tableau.VI.32 : Les valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour la poutre 5.....	111
Tableau.VI.33 : Les valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour la poutre 6.....	112
Tableau.VI.34 : Les valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour la poutre 7.....	112
Tableau.VI.35 : Les valeurs de $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour la poutre 8.....	113
Tableau.VI.36: Tableau récapitulatif des $\overline{\varepsilon_\alpha}$ pour $P_5, P_6, P_7, P_8$ .....	113
Tableau.VI.37 : Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants réels max ( $X=0,00L$ ). .....	113
Tableau .VI.38 : Tableau récapitulatifs des efforts tranchants réels max ( $X=0,25L$ ). .....	114
Tableau .VI.39 : Combinaisons d'actions .....	114
Tableau .VI.40 : Moments dans chaque poutre à l'ELU.....	115
Tableau.VI.41: Moments dans chaque poutre à l'ELS.....	115
Tableau.VI. 42: Efforts tranchants dans chaque poutre à l'ELU.....	115
Tableau.VI.43: Efforts tranchants dans chaque poutre à l'ELS .....	116
Tableau.VI.44 : Tableau récapitulatif des moment max dans chaque poutre.....	116
Tableau.VI.45 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants max dans chaque poutre.....	117

## Chapitre VII

### Modélisation du tablier

Tableau.VII.1 : Les caractéristiques de la poutre. ....	121
Tableau.VII.2 : Les combinaisons d'action.....	126
Tableau.VII.3 : Moment fléchissant donnée par Robot pour chaque poutre.....	127
Tableau.VII.4 : Les valeurs extrêmes du moment.....	127
Tableau.VII.5 : Comparaison moment fléchissant à l'ELU .....	128
Tableau.VII.6 : Comparaison moment fléchissant à l'ELS.....	128

## Chapitre VIII

### Étude de la précontrainte

Tableau.VIII.1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L). ....	133
Tableau.VIII.2 : Les centres de gravité des armatures actives .....	140
Tableau.VIII.3 : Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive sans hourdi.....	141
Tableau.VIII.4 : Les Caractéristique de la section de rive (nette) sans hourdis.....	141
Tableau.VIII.5 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre de rive homogène sans hourdis.....	141
Tableau.VIII.6: Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive avec hourdis.....	142
Tableau.VIII.7: : Les caractéristiques géométriques de la poutre de rive homogène avec hourdis .....	142
Tableau.VIII.8: Excentricité des câbles.....	142
Tableau.VIII.9 : Les pertes instantanées à $X=0,5L$ .....	147
Tableau.VIII.10 : Les pertes différées à $X=0,5L$ .....	156
Tableau.VIII.11 : Les pertes totales à $X=0,5L$ .....	156
Tableau.VIII.12 : La contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte à $X=0,00L$ .....	157
Tableau.VIII.13 : . Perte par raccourcissent élastique du béton lors de la détention.....	157

Tableau.VIII.14: Les pertes instantanées à $X=0,00L$ .....	158
Tableau.VIII.15: Les Pertes dues aux retrais du béton à $X=0,00L$ .....	158
Tableau.VIII.16 :Pertes par fluage à $X=0,00L$ .....	160
Tableau.VIII.17 : Pertes par relaxation des aciers à $X=0,00L$ .....	161
Tableau.VIII.18: Les pertes différées à $X=0,00L$ .....	161
Tableau.VIII.19: Les pertes totales à $X=0,00L$ .....	161
Tableau.VIII.20: La contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte à $X=0,25L$ .....	162
Tableau.VIII.21 : Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention à $0,25L$ . .....	162
Tableau.VIII.22 : Les pertes instantanées à $X=0,25L$ . .....	163
Tableau.VIII.23 : Les Pertes dues aux retrais du béton à $X=0,25L$ .....	163
Tableau.VIII.24: Pertes par fluage à $X=0,25L$ . L .....	164
Tableau.VIII.25: Pertes par relaxation des aciers à $X=0,25L$ .....	165
Tableau.VIII.26 : Les pertes différées à $X=0,25L$ .....	165
Tableau.VIII.27 : Les pertes totales à $X=0,25L$ .....	166
Tableau.VIII.28 : Les pertes totales dans les différentes sections .....	166
Tableau.VIII.29 : Caractéristiques application au projet à $X= 0,5L$ (mi travée).....	185

## Chapitre X

### Calculs des déformations

Tableau.X.1: Calcul de la flèche due au poids propre .....	229
Tableau.X.2 : Calcul de la flèche due aux surcharges .....	230
Tableau.X.3: Calcul de moment sous la précontrainte .....	232
Tableau.X.4 : Calcul de la flèche $f_p$ . .....	233

## Chapitre XI

### Équipements du tablier

Tableau.XI. 1: Épaisseur des frettes en mm .....	241
Tableaux.XI.2 : Caractéristique de l'appareil d'appui .....	242
Tableaux.XI.3 : Détail joint de chaussée GPE 160. ....	221

## Chapitre XII

### Étude de la pile

Tableau.XII.1 : Récapitulatif des hauteurs des futs et piles .....	263
Tableau.XII.2 : Sollicitation pour une travée chargée .....	271
Tableau.XII.3 : Sollicitation pour deux travées chargées.....	272
Tableau.XII.4 : Moment dû à l'effort sismique.....	276
Tableau.XII.5 : Les combinaisons de charge.....	277
Tableau.XII.6 : Combinaison des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS .....	277
Tableau.XII.7 : Efforts sur chevêtre .....	279
Tableau.XII.8 : Efforts sur chevêtre et la section d'armature.....	280
Tableau XII.9 : Réaction dues aux surcharges .....	295
Tableau. XII.10 : Calcule de l'effort normal N et le moment longitudinal M long pour conditions normales.....	298
Tableau .XII.11: Calcule de l'effort normal N et le moment longitudinal M long pour conditions sismiques.....	299
Tableau.XII.12 : Charge permanente sur semelle. ....	305
Tableau.XII.13 : Moment due au freinage.....	306
Tableau.XII.14 : Combinaison des charges pour Conditions normales à l'ELU .....	309
Tableau.XII.15 : Combinaison des charges pour Conditions normales à l'ELS .....	309
Tableau.XII.16 : Combinaison des charges pour Condition sismique à l'ELU .....	310

---

## Chapitre XIII

---

### Étude de la culée

Tableau.XIII.1 : Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles. ....	334
Tableau.XIII.2 : Calcul des sollicitations .....	335
Tableau.XIII.3 : Poussée dues aux terres et surcharges. ....	337
Tableau.XIII.4 : Efforts dus au tablier et surcharge. ....	339
Tableau XIII.5 : Sollicitations appliquées au mur en retour.....	358
Tableau.XIII.6 : Évaluation des efforts du mur en retour. ....	362
Tableau.XIII.7 : Sollicitations sur le mur frontal .....	369
Tableau.XIII.8 : Les sollicitations dues aux terres et la surcharge.....	371
Tableau.XIII.9 : Les sollicitations dues au tablier.....	371
Tableau.XIII.10 : Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.....	372
Tableau.XIII.11 : Les charges permanentes .....	372
Tableau.XIII.12: Les surcharges .....	373
Tableau.XIII.13: R+F+T .....	327
Tableau.XIII.14 : Efforts appliqués au mur frontal à CN.....	373
Tableau.XIII.15 : Efforts appliqués au mur frontal à CS. ....	374
Tableau.XIII.16: Évaluation des efforts .....	379
Tableau.XIII.17 : Poussée dues aux terres et surcharge sur semelle.....	380
Tableau.XIII.18 : Les charges permanentes .....	381
Tableau.XIII.19 : Les surcharges.....	382
Tableau.XIII.20 : R+F+T.....	382
Tableau.XIII.21 : Efforts appliqués à la semelle CN.....	382
Tableau.XIII.22: Efforts appliqués à la semelle CS .....	382

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

## ❖ Principe

### Majuscules latines

Elles désignent :

- ✓ les actions et sollicitations (forces, moments) ;
- ✓ les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs ;
- ✓ les modules de déformations et d'élasticité.

### Minuscules latines

Elles désignent :

- ✓ les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur ;
- ✓ les densités de forces réparties ;
- ✓ les résistances des matériaux ;
- ✓ certains coefficients.

### Majuscules grecques

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

### Minuscules grecques

Elles désignent :

- ✓ les contraintes ;
- ✓ les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives ;
- ✓ certains coefficients.

## ❖ Indices

### Majuscules latines :

- A** : afférent aux actions accidentelles.
- E** : afférent aux séismes.

**G** : afférent aux charges permanentes.

**P** : afférent à l'action de la précontrainte.

**Q** : afférent à une action variable quelconque.

**V** : afférent à l'effort tranchant.

**T** : afférent aux actions dues aux variations de température.

**W** : afférent aux actions dues au vent.

### Minuscules latines et abréviations :

**a** : ancrage.

**b** : béton.

**c** : compression.

**d** : différenciel; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

**e** : limite d'élasticité.

**i** : initial; instantané; indice.

**j** : âgé de j jours; indice.

**lim** : limite.

**max** : maximal.

**min** : minimal.

**p** : précontrainte.

**r** : retrait du béton ; rupture ; réduit.

**réd** : réduit.

**s** : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

**ser** : service.

**t** : transversal ; traction.

**u** : ultime.

## ❖ Notations

### Notations en majuscules latines :

**A<sub>s</sub>**: Aire d'une section d'armatures passives.

**A<sub>p</sub>**: Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

**A<sub>t</sub>**: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

**B**: Aire d'une section de béton.

**E**: Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>s</sub>**: Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

**E<sub>i</sub>**: Module de déformation instantané ( $E_{ij}$  à l'âge de  $j$  jours).

**E<sub>v</sub>**: Module de déformation à long terme ( $E_{vj}$  pour une sollicitation appliquée à l'âge de  $j$  jours).

**F**: Force ou action en général.

**G**: Module d'élasticité transversal ; action permanente.

**I** : Moment d'inertie en général.

**M** : Moment en général ; moment fléchissant.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

**M<sub>u</sub>** : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul pour l'état limite de service.

**N**: Effort normal.

**P**: Action de la précontrainte.

**Q**: Action ou charge variable.

**R**: Réaction d'appui; force résultante.

**S**: Moment statique.

**T**: variations uniformes de température.

**V**: Effort tranchant.

**W**: Vent.

### Notations en minuscules latines :

**a**: désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).

**b**: désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

**b<sub>o</sub>**: épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

**b<sub>n</sub>**: épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

**B** et **b'**: largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

**c**: distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

**f<sub>e</sub>**: limite élastique d'un acier pour armature passive.

**f<sub>pe</sub>** : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

**f<sub>pr</sub>** : limite de rupture d'un acier.

**f<sub>cj</sub>** : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de  $j$  jours.

**f<sub>c28</sub>** ou **f<sub>c</sub>**: résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

**f<sub>tj</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de  $j$  jours.

**f<sub>t28</sub>** ou **f<sub>t</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

**h** : hauteur totale d'une section.

**j** : nombre de jours.

**k** : coefficient en général.

**l**: longueur ou portée.

**n** : coefficient d'équivalence acier-béton ;  
nombre entier.

**q**: densité de charge variable.

**s** : espacement des armatures en général.

**s<sub>t</sub>**: espacement des armatures passives  
transversales.

**s<sub>t</sub>** : espacement des armatures de  
précontrainte transversales.

**t** : temps.

**u** : périmètre ; dimension.

**x**: coordonnée en général; abscisse en  
particulier.

**y** : ordonnée par rapport à l'axe central  
principal d'inertie.

**z**: coordonnée complémentaire à x et y ; bras  
de levier du couple de flexion.

## Notations en minuscules grecques

L'écriture latine usuelle est donnée entre  
parenthèses.

**α(alpha)** : angle d'une armature passive  
avec la fibre moyenne d'une poutre;  
déviations angulaires ; coefficient sans  
dimension.

**β(beta)** : angle d'inclinaison de calcul des  
bielles dues à l'effort tranchant.

**γ(gamma)** : coefficient partiel de sécurité  
défini dans les directives communes au  
calcul des constructions (indiqué).

**δ(delta)** : variation d'une grandeur (écrite en  
lettre grecque).

**ε(epsilon)** : déformation relative.

**ε<sub>bc</sub>** : raccourcissement relatif du béton  
comprimé.

**ε<sub>r</sub>** : retrait du béton.

**θ(theta)** : température.

**λ(lambda)** : coefficient sans dimension.

**μ(mu)** : coefficient sans dimension.

**ν(nu)** : coefficient de Poisson pour le béton.

**ξ(xi)** : coefficient sans dimension.

**ρ<sub>1000</sub>** : valeur garantie de la perte par  
relaxation à 1000 h.

**σ(sigma)** : contrainte normale.

**σ<sub>b</sub>** : contrainte du béton.

**σ<sub>bc</sub>** : contrainte de compression du béton.

**σ<sub>bt</sub>**: contrainte de traction du béton.

**σ<sub>s</sub>**: contrainte de l'acier passif.

**σ<sub>p</sub>**: contrainte de l'acier de précontrainte.

**τ(tau)** : contrainte tangente.

**τ<sub>s</sub>**: contrainte d'adhérence.

**φ(phi)** : coefficient de frottement par unité  
de longueur ; angle.

**ω(omega)**: angle.

## ❖ Autres notations et symboles:

**Δ**: Variation ou différence.

**Δσ**= variation de contrainte

**Δθ**= différence de température).

**Σ** : sommation.

**Ø** : diamètre nominal d'une armature.

**∞**: final (au temps conventionnel égal à  
l'infini).

**K<sub>a</sub>**: coefficient de répartition trans.moments

**ε<sub>a</sub>** : coefficient de répartition trans. effo. tanch.

**E**: Modulus Young.

**W**: poids **R**: forcede réaction

**F**: forcede eau renforcement

**H<sub>n</sub>**: forcelatérale alatranch

**Z**: profondeur **r** : rayon

**θ**: angle du plan de rupture

**K** : coefficient de participation du  
renforcement



$V_n$  : force normale alatranche

$D$  : travailinterne.

$\delta$  : Déplacement unitaire.

$\sigma$  : Contrainte.  $\tau$  : Contraintes de cisaillement  
(tangentielle).

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol.

$C$  : Cohésion du sol.

$EA$  : Rigidité normale.

$EI$  : Rigidité de flexion.

$G$  : Module de cisaillement.

# Introduction générale

Le développement économique en Algérie durant ces dernières années, influe d'une façon directe sur le domaine de travaux publics ainsi que les réseaux routiers, notamment la construction des ouvrages d'arts.

La réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cette évolution a conduit à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche...) ou artificiels (route, voie ferrée, ...), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appelons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit sur site.

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet, pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées ; le souci de l'ingénieur est d'avoir comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal recours à une conception visant l'optimisation de plusieurs paramètres déterminants (le coût, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation). Pour ces raisons, le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de multiples disciplines, telles que la géotechnique, le calcul des structures, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations, le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumise simultanément à des sollicitations combinées en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon détaillée, pour déterminer la variante la plus optimale possible, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Le port international de Djen-Djen -wilaya de Jijel- est considéré comme le plus important ouvrage portuaire en Méditerranée en termes d'espaces et eau profonde, Situé à l'Est de l'Algérie, avec sa position géographique de 36° 51' Nord et 005° 54' Est, bénéficie d'une place stratégique à moins de 50 miles de la route maritime reliant le canal de Suez au détroit de Gibraltar.

Cette grande importance a obligé les autorités de faire une liaison Autoroutière reliant le Port Djen-Djen à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma Sur 110KM pour améliorer et faciliter le transport des personnes et des marchandises.

La pénétrante de Djen-Djen fait partie des projets de pénétrantes autoroutières devant relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes côtières. Celle de Jijel doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la ville d'El Eulma au port de Djen-Djen dans la commune de Taher, à 10 km à l'est de la ville de Jijel.

Cette autoroute en 2x3 voies longue de 110 km en passant par les wilayas de Jijel sur 45 km, Mila sur 10 km et Sétif sur 55 km , traverse les hauteurs de Texenna ( wilaya de Jijel ) avec un dénivelé maximum de 6 % et une vitesse moyenne de 110 Km/h. Elle comprend 15 km de viaducs (55 viaducs), 13 échangeurs et 4 km de tunnels.

Les travaux de réalisation du projet, confiés à un groupement d'entreprises algéro-italien **Rizani Deccher, SAPTA** et **ETRHB Haddad**, pour un délai de 36 mois et un montant de 1,63 milliard de dollars, ont été lancés en août 2013.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, est de réaliser l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier (V-56.6) à poutre préfabriquées en béton précontraint par pré-tension.

✓ Le travail réalisé dans ce mémoire de fin d'étude est principalement divisé en treize (13) chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception ;
- Le second chapitre est consacré aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage d'art.
- Le troisième chapitre présente le pré-dimensionnement des différents éléments constitutifs du tablier ;
- Le quatrième chapitre présente la définition et le calcul des charges et des surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage objet de notre PFE va supporter ;
- Le cinquième chapitre est consacré à la répartition longitudinale des efforts, et au calcul des sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE ;
- Le sixième chapitre présente l'étude de la répartition transversale des sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et de déduire la poutre la plus sollicitée ;
- Le septième chapitre contient la modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT Millénium. Une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode des lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel ROBOT Millénium a été faite ;
- Le huitième chapitre présente l'étude de la précontrainte ainsi que les vérifications qui correspondent aux différentes pertes des charges ;
- Le neuvième chapitre est consacré à l'étude de la dalle et de l'entretoise ;
- Le dixième chapitre est réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis ;
- Le onzième chapitre présente le dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joints de chaussée, les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques ;

- Le douzième chapitre contient le dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges appliquées (poids propre du tablier, tous les systèmes de charge, etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle, etc.) a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferrailage. ;
- Le treizième chapitre présente le dimensionnement de la culée ainsi que le calcul des sollicitations agissantes sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (poids propre de la culée, poussée de remblais, etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage ;

Et à la fin une conclusion générale.

# Chapitre I :

*Présentation et conception de  
l'ouvrage*

## **I.1 Introduction**

L'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré-dimensionnement, sujétion d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économiques et originales lorsque se posent des problèmes de complexités inhabituelle.

## **I.2 But de l'étude**

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc autoroutier (V-56.6) à poutre préfabriquées en béton précontraint, l'ouvrage d'art en question s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est -Ouest sur 110 km.

## **I.3 Présentation de l'ouvrage**

### **I.3.1 Position de l'ouvrage**

Il s'agit d'un viaduc situé au point kilométrique PK 56+549 au PK 56+836 du projet de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest sur 110 km. Sa longueur est de 288 m, implanté dans la section de la wilaya de Sétif, dans la région de Minar Zarza, celle-ci est limitée par Djimla au Nord, Tassadane Haddada à l'Ouest, Rouached au sud.





**Figure.I.1** : Carte de la position de l'ouvrage.

### I.3.2 Description de l'ouvrage

#### I.3.2.1 Portée

L'ouvrage concerné est un viaduc de huit (8) travées isostatiques, les poutres du tablier sont isostatiques et identiques de 36 m de longueurs, soit 288 m de longueur totale (entraxe, appuis, culées) et d'une largeur totale de 13,25 m (largeurs de la dalle y compris corniche). Le profil en long de la route est à l'horizontale, est implanté dans un alignement droit.

#### I.3.2.2 Tablier

Le présent viaduc est composé de deux (2) tabliers séparés, chaque tablier est constitué de huit (8) poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension en forme de I, d'une longueur de 36 m chacune et d'une hauteur de 1,90 m ( $h_t = 1,9$  m), espacées de 1,7 m ( $\lambda = 1,7$  m).

Le tablier à une largeur carrossable de 12 m comporte trois voies de circulation ayant une largeur de 3,5m, une bande dérasée gauche de 0,5 m et une bande dérasée droite de 1 m, incliné d'un seul côté ayant un devers de 2,5 %, encadré par deux bordures de 0,5 m de part et d'autre, bordé par un dispositif de retenue de niveau de sécurité de H3, et comprend une corniches sur le bord extérieur.

Pour les équipements on considère un joint de chaussé (type GPE) aux extrémités et pour les appareils d'appuis on prévoit des appareils d'appuis en élastomère fretté (350x400x90mm).

### **I.3.2.3 La poutraison**

Elle constitue le platelage, se compose de 8 poutres préfabriquées en béton précontrainte et surmontée d'une dalle en béton armé d'une épaisseur de 22 cm et recouvert d'une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur (revêtement de 7,5 cm et étanchéité de 0,5 cm).

### **I.3.2.4 Appuis**

La superstructure est supportée par un ensemble d'appuis constitués de huit (8) travées s'appuient sur deux (2) culées et sept (7) piles.

#### **a. La culée**

Les culées du viaduc sont les parties situées sur la rive C'est à dire un massif d'appui au niveau des extrémités du pont, elle assure ainsi d'une part l'appui d'extrémité du tablier, et d'autre part la liaison du pont au remblais. On prévoit pour l'infrastructure des culées avec des murs en retour, en raison de stabiliser et soutenir les remblais derrière la culée.

Les culées (C1 et C2) sont de type remblayées, constituées de mur garde grève, de mur de front, de mur en retour, d'une dalle de transition et d'un corbeau arrière, fondées sur des fondations profondes (8 pieux de diamètre de 1,20 m), couronnées par une semelle de 2,5 m d'épaisseur pour chaque tablier.

#### **b. Les piles**

Les piles sont des appuis intermédiaires supportant chaque tablier de l'ouvrage, dans notre projet les piles sont constituées d'un chevron dans lequel reposent les poutres ; et supportés par trois fûts circulaires de diamètre 1,5 m fondée sur une semelle profonde.

Les piles P1, P4, P5, P6 et P5 sont fondées sur 8 pieux de 1,20 m de diamètre, et les piles P2 et P3 sont fondées sur 12 pieux de 1,20 m de diamètre.

### c. Les fondations

Leur type est donné en fonction de type de sol. Selon le rapport de sol, des fondations profondes sont recommandées, (pieux forés de 1,20 m de diamètre, et 14 m de longueur pour les piles et 16 m pour les deux culées.

## I.4 Conception de l'ouvrage

La conception des ponts est pour but de chercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale et respect des référentiels normatifs.

### I.4.1 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner convenablement l'ouvrage sont :

#### I.4.1.1 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 et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

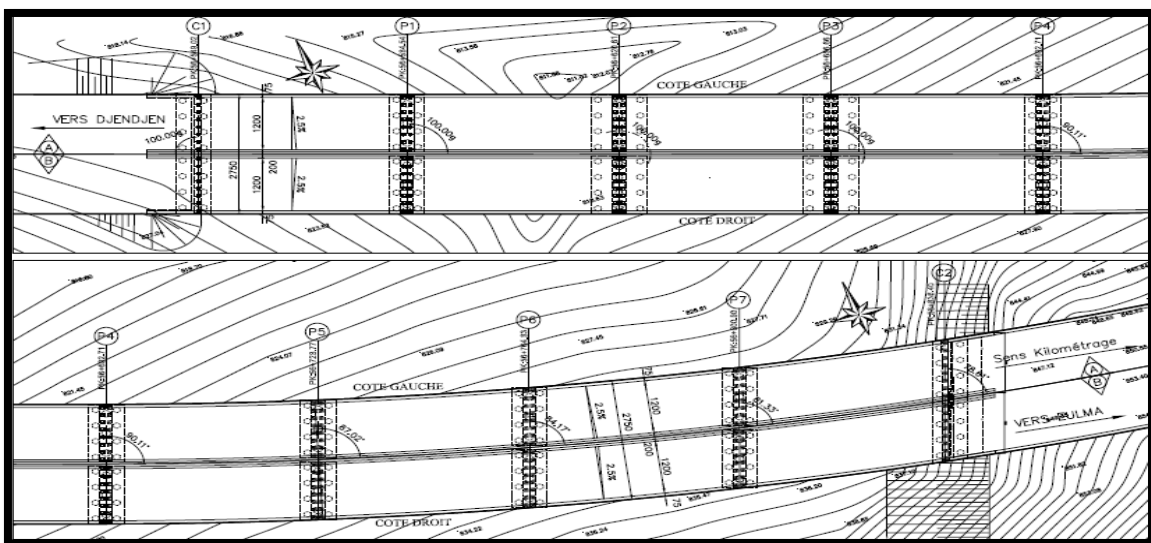
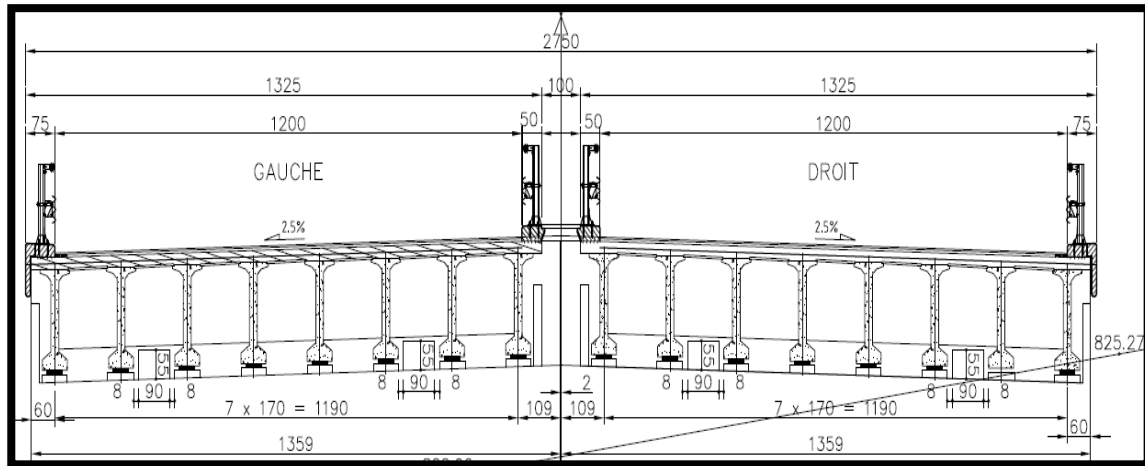


Figure.I.2 : Tracé en plan.



**Figure.I.3** : Coupe transversale.

#### I.4.1.2 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de l'ouvrage dans le sens transversal. Défini par :

- **Largeur de la chaussée** :  $L_r = 12$  m avec 3 voies de circulations (sens unique) ayant une largeur de 3,5 m une bande dérasée gauche de 0,5 m et une bande dérasée droit de 1 m ;
- **Largeur (trottoir + corniche)** : largeur de trottoir = 0,75 m droit et 0,50 m gauche ;
- **Dalle**: une dalle en béton armé de 22 cm d'épaisseur, reconvert d'une couche de revêtement de 7,5 cm et étanchéité de 0,5 cm;
- **Poutre** : 8 poutres en forme de I avec un entraxe  $h_t = 1,7$  m, hauteur  $\lambda = 1,9$  m ;
- **Le dévers** : 2,5 % ;
- **La largeur totale** : 13,25 m.

### I.4.1.3 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant en compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long. Il représente 8 travées, les deux de rive sont de 35,52 m, et les centraux de droite en gauche (36,07 m, 36,05 m, 36,05 m, 36,05 m, 36,06 m et 36,07 m), ce qui nous donne une longueur totale de 287,38 m, muni de deux culée remblayées et sept piles.

Pour notre ouvrage, il présente une pente longitudinal unique de 5,71 % pour chaque travée.

### I.4.2 Données naturelles

#### I.4.2.1 Donnée géotechnique et géologiques

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.

Suite à la demande de S.A.P.T.A Alger, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Filiale Est Unité de Skikda a entrepris l'étude du sol du terrain retenu pour la construction d'un ouvrage d'art (V-056.6). Le rapport final fournit la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ concernant le type et la profondeur d'ancrage des fondations.

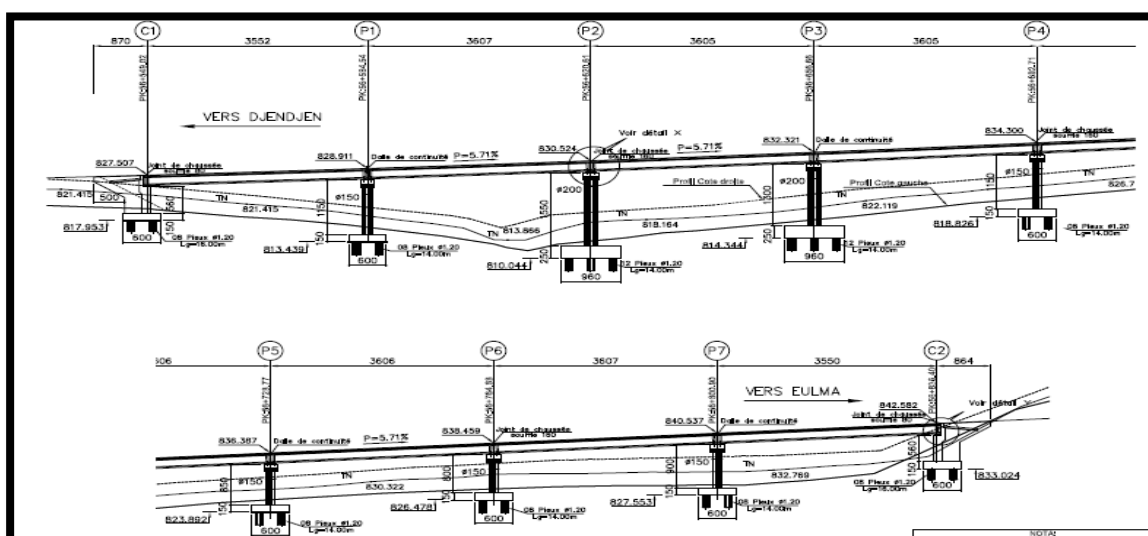


Figure.I.4 : Profil en long.

### ✓ **Cadre géologique**

Selon la carte géologique de Djimla -wilaya de Jijel - au 1/50.000<sup>ème</sup>, (feuille N°94), les formations géologiques sont constituées comme suit :

- **Quaternaire**

**Q** : Terre arable, formation de pente, alluvions anciennes des terrasses et Quaternaire indéterminé.

- **Nappe numidienne**

**gn**: barre de grès grossiers à intercalation argileuse.

- **Nappe de Djimla**

**e<sup>4-5</sup>** : **Yprésien-Lutétien inférieur** : des alternances de marnes esquilleuses à nodules ferrugineux puis de calcaires et marno-calcaires en bancs épais et localement bitumineux.

**c<sup>6</sup>**: **Maestrichtien supérieur à paléocène** : Marnes noirs à boules jaunes intercalées par des bancs décimétriques de Marno-calcaire.

### ✓ **Reconnaissance géotechnique du site**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, le type d'ouvrage correspondant et la nature des fondations à envisager au niveau des appuis, en plus elle nous permet de choisir le meilleur emplacement pour avoir le bon comportement mécanique de l'ouvrage, obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel.

Suite à la demande de S.A.P.T.A, Alger le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Filiale Est Unité de Skikda a entrepris l'étude du sol du terrain retenu pour la construction d'un ouvrage d'art (V-056.6) sur Oued Djen-Djen ; Wilaya de Sétif., le LHC à réaliser le programme de reconnaissance suivent diviser les travaux d'investigation en deux parties :

## 1. Essais in situ

A fin de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechniques des sols en place, et les exigences du contrat, le LHC a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Trois sondages carottés SC avec prélèvement d'échantillons intact ou remaniés.
- Pose de trois Piézomètres à l'endroit des sondages.
- Trois sondages préssiométrique SP avec essai chaque deux mètres.

Les sondages carottés, et les sondages préssiométrique ont pour coordonnées en UTM le suivant :

Ouvrage	Sondages	Sondages préssiométriques	PK	X (m)	Y(m)
O.A pour les PS	S-OA24-1 (20.00m)	SP01	56 + 549	748524.24	4043813.10
	S-OA24-3 (25.00m)	SP02	56 + 750	748717.26	4043757.38
	S-OA25-4 (20.00m)	SP03	56 + 867	748832.07	4043734.98

**Tableau.I.1** : Les coordonnées des sondages.

## 2. Essais Au laboratoire

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essai de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.

Détermination :

- De la densité  $\gamma_d / \gamma_w$ .
- De la teneur en eau  $W_n$  (%).
- Du degré de saturation  $S_r$  (%).

Essai de cisaillement rectiligne non-consolidé, non-drainé pour avoir :

- La cohésion apparente  $C_u$  (bar).
- L'angle de frottement interne  $\phi$  (°).

Analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures).

✓ **Interprétation de la reconnaissance In-Situ**

Les coupes lithologiques établies lors de l'exécution du sondage carotté et sondages préssiométriques, montrent ce qui suit :

- **Au niveau du sondage : (S-0A25-1)**

**Coordonnées UTM : X= 748955,07 –Y= 4043719,43** : le terrain est constitué essentiellement de grès blanchâtre à rougeâtre parfois fissuré oxydé jusqu'à 20,00 m avec des passages des couches d'argilite très compacte grisâtre parfois fissuré.

- **Au niveau du sondage : (S-0A25-2)**

**Coordonnées UTM : X= 749013,90 – Y= 4043715 ,02** Après une couche de terre végétale de 0,5 m d'épaisseur environ et une couche d'argile limono sableuse graveleuse à 1,50 m, le terrain est constitué essentiellement d'argilite brunâtre à rougeâtre et grisâtre à rougeâtre très compacte en profondeur et parfois fissuré jusqu'à 25,00 m de profondeur, avec passage de grès de divers couleurs oxydé et fissuré.

- **Au niveau du sondage : (S-0A15-3)**

**Coordonnées UTM : X= 749113,83 –Y= 4043711,52** : le terrain est constitué essentiellement après du grès fragmenté fissuré blanchâtre à rougeâtre de 1,30 m d'épaisseur environ, d'une couche d'argilite de divers couleurs fracturés, très compacte en profondeur et parfois fissurée jusqu'à 20,00 m de profondeur.

Les coupes lithologiques établies lors de l'exécution du sondage carotté et sondages préssiométriques, montrent ce qui suit :

- **Au niveau du sondage (S-OA24-1)**

Le terrain est constitué essentiellement d'après une couche de terre végétale de 0,50 m



d'épaisseur environ, d'intercalation des couches d'argilite grisâtre à jaunâtre parfois fissuré très compact en profondeur et des couches de grès grisâtre à jaunâtre parfois fissuré oxydé jusqu'à 20 m avec des passages des couches d'argile limoneuse graveleuse en surface.

- **Au niveau du sondage (S-OA24-3)**

Après une couche de grès blanchâtre fissuré de 0,75 m d'épaisseur environ et une couche d'argile limono sableuse graveleuse jaunâtre à rougeâtre avec présence des blocs centimétriques de grès fragmenté de 7,20 m, le terrain est constitué essentiellement d'argilite compact grisâtre oxydé parfois fissuré jusqu'à 25,00 m de profondeur, avec passage de grès fragmenté de 20,50 m à 21,60 m.

- **Au niveau du sondage (S-OA24-4)**

Le terrain est constitué essentiellement après une couche d'argile limono sableuse jaunâtre à grisâtre avec présence des blocs centimétriques de grès de 1,00 m d'épaisseur environ, de grès blanchâtre à rougeâtre parfois fissuré jusqu'à 20,00 m de profondeur, avec passage d'argilite grisâtre fissuré de 9,50 m à 12,00 m.

Les résultats de l'analyse chimique montrent que l'agressivité du sol est Nulle selon la norme NF P18-011 du 06/92, sur ce, on utilise un ciment ordinaire dans la confection du béton de fondation.

- Les résultats de la compression simple varient entre 44,25 MPa et 80,072 MPa, selon la norme (NF XP P94-202) la résistance de compression est faible, moyenne et élevée.
- D'après le DTR-BC-2.48 (RPA 99 version 2003), et d'après les caractéristiques préssiométriques, le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme) caractérisée par un dépôt de sable et gravier très denses et d'argile sur consolidée, et la catégorie S1 (site rocheux).
- Pour un system de fondations profondes sur pieux forés, ayant une fiche Df et un diamètre B = 1,20m, la charge portante nominale est calculée selon les essais préssiométriques comme suit à titre indicatif.

Désignation du préssiomètre	A l'endroit de l'essai préssiométrique N°01 Avec Df = 12.00m	A l'endroit de l'essai préssiométrique N°02 Avec Df = 15.00m	A l'endroit de l'essai préssiométrique N°03 Avec Df = 6.50m
Charge portante nominale (tonnes)	318.15	302.77	472.45

Tableau.I.2 : Les résultats charge portante nominale.

Sondages Carottés	Profondeur (m)	Sulfates SO4 --	Carbonates CaCO3	Chlorures Cl - « Solubles dans l'eau »
S-OA24-1	0.50 – 2.00	Traces	00.20	00.17
	7.20 – 13.00	Traces	00.20	00.24
S-OA24-3	0.75 – 6.00	Traces	01.00	00.24
	7.20 – 15.00	Traces	00.28	00.28
S-OA24-4	0.00 – 6.00	Traces	00.20	00.21

Agressivité Nulle selon la norme NF P18-011 du 06/92.

Tableau.I.3 : Les résultats de l'analyse chimiques.

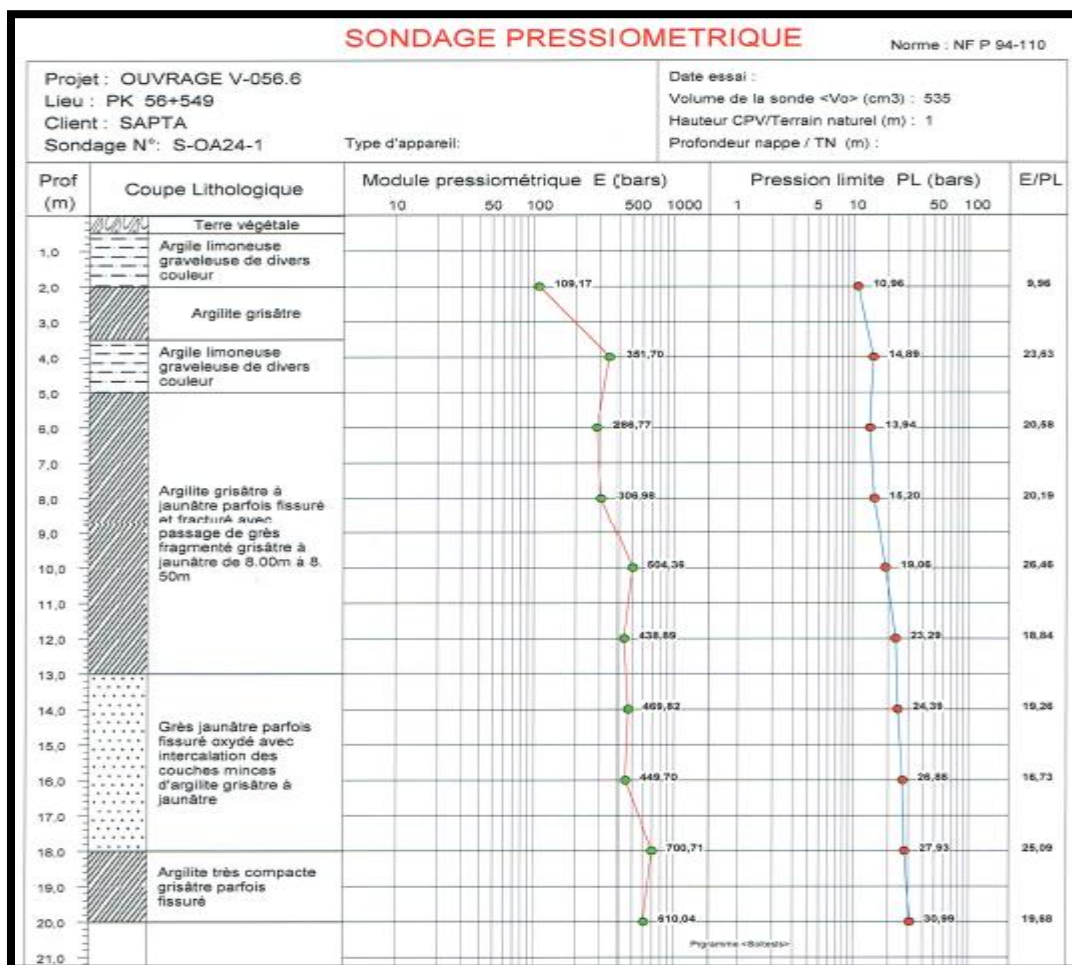


Figure.I.5 : Sondage préssiométrique SP (S-OA24-1).

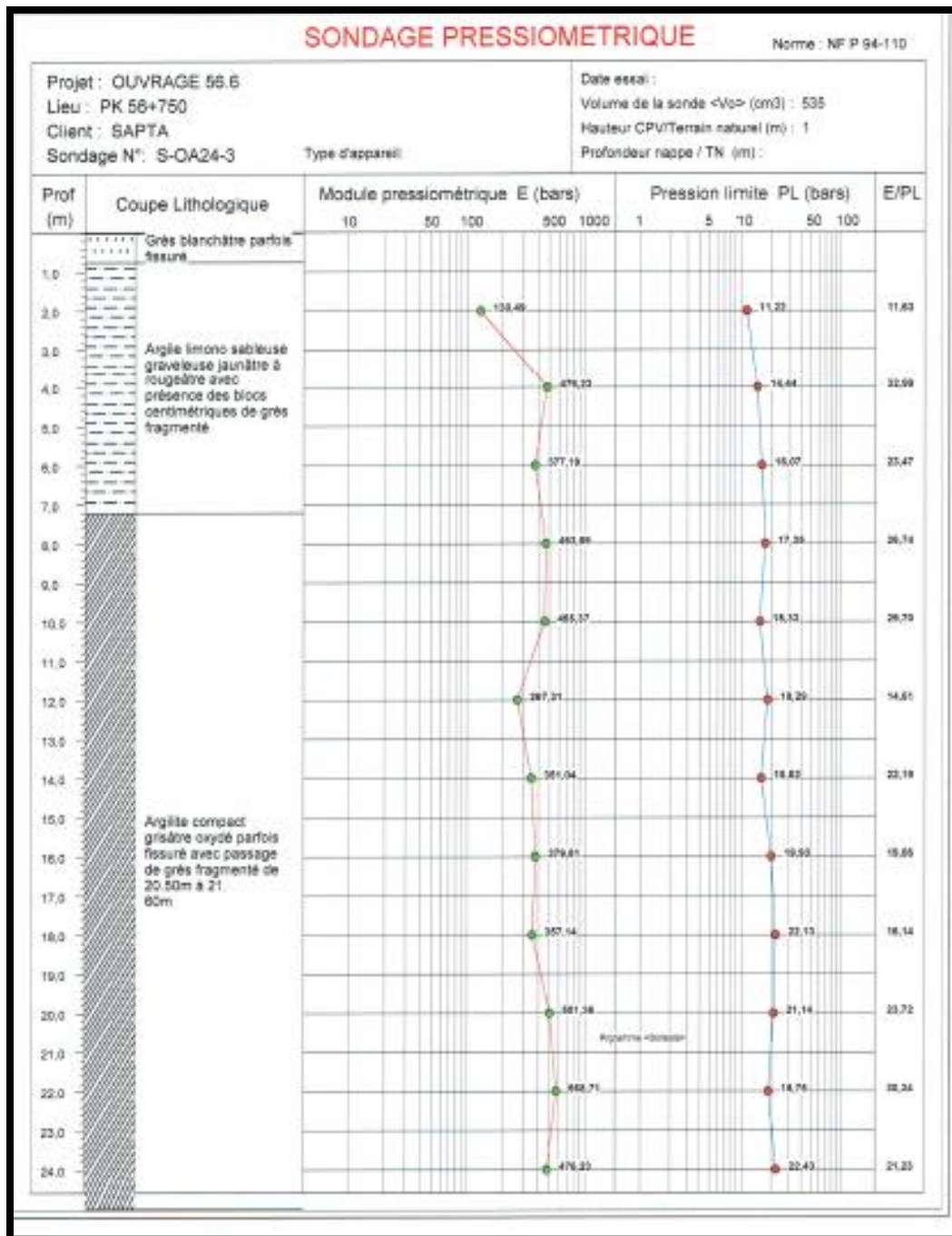


Figure.I.6 : Sondage pressiométrique SP (S-OA24-3).

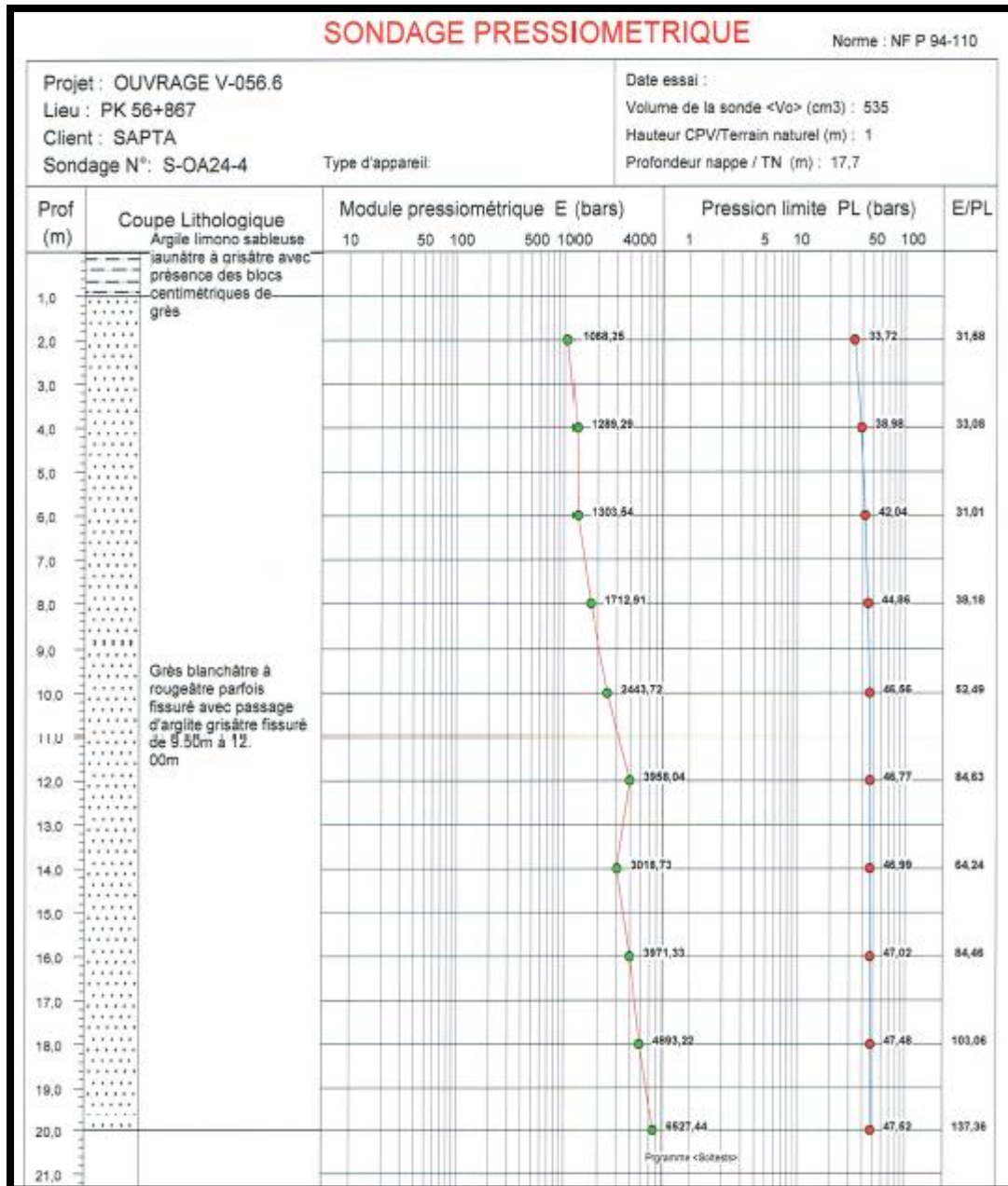


Figure.I.7 : Sondage pressiométrique SP (S-OA24-4).

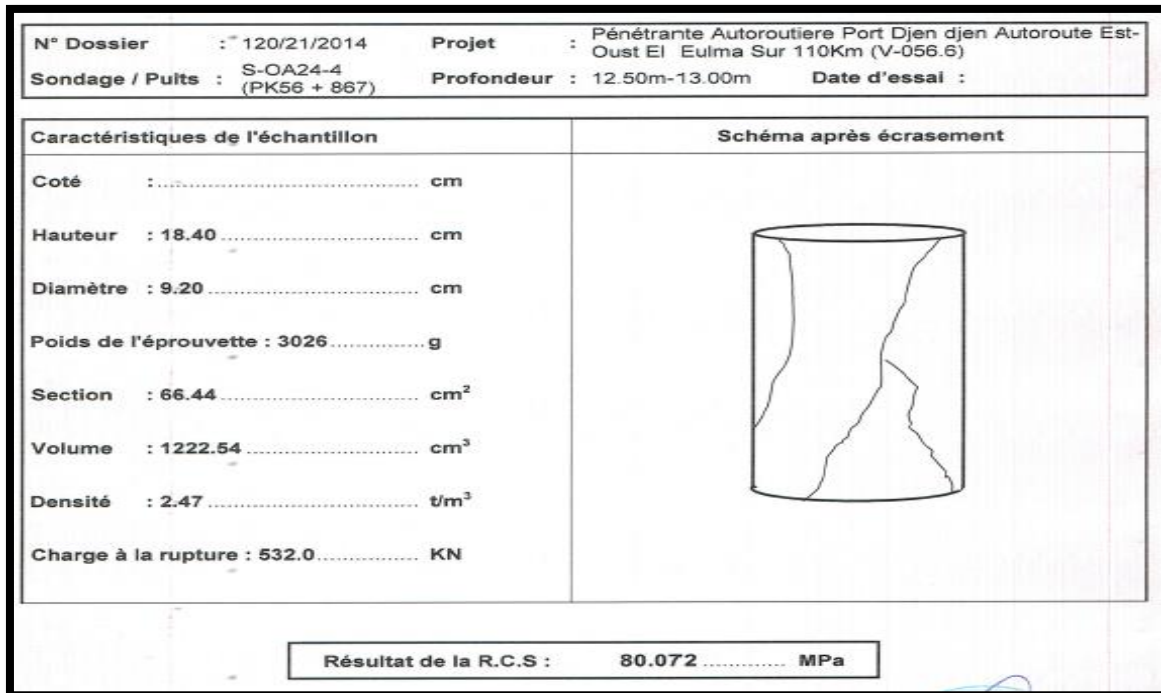


Figure.I.8 : Les résultats de la compression simple (S-OA24-4).

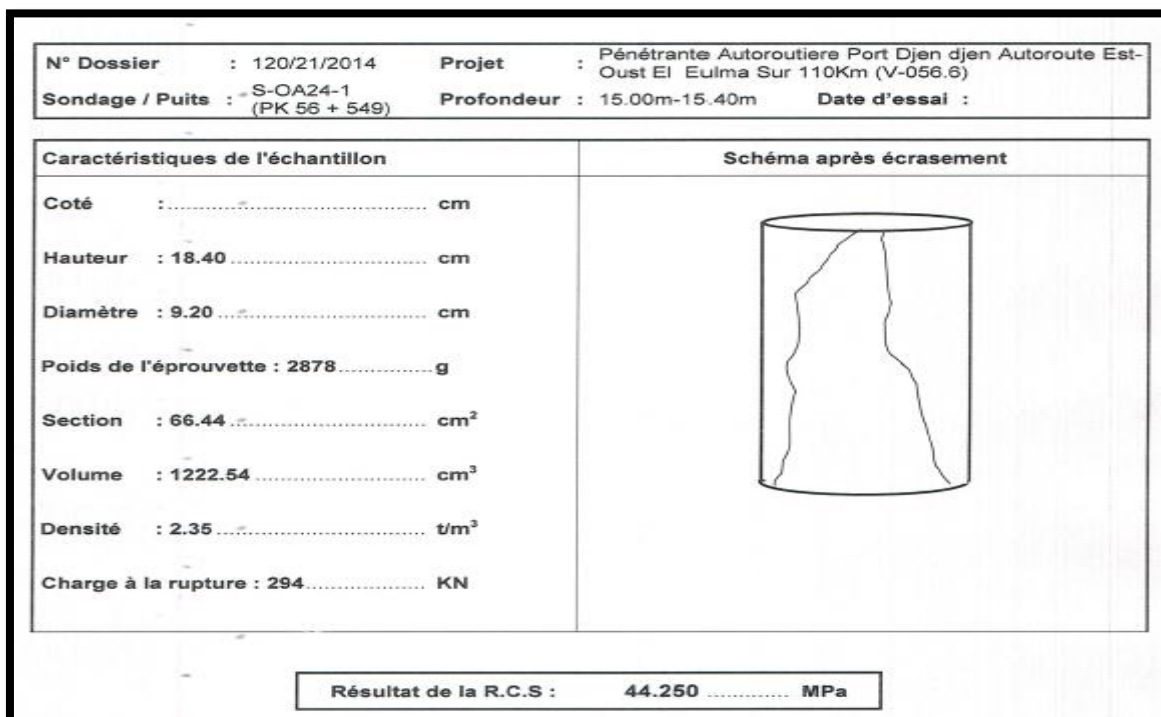


Figure.I.9 : Les résultats de la compression simple (S-OA24-1).

## ➤ Les résultats essais préssiométriques

<b>Prof (m)</b>	<b>Module de déformation E en (bar)</b>	<b>Pression limite PL en (bar)</b>	<b>E/PL</b>
<b>2,00</b>	109,00	11,00	10,00
<b>4,00</b>	352,00	15,00	23,00
<b>6,00</b>	287,00	14,00	21,00
<b>8,00</b>	307,00	15,00	20,00
<b>10,00</b>	504,00	19,00	27,00
<b>12,00</b>	439,00	23,00	19,00
<b>14,00</b>	470,00	24,00	20,00
<b>16,00</b>	450,00	27,00	17,00
<b>18,00</b>	701,00	28,00	25,00
<b>20,00</b>	610,00	31,00	20,00

**Tableau.I.4** : Résultats de l'essai préssiométriques au niveau de SP (01) (S-0A25-1).

<b>Prof (m)</b>	<b>Module de déformation E en (bar)</b>	<b>Pression limite PL en (bar)</b>	<b>E/PL</b>
<b>2,00</b>	130,00	11,00	12,00
<b>4,00</b>	476,00	14,00	34,00
<b>6,00</b>	377,00	16,00	24,00
<b>8,00</b>	464,00	17,00	27,00
<b>10,00</b>	455,00	15,00	30,00
<b>12,00</b>	267,00	18,00	15,00
<b>14,00</b>	351,00	16,00	22,00
<b>16,00</b>	380,00	20,00	19,00

<b>18,00</b>	357,00	22,00	16,00
<b>20,00</b>	501,00	21,00	24,00
<b>22,00</b>	569,00	19,00	30,00
<b>24,00</b>	476,00	22,00	22,00

**Tableau.I.5** : Résultats de l'essai préssiométriques au niveau de SP (01) (S-0A25-3).

<b>Prof (m)</b>	<b>Module de déformation E en (bar)</b>	<b>Pression limite PL en (bar)</b>	<b>E/PL</b>
<b>2,00</b>	1068,00	34,00	31,00
<b>4,00</b>	1289,00	39,00	33,00
<b>6,00</b>	1304,00	42,00	31,00
<b>8,00</b>	1713,00	45,00	38,00
<b>10,00</b>	2444,00	47,00	52,00
<b>12,00</b>	3958,00	47,00	84,00
<b>14,00</b>	3019,00	47,00	64,00
<b>16,00</b>	3971,00	47,00	84,00
<b>18,00</b>	4893,00	47,00	104,00
<b>20,00</b>	6527,00	48,00	136,00

**Tableau.I.6** : Résultats de l'essai préssiométriques au niveau de SP (01) (S-0A25-4).

### I.4.2.2 Données sismologiques

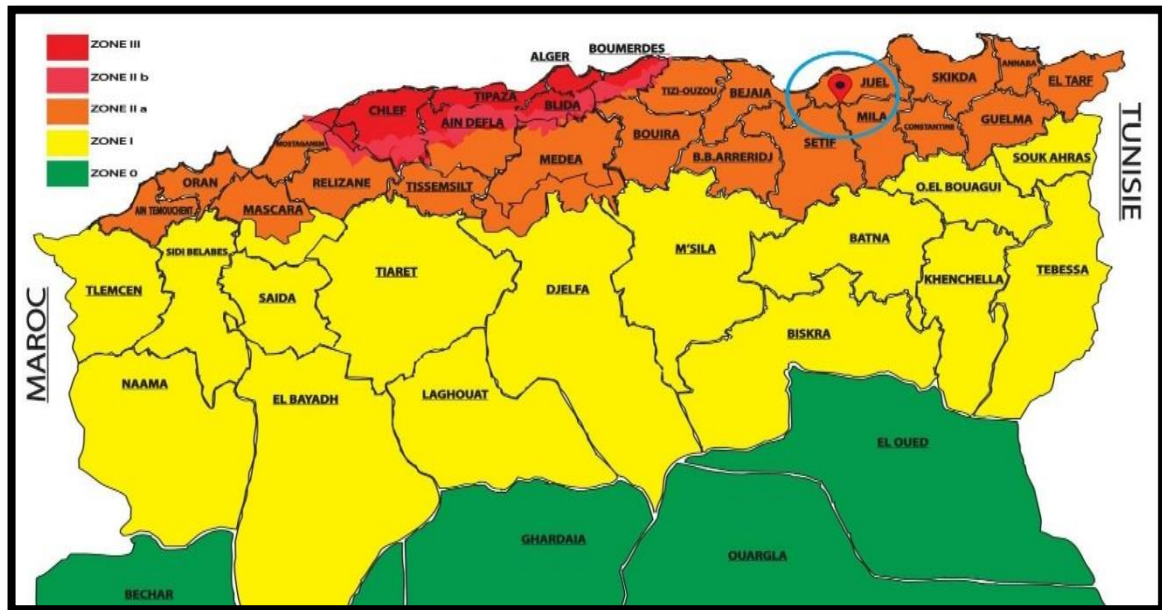


Figure.I.10 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

D'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de Sétif est appartenue à la « zone II-a » de moyenne sismicité.

### I.4.2.3 Les données climatiques

- L'étude hydrologique

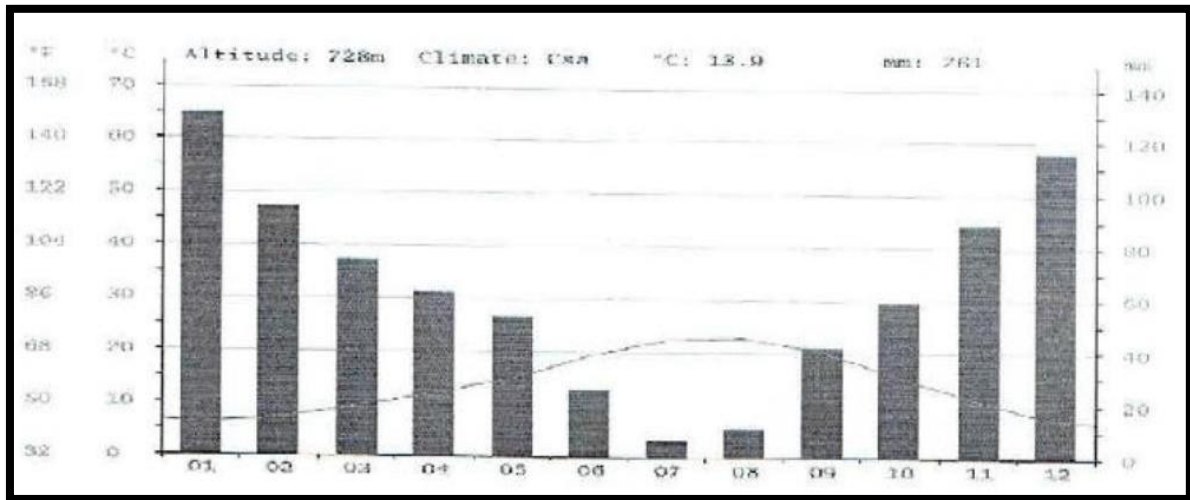
L'étude hydrologique a pour objectif de déterminer les caractéristiques hydrologiques liées au site d'implantation de l'ouvrage (la section d'écoulement, le débit de dimensionnement, le niveau maximal des eaux s'il y a lieu), ces paramètres devront être prise en compte dans le calcul de l'ouvrage de franchissement.

La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat comme étant de type **Csa**.

Les précipitations annuelles moyennes sont de 761 mm, des précipitations moyennes de 6 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Le mois de janvier, avec une moyenne de 130 mm, affiche les précipitations les plus importantes.



La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 124 mm. La température moyenne au court de l'année varie de 16.4° c.



**Figure.I.11** : Précipitations annuelles.

Le calcul hydraulique permet de déterminer les conditions d'écoulement de l'eau sous l'ouvrage.

Pour note cas, l'ouvrage est conçu pour traverser une brèche, le débit de la coulée est très faible, cette dernière n'a pas d'influence, quant au niveau de la semelle des poutres du viaduc.

#### a. Effet du vent

Le titre II du fascicule 61 du CPC admet des hypothèses simplificatrices pour évaluer l'action du vent sur les ponts, dans les circonstances courantes.

Pour les ouvrages en service, la pression normale est fixée forfaitairement 2000 N/m<sup>2</sup> lorsque le vent souffle perpendiculairement à l'axe de la chaussée.

Pour les ouvrages en cours d'exécution, cette pression est fixée à 1250 N/m<sup>2</sup> ou bien 1000 N/m<sup>2</sup> suivant que la phase de chantier considérée excède ou n'excède pas un mois.

Sur les piles hautes et minces, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique ou parallèle à la chaussée, dont l'intensité est comprise entre 500 et 1000 N/m<sup>2</sup> suivant les cas figures.

**b. Effet de la neige**

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts, cela peut se produire dans certains cas particuliers (passerelles piétonnes couvertes, passerelles piétonnes couvertes ou découvertes en site montagneux).

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction) par contre, le RCPR2008 exige la considération des efforts engendrés sur les structures par le vent comme des surcharges réparties de 0.2 t/m.

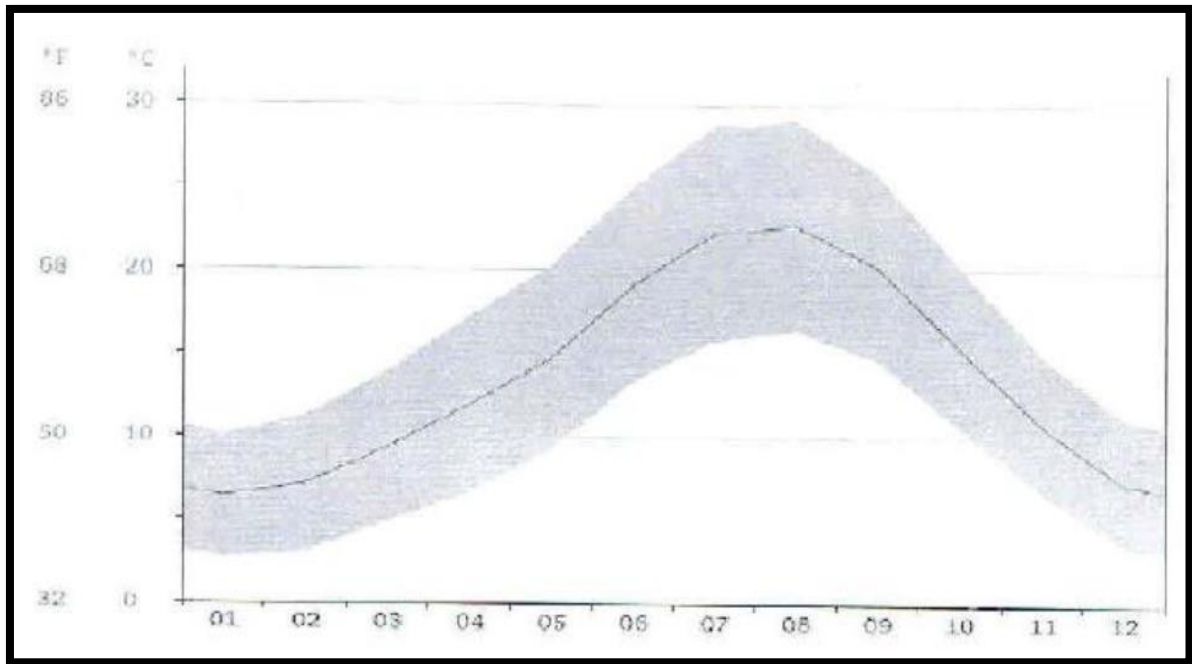
**c. Effet de la température**

Les variations de température à prendre en compte sont indiquées dans les règlements de calcul, applicable aux différents matériaux, ces effets interviennent notamment dans le dimensionnement des joies de chaussées, notre ouvrage est localisé en zone tempérée.

Des précipitations moyennes de 6 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Le mois de janvier, avec une moyenne de 130 mm, affiche les précipitations les plus importantes.

Avec une température moyenne de 22.7 °C, le mois d'aout est le plus chaud de l'année. Aumois de janvier, la température moyenne est de 6.3 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 124 mm. La température moyenne au court de l'année varie de 16.4° c.



**Figure.I.12** : Températures annuelles.

#### **d. Effet de séisme**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse, ce dernier peut être exprimé en fonction des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

#### **I.4.2.4 Les données topographiques**

La vue en plan du site doit indiquer les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

D'après le levé topographique du site, nous pouvons dire que le site ne présente pas des grandes difficultés vis-à-vis l'accès et la réalisation.



**Figure.I.13** : Vue de proche.

## **I.5 Élaboration des variantes**

### **I.5.1 Choix du type d'ouvrage**

Le projet consiste à une élaboration d'un pré-dimensionnement et une comparaison des variantes les plus représentatives de notre ouvrage.

Le choix de la nature et du type de pont dépend de plusieurs critères, on cite essentiellement :

- L'obstacle à franchir, le gabarit à respecter ;
- La voie portée : pont (route, rails, etc.) ;
- Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire ;
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan) ;
- Les positions possibles des appuis ;
- La nature du sol de fondation ;
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible, toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

### **I.5.2 Données relatives à l'obstacle franchi**

Lorsque l'ouvrage est franchi une voie de communication, il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie, dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

- **Le gabarit** : Il s'agit de l'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. Pour notre cas, l'ouvrage est conçu pour traverser une brèche, le débit de la coulée est très faible, cette dernière n'a pas d'influence, donc l'étude du gabarit n'est pas nécessaire.

### **I.5.3 Choix de la conception de l'ouvrage**

Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature être très diverse.

Pour aboutir aux meilleurs choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalle en béton armé ou précontraint coulés en place vu la grande difficulté d'étaisage et de coffrage. On a opté à proposer les variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

### I.5.4 Les variantes présentes

Pour notre cas, plusieurs variantes peuvent être envisagées :

- ❖ **Variante 1** : pont en béton armé qui est de deux types :
  - Pont à poutre en béton armé ;
  - Pont dalle en béton armé.
- ❖ **Variante 2** : pont en béton précontraint qui peut être :
  - Pont à poutre en béton précontraint ;
  - Pont dalle en béton précontraint.
- ❖ **Variante 3** : pont mixte ou métallique.
- ❖ **Variante 4** : pont caisson à voussoir construire par encorbellement successif.

#### I.5.4.1 Pont en béton armé

##### a. Pont à poutre en béton armé

Ce type d'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers. Pour ce type, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueur qui peut aller jusqu'à 20m. Sont solidarisées entre elles par des entretoises sur appuis et en travée, et par un hourdis formant une couche de roulement.

##### ➤ Les avantages

- Nécessite un entretien réduit ;
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour les portées moyennes ou -faibles, ils sont les plus économiques.

##### ➤ Les inconvénients

- Gamme de portée limitée.
- Les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels ;
- Complication de coffrage le rend relativement couteux en main d'œuvre.

**b. Pont dalle en béton armé**

La dalle en béton armé est la plus intéressante pour les portées déterminantes allant jusqu'à 15 m, elle peut rester compétitive jusqu'à 18m de portée voir 20 m, avec une section transversale avec un encorbellement latéral (ce qui permet d'alléger le poids propre).

**➤ Les avantages**

- Coffrage simple et permet le réemploi des coffrages ;
- Ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifié ;
- Moins épais que pour les ponts à poutres en béton armé ;
- S'adapte mieux pour les ponts biais.

**➤ Les inconvénients**

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutres en béton armé, une portée limitée (20m) ;
- Échafaudage important ;
- Déconseillées pour les travées continues.

**I.5.4.2 Pont en béton précontraint****a. Pont à poutre en béton précontraint**

Les poutres sont précontraintes par câbles (poste tension ou pré tension), leur préfabrication à terre permet d'économiser l'utilisation souvent onéreuse d'un cintre, leurs portées les plus économiques situent entre 25 et 35m.

**➤ Les avantages**

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixé est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.

- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portées allant jusqu'à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).

➤ **Inconvénients**

- Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc....).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente
- Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.

**b. Les ponts dalle en B.P**

- Les ponts dalles sont de faibles hauteurs, se traitent là où il y a un problème de gabarit.
- Ce type de pont est déconseillé sur les oueds.

### **I.5.4.3 Ponts mixte ou métallique**

Dans les ponts métalliques, le tablier est formé par un hourdis et des poutres métalliques, par contre dans les ponts mixtes, le tablier est composé d'une dalle en béton armé reposant sur des poutres métalliques ; dans les deux cas, la dalle est connectée à la semelle supérieure des poutres par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

➤ **Les avantages**

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.



- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol.
- **Les inconvénients**
  - Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
  - Risque de voilement, déversement des poutres.
  - Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
  - Sensibilité au gradient thermique.
  - Matériaux très chers.

#### I.5.4.4 Pont caisson à voussoir construire par encorbellement successif

La technologie de construction par encorbellement successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis. En ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identique qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étaieement et le coffrage du tablier. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demies travées sur chaque côté. A ce stade de la construction l'élément pile/fléaux est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont ensuite clavés.

- **Avantages**
  - Le type fermé des profilés présente une rigidité à la torsion ;
  - La portée de ce type de pont est plus grande que les poutres en B.P;
  - La structure de pont donne une belle forme esthétique ;
  - Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.
  - La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- **Inconvénients**
  - L'aspect économique est très élevé ;
  - Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel, le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages ;
  - La construction par l'encorbellement demande des mains d'œuvres très qualifiées ;
  - Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontraints.

## I.5.4.5 Variante retenue

	Pont Métallique	Pont en BA	Pont en BP	Pont caisson
Economie	-	-	+	-
Entretien	-	-	+	+
Esthétique	-	+	+	+
Exécution	+	+	+	+
Déblai	+	+	+	+

Tableau.I.7 : Espace de comparaison.

**Indices d'appréciations :** (+) : favorable. (-) : peu favorable.

Par la comparaison entre les différentes variantes on peut conclure que :

- La variante mixte ou métallique est à éviter vu le risque de corrosion et la nécessité de l'entretien périodique qui est cher.
  - Les structures en béton armé ont une gamme de portée économique limitée et un poids plus important du tablier.
  - Les ponts caisson à voussoir construits par encorbellement présentent un aspect économique très élevé.
  - Les ponts à poutres en béton précontraint présentent plusieurs avantages dans ce type de cas, ils sont plus simples à réaliser et plus économiques.
- ❖ Notre choix porte sur la réalisation de sept (7) piles et deux culées, donc un pont à huit (8) travées à poutres identiques préfabriquées par **pré-tension** de 36 m de longueur et 1,9 m de hauteur à cause des avantages économiques et techniques qui sont données par la précontrainte.

# Chapitre II :

*Caractéristiques des matériaux*

## II.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

Nos calculs « en béton précontraint ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91 qui utilisent les états limites ultime concernant le non ruine de l'ouvrage donc sa capacité portante et les états limites de service pour sa durabilité. Et voici certaines particularités de ces lois :

### ➤ ELS

On trouve dans cette catégorie les déformations qui peuvent être incompatibles avec le bon fonctionnement de l'ouvrage.

- La fissuration des zones tendues.
- Les dommages tels que la corrosion.
- Les vibrations excessives.

### ➤ ELU

- La perte de stabilité comme le renversement de la structure.
- L'instabilité de forme telle que le flambement.
- La rupture des matériaux.
- Les déformations plastiques exagérées.
- Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés :
- Le béton et l'acier.

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés :

Le béton et l'acier.

## II.2 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau, le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ .

### ✓ Ciments

Les ciments sont conformes à la norme NF EN 197-1 et sont choisis en fonction des caractéristiques chimiques du liquide contenu ; Ceux à faible chaleur d'hydratation sont en général bien adaptés.

### ✓ Granulométrie

Le sable doit avoir un module de finesse inférieur à 2,5 et le rapport G/S (gravillon/sable) doit être inférieur à 2,20.

### ✓ Eau de gâchage

L'eau de gâchage doit être conforme à la norme XP P 18-303 et le rapport E/C doit être aussi faible que possible, en particulier pour réduire les phénomènes de retrait.

### ✓ Adjuvants

Il s'agit de produits mélangés au béton faible proportion, moins de 5 % de la masse de ciment, lors du malaxage.

### ✓ Ajouts

Il s'agit de produits inertes très fins tels les fumées de silice ou des fibres qui améliorent les caractéristiques mécaniques des bétons et jouent favorablement sur la perméabilité.

Le béton est caractérisé par des différentes caractéristiques :

## II.2.1 Résistance du béton

### ➤ Résistance du béton à la compression

Dans les cas courants, au point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée  $f_{c28}$ . Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de  $j$  jours inférieur à 28j, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Le béton pour poutre  $f_{c28} = 45$  MPa.
- Le béton pour dalle  $f_{c28} = 35$  MPa.
- Le béton pour élévations et l'infrastructure  $f_{c28} = 27$  MPa.

### ➤ Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3 \text{ MPa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$ .
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 27 = 2,22 \text{ MPa}$  Pour le béton de  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .

### ➤ Contraintes admissibles de compression du béton

#### • ELU

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité prend les valeurs

$$\text{suivantes : } \gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{dans le cas accidentel} \\ 1.5 & \text{dans le cas durable} \end{cases}$$

: Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges :

$$\theta = 1 \text{ si la durée } > 24\text{h} \quad \text{Sinon} = 0,85$$

$$\theta = 0,9 \text{ si la durée } > 1\text{h et } < 24\text{h.}$$

- **ELS**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quelle la construction ne peut plus Assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue : la limite de service vis à vis de la compression de béton ; l'état limite de service d'ouverture des fissures, et l'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

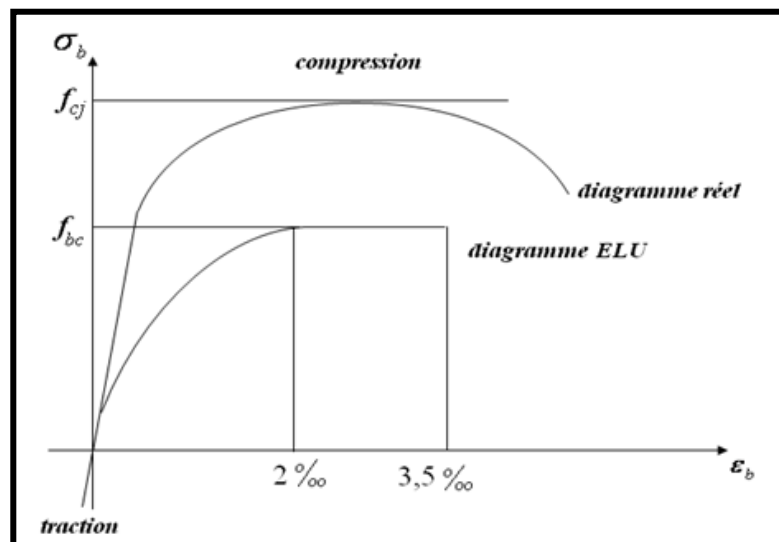


Figure.II.1 : Diagramme contrainte-déformations du béton à l'ELU.

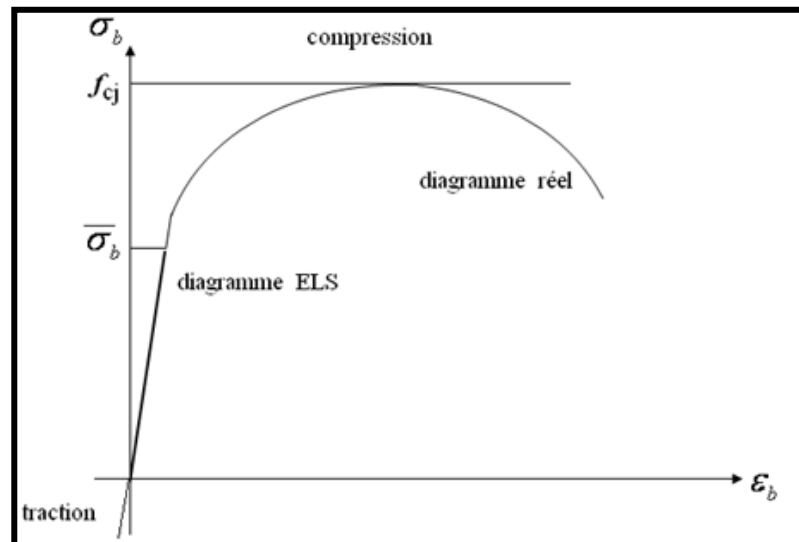


Figure.II.1 : Diagramme contrainte -déformations du béton à l'ELS.

## II.2.2 Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

### ➤ Module d'élasticité instantané « Eij »

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

### ➤ Module d'élasticité différé « Evj »

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

### ➤ Module de déformation longitudinale du béton « E »

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

- ✓ Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est obtenu par la formule (court durée) :



$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

- ✓ Le module de déformation différé  $E_{vj}$  est donné par la formule (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

### II.2.3 Module de déformations transversale « G »

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

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

$\nu$ : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale).

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

$\nu = 0,2$  Pour un béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$  Pour un béton fissuré (ELU).

### II.2.4 Poids volumique

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

## II.3 Acier

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

- ✓ **Les aciers actifs** qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- ✓ **Les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration, et de répondre aux exigences normatives qui correspondent au ferrailage minimale d'une section de béton.

### II.3.1 Les aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé (les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures),

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes  $f_{eE400}$ ,  $f_{eE500}$ , la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 MPa.

Dans notre projet on a :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence, de classe  $f_{e500}$ .

La limite élastique de ces aciers est : 500 MPa.

- Nous utiliserons un acier :  $f_{eE500}$ .
- Module d'élasticité longitudinale pour est :  $E_s = 200\ 000$  MPa.
- Module d'élasticité longitudinale pour l'infrastructure est :  $E_s = 210\ 000$  MPa.

### II.3.2 Les aciers actifs

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

Les armatures de précontrainte exigent un acier satisfaisant un certain nombre de conditions.

Elles ont été classés par :

- Catégorie : fils, barres, torons
- Classe de résistance.

Pour la précontrainte par pré-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est données par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,85 f_{prg}; 0,95 f_{peg}).$$

$f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

### II.3.2.1 Catégories d'aciers de précontraint

#### ✓ Les fils

On distingue :

Diamètre (mm)	4	5	6	7	8	10	12.2
Section	12.6	19.6	28.3	38.5	50.3	78.5	117

**Tablea.II.1** : Sections des fils.

- Les fils d'aciers ronds et lisses.
- Les fils autres que ronds et lisses.
- Les diamètres les courants en posttension sont 5 mm, 7 mm et 8mm.
- Les fils non lisses sont surtout utilisés en précontrainte par pré-tension ou de bonnes conditions d'adhérence sont exigées.

Il est en particulier interdit d'utiliser des fils ronds et lisses pour la pré-tension.

Les fils sont définis par leur diamètre nominal auquel correspond une section nominale conventionnelle, suivant le tableau II.1.

#### ✓ Les torons

Les torons sont constitués d'un ensemble de 3 ou 7 fils enroulés en hélice.  
Les torons les plus utilisés en pré-tension sont de 07 fils, 6 fils en hélice.

Le tableau II.2 fournit les valeurs correspondantes :

Type	3fils	7fils	7fils	7fils standard	7fils standard	7fils super	7fils super
<b>Diamètre (mm)</b>	5.2	6.85	9.3	12.5	15.2	12.9	15.7
<b>Section</b>	13.6	28.2	52	93	139	100	150

**Tableau II.2** : Sections des torons.✓ **Les barre**

Les barres sont définies comme étant de section supérieure aux fils (diamètre supérieur à 10 mm) et livrables en élément rectiligne ; ce qui réduit leur usage à de faibles longueurs, sauf à utiliser des coupleurs.

- Les barres les plus courantes ont un diamètre nominal de 26 mm.
- Leur longueur maximale disponible est de 18 m.
- Leur limite élastique est nettement plus faible que celle des fils et des torons.

Les caractères géométriques sont le diamètre et la section conventionnellement définie suivant le tableau II.3 :

<b>Diamètre (mm)</b>	20	22	26	32	36
<b>Section</b>	314	380	531	804	1018

**Tableau.II.3** : Sections des barres.

### II.3.2.2 Caractéristiques mécaniques

- **Résistance**

La résistance à prendre en compte dans les calculs est charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans les essais de traction jusqu'à la rupture, et que l'on désigne par  $F_{prg}$  la contrainte correspondante s'appelant ( $f_{prg}$ )

- **Limite élastique**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant la contrainte, qui après retour à une contrainte nulle laisse un allongement résiduel de 0.1%.

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

- **Module de Young**

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

$$E_p = 200\,000 \text{ Mpa} \text{ Pour les barres.}$$

$$E_p = 190\,000 \text{ Mpa} \text{ Pour les torons.}$$

- **Diagramme contrainte-déformation**

- Pour les fils tréfilés et torons :

$$\text{si } \sigma_p > 0,95f_{peg}:$$

$$\text{si } 0 < \sigma_p < 0,9f_{peg}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,95 \right)^5$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

- Pour les fils trempés et barres :

$$\text{si } \varepsilon_p > \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = f_{peg}$$

$$\text{si } \varepsilon_p < \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

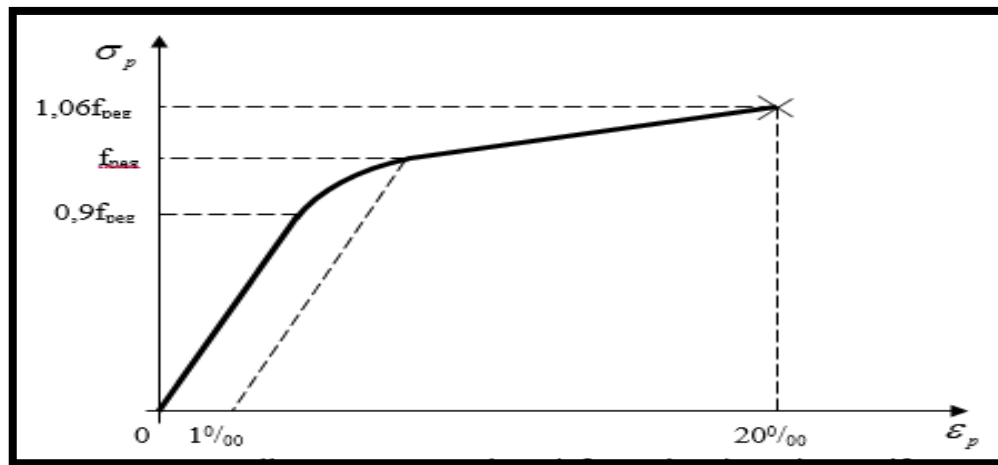


Figure.II.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

## II.4 Les paramètres des câbles de précontraint

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

- Section nominale de l'armature ;
- La contrainte maximale garantie à rupture  $f_{prg}$  ;
- La contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité  $f_{peg}$  ;
- Coefficient de relaxation  $\rho_{1000}$  ;

$$\rho_{1000} = 2,5 \% \text{ pour la classe TBR (Très Basse Relaxation) ;}$$

$$\rho_{1000} = 8 \% \text{ pour la classe RN (Relaxation Normale) ;}$$

- Adhérence au béton ;
- Module de déformation longitudinale ;
- Diagramme contrainte-déformation.

➤ **Pour notre projet**

Dans notre projet nous utilisons des torons **T15.2** de classe II à très basses relaxation (TBR) de caractéristiques suivantes :

✓ **Caractéristiques géométriques**

- Câble de type FREYSSINET.
- Section nominale de l'acier :  $A_p = 0.000139 \text{ m}^2$ .
- Toron T15.
- Diamètre nominal : 15,2 mm.
- Diamètre de la gaine extérieure : 67 mm.

✓ **Caractéristiques mécaniques**

- Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ .
- Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$ .
- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$ .
- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$ .
- Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .
- Recul d'ancrage :  $g = 1 \text{ mm}$ .

## II.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous sommes focalisés sur les différents matériaux (le béton, le béton précontraint, les armatures passives « aciers hautes adhérences », armatures actives « torons »), utilisés pour la conception et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristiques mécaniques telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction, etc.

# Chapitre III :

## *Pré-dimensionnement du Tablier*



### III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré en premier lieu à déterminer le type et les dimensions de la poutre à adopter pour le projet, le nombre et l'espacement des poutres ainsi que l'épaisseur de la dalle. En deuxième lieu, on calcule les caractéristiques géométriques qui seront nécessaires pour la détermination de la précontrainte.

Le type du tablier de notre viaduc est un tablier avec des poutres multiples en béton précontraint (BP) par pré-tension avec des entretoises d'about, les éléments constituant le tablier sont :

- Les éléments porteurs (dalle, poutres) ;
- Les équipements (corniche, dispositif de retenue, etc.).

### III.2 Caractéristiques géométriques du tablier

#### III.2.1 Largeur du tablier

La largeur totale de notre tablier est de 13,25 m.

#### III.2.2 Longueur des travées

Cet ouvrage contient huit (08) travées.

#### III.2.3 Les poutres

La section transversale de notre poutre est de forme en I avec talon.

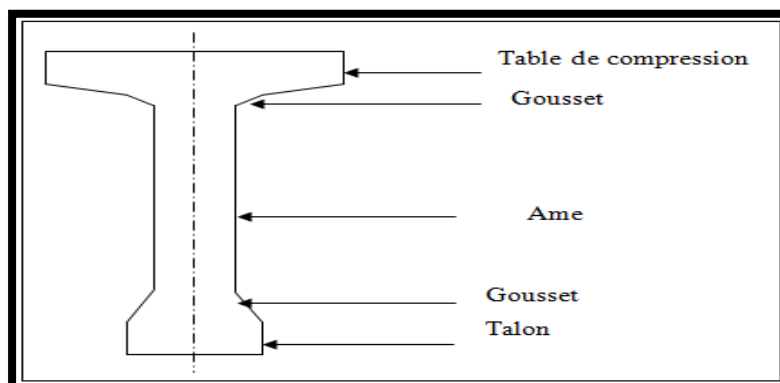


Figure.III.1 : Coupe transversale d'une poutre.

**a. Définition de la poutre**

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel en béton précontraint dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième pour supporter la dalle du pont.

**b. Hauteur de la poutre ( $h_t$ )**

La hauteur des poutres est un paramètre important puisque :

- Si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, il y a le risque de présenter une trop grande prise au vent;
- La réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

La hauteur totale d'une section ( $h_t$ ) dépend de la longueur de poutre et d'après G-Dreux donné sous la forme suivant :

$$\left(\frac{L}{20}\right) \leq h_t \leq \left(\frac{L}{18}\right)$$

$$h_t = h_p + h_d$$

$h_p$  : hauteur de la poutre

$h_d$  : hauteur de la dalle

Dans notre cas  $L = 36$  m on obtient :

$$\left(\frac{36}{20}\right) \leq h_t \leq \left(\frac{36}{18}\right) \quad 1,8 \leq h_t \leq 2,0$$

On adopte  $h_t = 1,9$  m

**c. Épaisseur de l'âme**

L'âme a une section non prismatique, son épaisseur à la zone d'about est plus que celle à mi travée ; car l'effort tranchant est maximum au niveau des appuis.

Elle est dimensionnée en fonction du respect des conditions suivantes:

- La résistance à l'effort tranchant;
- Enrobage convenable des armatures de précontrainte;

- Limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement au milieu de la poutre.

- **Au niveau de la section médiane**

Les dimensions de l'âme doivent vérifier les conditions suivant :

$$\text{GUYON : } b_0 \geq \frac{h_t}{36} + 10 = \frac{190}{36} + 10 = 15,28 \text{ cm.}$$

$$\text{DREUX : } b_0 \geq \frac{h_t}{40} + 9 = \frac{190}{40} + 9 = 13,75 \text{ cm.}$$

On prend :  $b_0 = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m.}$

- **Au niveau de la section d'about**

On prend :  $b_0 = 0,64 \text{ m}$

**d. Table de la compression**

- **Largeur de la table de compression (b)**

La largeur de la table de compression avec  $b \geq 0,6H_t$  avec  $h_t = 1,9 \text{ m.}$

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{donc : } 1,14 \leq b \leq 1,33$$

On prend :  $b = 0,76 \text{ m.}$

- **Épaisseur de la table de compression (e)**

Nous allons utiliser des poutres en **I** avec une hauteur de 1,9 m et un espacement entre leurs axes de 1,7 m; ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compression:  $0,10 \leq e \leq 0,15 \text{ m}$

On prend :  $e = 0,07 \text{ m.}$

- **Gousset de la table de compression**

A mi- travée:  $\alpha_1 = 15,52^\circ \rightarrow e_1 = 0,05 \text{ m.}$

$$\alpha_2 = 38,65^\circ \rightarrow e_2 = 0,08 \text{ m.}$$

A l'appui:  $\alpha = 21,25^\circ \rightarrow e = 0,07 \text{ m.}$

**e. Talon**

L'aire de la section du talon est déterminée par les conditions d'état limite de service et la contrainte de compression du béton en fibre inférieure de la poutre

- **Largeur du talon ( $b_t$ )**

On prend:  $b_t = 0,64 \text{ m}$

- **Épaisseur du talon ( $e_t$ )**

L'inégalité  $e_t \geq 0,14 \text{ m}$  est vérifiée.

On prend:  $e_t = 0,20 \text{ m.}$

- **Gousset du talon**

A mi- travée:  $\alpha_1 = 34,28^\circ \rightarrow e_1 = 0,15 \text{ m.}$

A l'appui: il n'y a pas de gousset.

**f. L'espacement entre axes des poutres ( $\lambda$ )**

L'espacement des poutres est un paramètre fondamental dans la définition des autres paramètres. Ce paramètre est voisin de 3 m et varie dans la pratique entre 2,5 et

3,5 m, exceptionnellement 4 m.

On prend :  $\lambda = 1,7 \text{ m.}$

**g. Nombre des poutres**

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

Le nombre de poutres est déterminé par l'équation suivante :

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

$L_a$  : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité.

$$L_a = 11,9 \text{ m.}$$

$$N = \frac{11,9}{1,7} + 1 = \mathbf{8 \text{ poutres.}}$$

**III.2.4 La dalle****a. La définition de la dalle (l'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 et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

La dalle généralement soit coulé sur place, soit préfabriqué, le coulage sur place est le procédé le plus utilisé, il doit faire sur toutes la largeur de l'ouvrage.

**b. Largeur de la dalle ( $l_d$ )**

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont :  $l_d = \mathbf{13,25 \text{ m.}}$

**c. longueur de la dalle ( $L_d$ )**

C'est la longueur parallèle à l'axe du pont, elle est égale à la longueur des

Poutres :  $L_d = \mathbf{36 \text{ m.}}$

**d. Épaisseur de la dalle (ed)**

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversaux.

L'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30 m :

$$0,20 \text{ m} < e < 0,30 \text{ m},$$

Pour notre cas, on adopte une épaisseur :

$$ed = 0,22 \text{ m}.$$

**e. Les entretoises**

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires aux poutres pour relier entre elles.

Leur rôle est de contreventement transversal de l'ouvrage en s'opposant au divergement et de solidarisation, en assurant la répartition transversale des charges sur les poutres.

**f. L'équipement du tablier**

Les équipements sont les dispositifs complémentaires et fondamentaux pour assurer le confort et la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage.

**➤ Les équipements de notre ouvrage****• Appareils d'appuis**

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté de dimensions : 350×450×90(mm) avec un dispositif anti-cheminement conformément aux normes NF EN 1337-3 et au Guide technique de SETRA, Juillet 2007.

**• Joint de chaussée**

Des joints de chaussée à bandes ou équivalents sont disposés sur chaque ouvrage.

- **Dispositifs de retenue**

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque côté du tablier, formant protection devant un vide.

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique, sont en acier galvanisé, pour notre pont on va employer des garde-corps de niveau H3 , répond aux critères de la **Norme Européenne EN 1317-2**. C'est-à-dire que le la barrière **glissière de sécurité H3** est capable de retenir :

-Un véhicule léger / véhicule de tourisme (d'une masse moyenne de 900 kg) à une vitesse d'impact de 100 km/h, mais aussi des véhicules plus lourds (d'une masse moyenne 16t) à une vitesse d'impact de 70 km/h.

- **La corniche**

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique ; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage ; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse ; en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

- **Fourreaux réseau multitubulaire**

Les fourreaux pour câbles sont en PEHD Ø90.

- **Enduits bitumineux**

L'enduit bitumineux pour les surfaces en béton en contact avec les sols est de « flint kot».

- **Système d'étanchéité**

L'étanchéité est de type mince et composée d'une feuille préfabriquée bitumineuse.

- **Béton bitumineux de la chaussée sur ouvrage**

Le béton bitumineux aura une épaisseur de 75 mm plus une couche d'étanchéité mince de 5 mm. Cette couche étanche est disposée entre le tablier en béton armé coulé sur place et le béton bitumineux.

### III.3 Caractéristiques du pont

- **La portée** : une portée de 35 m ;
- **Profil en travers** : un dévers unique de 2,5% ;
- **Les poutres** : 8 poutres dans chaque travée de 36 m de longueur et de 1,9 m de hauteur espacées de 1,7 m ;
- **La dalle** : une largeur de 13,25 m et une épaisseur de 22 cm, plus une pré-dalle de 2 cm.
- **Dispositifs de retenus** : les dispositifs de retenue (glissières métalliques) sont en acier galvanisé, composés de glissières de sécurité de niveau H3 ;
- **Chaussée** :  $L_c = 12$  m , de trois voies 3,5 m chacune et une bande dérasée gauche de 1 m et une bande dérasée droite de 0,5 m ;
- **Revêtement** : en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur (revêtement de 7,5 cm et étanchéité de 0,5 cm).
- **Trottoir + corniche**: une largeur de 0,75 m.

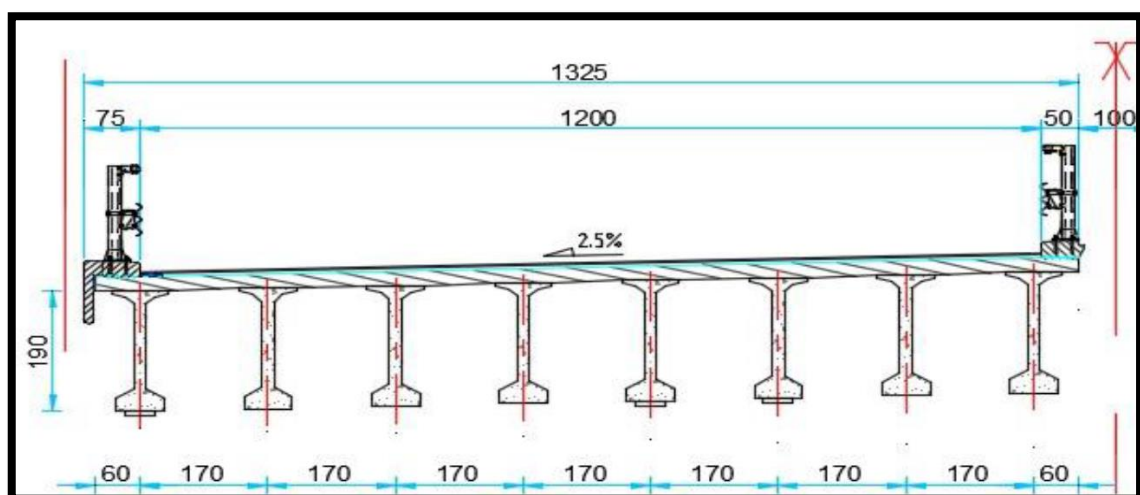


Figure.III.2: Coupe transversale sur le tablier à poutres en BP.



### III.3.1 Caractéristiques géométriques des poutres

#### III.3.1.1 Définitions

- **La section brute**

-Elle résulte le plan de coffrage, c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs enclaves.

-Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

➤ **Notation utilisées**

Nous devons la surface totale de la poutre en des surfaces élémentaires pour calculer les moments d'inertie, on utilise la méthode de « Huyghens ».

$$I/\Delta = I_G + B_i \times Y_i^2$$

$I/\Delta$  : Moment d'inertie par rapport à  $\Delta$ .

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

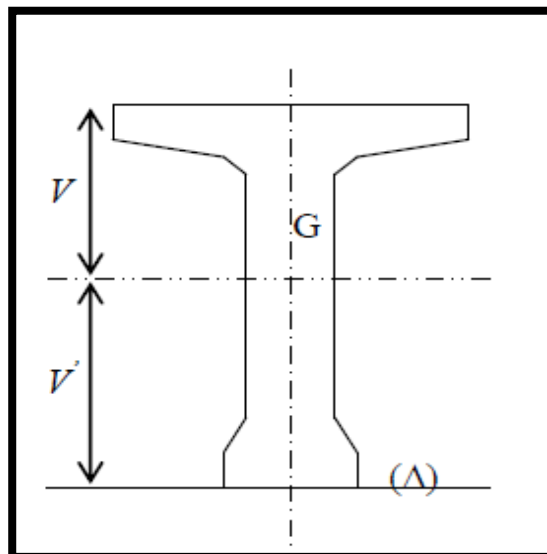


Figure.III.3 : Les caractéristiques brutes de la poutre.

$I_G$  : Moment d'inertie de la section considéré par rapport à l'axe  $(\Delta)$

$$I_{gr} = \frac{b \cdot h^3}{12} : \text{pour une section rectangulaire } (b \times h) ;$$

$$I_{gt} = \frac{b \cdot h^3}{36} : \text{pour une section triangulaire } (b \times h).$$

$B_i$  : l'aire de la section d'un élément (i).

$V$  : distance du centre de gravité à la fibre supérieure.  $V = Ht - V'$

$V'$  : distance du centre de gravité à la fibre inférieure.  $V' = \frac{\sum B_i \times y_i}{\sum B_i}$

$B$  : l'aire de la section de la poutre.

$S/\Delta$  : Moment statique de la section considéré par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).  $S/\Delta = B \cdot y$

$I_G$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.  $I_G = \sum I_{\Delta} - S/\Delta V'$

$\rho$  : Rendement géométrique de la poutre.  $\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{r^2}{V \cdot V'}$

$r$  : rayon de giration de la section.  $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

### III.3.1.2 Caractéristiques géométriques des sections

#### III.3.1.2.1 Caractéristique géométrique de la poutre seule

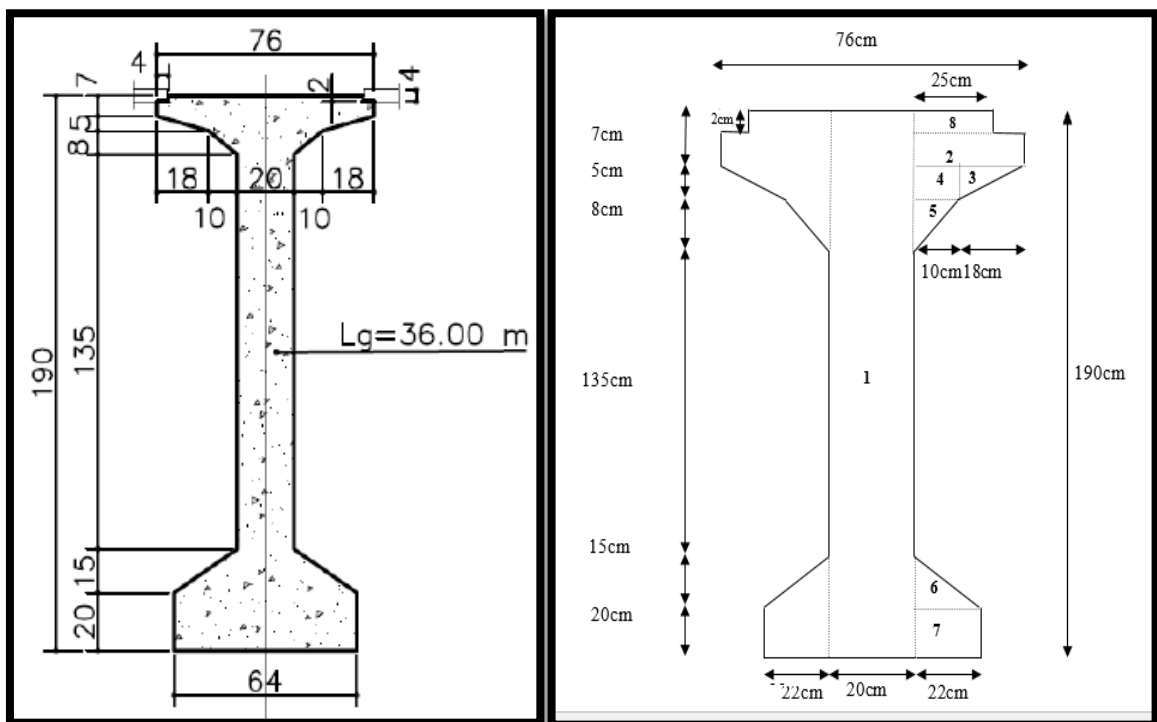


Figure.III.4 : Détails de la poutre.

Désignation	dimension		Bi(cm <sup>2</sup> )	yi (cm)	S/Δ=Bi×yi	I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>g</sub> +Bi×yi <sup>2</sup>
	x	y					
1x1	20	190	3800	95	361000	11431666,7	45726666,7
2x2	28	05	280	185,5	51940	583,33333	9635453,333
3x2	18	05	90	181,33	16319,7	125	2959376,201
4x2	10	05	100	180,5	18050	208,333	3258233,333
5x2	10	08	80	175,33	14026,4	284,444444	2459533,156
6x2	22	15	330	25	8250	4125	210375
7x2	22	20	880	10	8800	29333,333	117333,333
8x2	25	02	100	189	18900	33,33333	3572133,333
<b>Total</b>			<b>5660</b>		<b>497286,1</b>	<b>11466359,5</b>	<b>67939104,39</b>

V (cm)	V' (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ %	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
102,14	87,86	24247547,64	47,73	4284,019

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

III.3.1.2.2 Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis

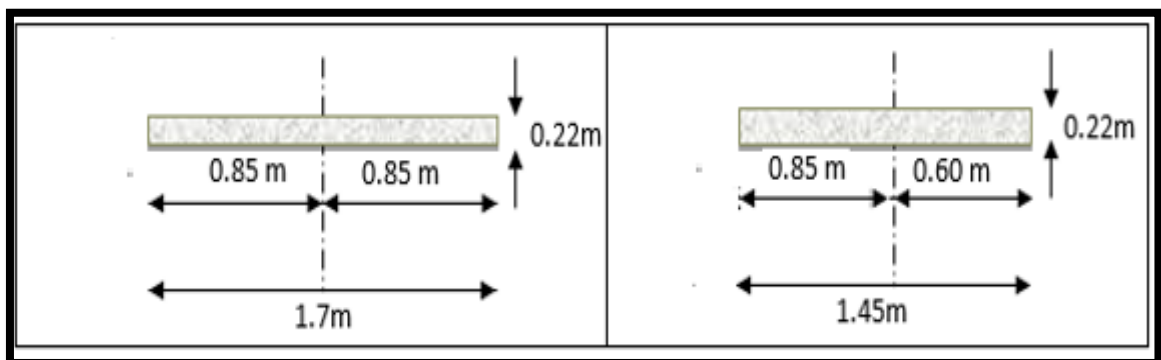


Figure.III.5 : Section de hourdis revenant à une poutre Intermédiaire.

Figure.III.6 : Section de hourdis revenant à une poutre de rive.

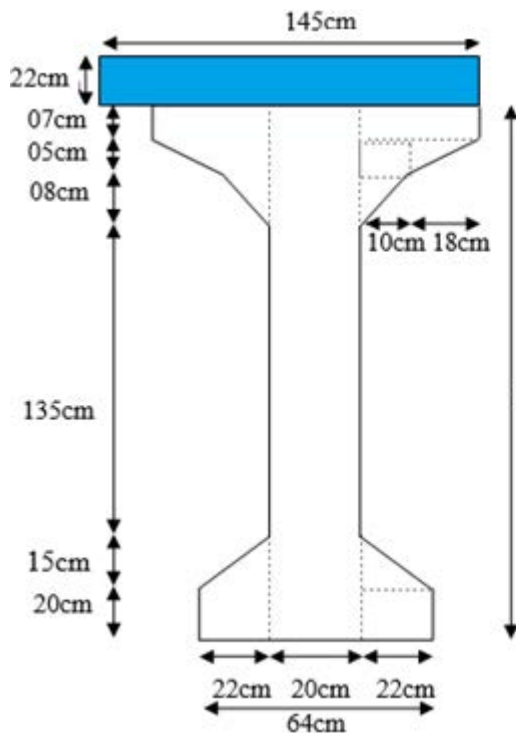


Figure.III.7 : Section de la poutre de rive avec hourdis.

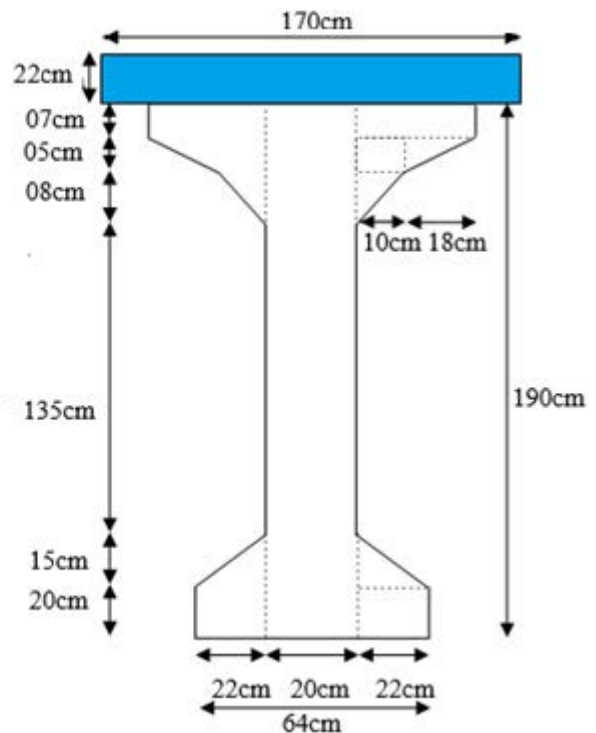


Figure.III.8 : Section de la poutre intermédiaire avec hourdis.

• Poutre intermédiaire

Désignation	dimension		Bi(cm <sup>2</sup> )	yi (cm)	S/Δ=Bi×yi	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>G</sub> +Bi×yi <sup>2</sup>
	x	y					
Poutre seule			5660		497286,1	11466359,5	67939104,39
Hourdis	170	22	3740	201	751740	150846,667	151250587
Poutre + Hourdis			9400		1230848,5	11632831,1	215758211

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ %	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
132,875	79,125	53225348,02	54,72	5662,27107

Tableau.III.2 : Caractéristiques géométrique de la poutre intermédiaire avec hourdis.

- Poutre de rive

Désignation	dimension		Bi(cm <sup>2</sup> )	yi (cm)	S/Δ=Bi×yi	I <sub>g</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>g</sub> +Bi×yi <sup>2</sup>
	x	y					
Poutre seule			5660		497286,1	11466359,5	67939104,39
Hourdis	145	22	3190	<b>201</b>	641190	128663,333	129007853
Poutre + Hourdis			<b>8850</b>		<b>1138476,1</b>	11595022,83	<b>196946958</b>

V' (cm)	V (cm)	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ %	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )
128,64	83,36	50493392,22	54,03	5705,46805

**Tablau.III.3** : Caractéristiques géométrique de la poutre de rive avec hourdis.

### III.4 Conclusion

Dans ce chapitre un pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier a été effectué (dimensionnement de la géométrie des poutres, largeur du tablier, les équipements, etc.), ainsi qu'un calcul des différentes caractéristiques géométriques (moment d'inertie, moment statique, etc.) pour les différentes sections transversales de la poutre (section poutre seule avec et sans l'hourdis).

# Chapitre IV :

*Évaluation des charges et  
surcharges*

## IV.1 Introduction

Dans ce chapitre le calcul des charges et des surcharges dans le pont qui doit être supporté sera présenter pour les différentes actions ; tel que les actions permanentes ou les actions variables, ainsi que la répartition transversale.

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées.

L'ouvrage doit être résisté ou effort appliqué qui sont les suivantes :

- Les charges permanentes (CP) et (CCP) ;
- Les surcharges routières ;
- Les Surcharges sur trottoir ;
- Les surcharges dues au vent, au séisme, et au freinage ;
- Force centrifuges ;
- Combinaisons de charges.

✓ **Les actions permanentes comprennent**

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

✓ **Les actions variables, de leur côté, comprennent**

- **Les charges d'exploitation** : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II), ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre, ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.
- **Les charges climatiques** : essentiellement vent et températures.

- **Les actions accidentelles** : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien «RPOA».

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions et la prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité des ouvrages.

## IV.2 Calcul des charges

### IV.2.1 La charge permanente (CP)

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle et l'entretoise (tablier).

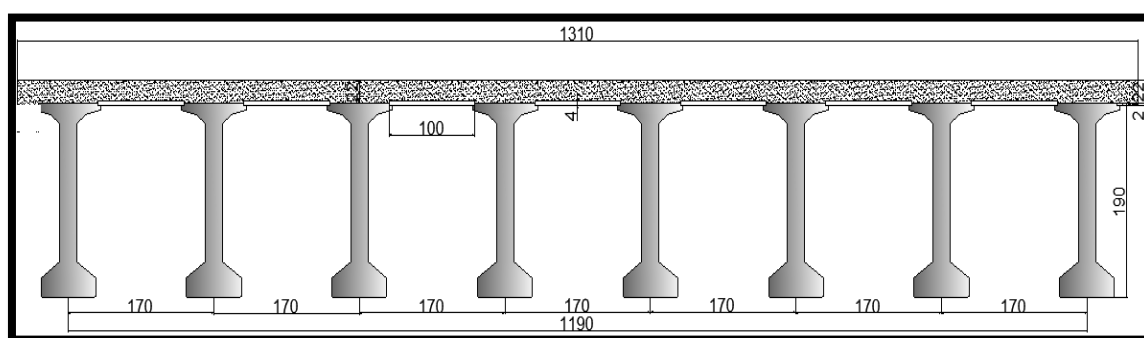


Figure.IV.1 : Coupe transversale du tablier.

#### a. Poids propre de la poutre

$$P_p = S \times L \times \rho_b = 0,566 \times 36 \times 2,5 = 50,94 \text{ t}$$

- **Poids totale des poutres :**

$$N = 8 \text{ poutres.}$$

$$P_p = 50,94 \times 8 = 407,52 \text{ t}$$

- **Par mètre linéaire**

$$P_p = \frac{407,52}{36} = 11,32 \text{ t/ml}$$

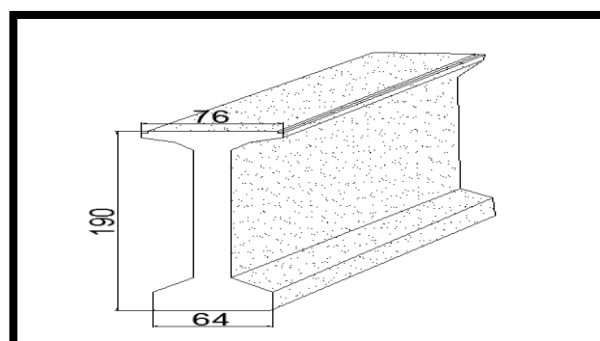


Figure.IV.2 : Les dimensions de poutre.



### b. Poids propre de la dalle

-Longueur de la dalle :  $L = 36 \text{ m}$ .

-Largeur de la dalle :  $l = 13,1 \text{ m}$ .

-Épaisseur de la dalle :  $e = 0,22 \text{ m}$ .

-Épaisseur du pré-dalle :  $e = 0,02 \text{ m}$ .

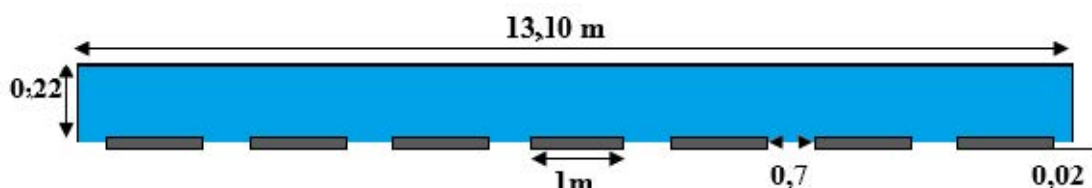


Figure.IV.3 : Coupe transversale de la dalle.

- Le poids de la dalle par mètre linéaire

$$g = S \times \rho_b = 13,1 \times 0,22 \times 2,5 = 7,205 \text{ t/ml.}$$

- Le poids total de la dalle

$$P_d = g \times L = 259,38 \text{ t.}$$

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire

$$g = 1,7 \times 0,22 \times 2,5 = 0,935 \text{ t/ml.}$$

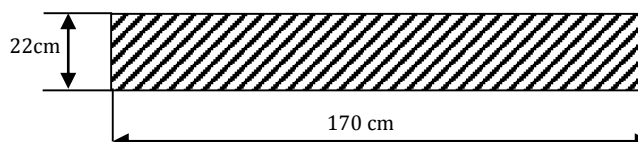


Figure.IV.4 : Coupe transversale de la poutre intermédiaire.

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive

$$g = 1,45 \times 0,22 \times 2,5 = 0,7975 \text{ t/ml.}$$

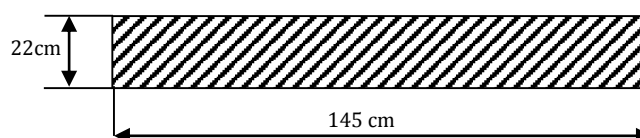


Figure.IV.5 : Coupe transversale de la poutre de rive

### c. Le poids de l'entretoise

$$S_{ent} = 1,5 \times 1,35 + 0,20 \times 0,94 + 0,1 \times 0,08 + 0,18 \times 0,05 + 0,18 \times 0,08 \times 2 = 22588 \text{ cm}^2 = \mathbf{2,2588m^2}$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,4 \times 2,5 = \mathbf{2,2588t}$$

- **Le poids total des entretoises**

$$P_{tot} = P_{ent} \times 7 \times 2 = \mathbf{31,62t}$$

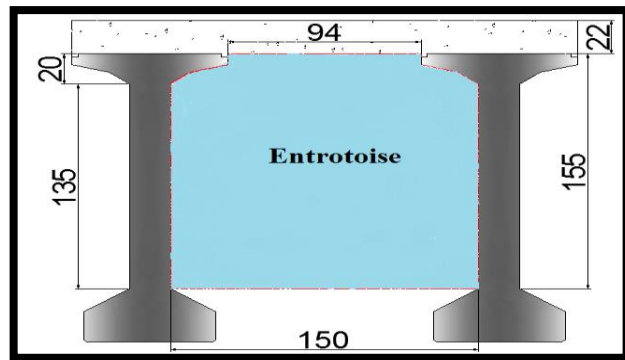


Figure.IV.6 : Détails de l'entretoise.

## IV.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Revêtement + la chape.
- Trottoirs + corniche.
- Le garde-corps.

### a. Le poids de revêtement et la chape d'étanchéité

-Couche de roulement = 8 cm.

-Poids volumique de la couche est :  $\rho_{rev} = 2,2 \text{ t/m}^3$ .

- **Le poids total**

$$P_{rev} = 2,2 \times 0,08 \times 12 \times 36 = \mathbf{76,032t.}$$

- **Le poids de revêtement qui revient à la poutre intermédiaire**

$$P = 2,2 \times 0,08 \times 1,7 = \mathbf{0,299 \text{ t/ml.}}$$

- **Poids de revêtement de poutre de rive**

**-Poutre de rive à gauche**

$$P=2,2 \times 0,08 \times 0,95 = 0,167 \text{ t/ml.}$$

**-Poutre de rive à droite**

$$P=2,2 \times 0,08 \times 0,85 = 0,149 \text{ t/ml.}$$

**b. Le poids du trottoir**

$$S_{\text{longrine}} = \frac{(0,29+0,25) \times 0,5}{2} + \frac{0,18 \times 0,08}{2} + 0,08 \times 0,05 = 0,1462 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tr}} = \frac{(0,22+0,24) \times 0,5}{2} = 0,115 \text{ m}^2$$

- **Le poids total**

$$P_{\text{trt}} = 0,115 \times 2,5 \times 36 = 10,35 \text{ t}$$

$$P_{\text{longrine}} = 0,1462 \times 2,5 \times 36 = 13,158 \text{ t}$$

- **Par mètre carré**

$$P_{\text{trt}} = \frac{10,35}{36 \times 0,5} = 0,575 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\text{longrine}} = \frac{13,158}{36 \times 0,5} = 0,731 \text{ t/m}^2$$

**c. Le poids de la corniche**

$$S_{\text{cor}} = \frac{(0,24+0,25) \times 0,25}{2} + (1 - 0,25) \times 0,13$$

$$S_{\text{cor}} = 0,15875 \text{ m}^2$$

- **Le poids total**

$$P_{\text{cor}} = 0,15875 \times 2,5 \times 36 = 14,2875 \text{ t}$$

- **Par mètre linéaire**

$$P = \frac{14,2875}{36} = 0,40 \text{ t/ml}$$

**d. Le poids des gardes corps**

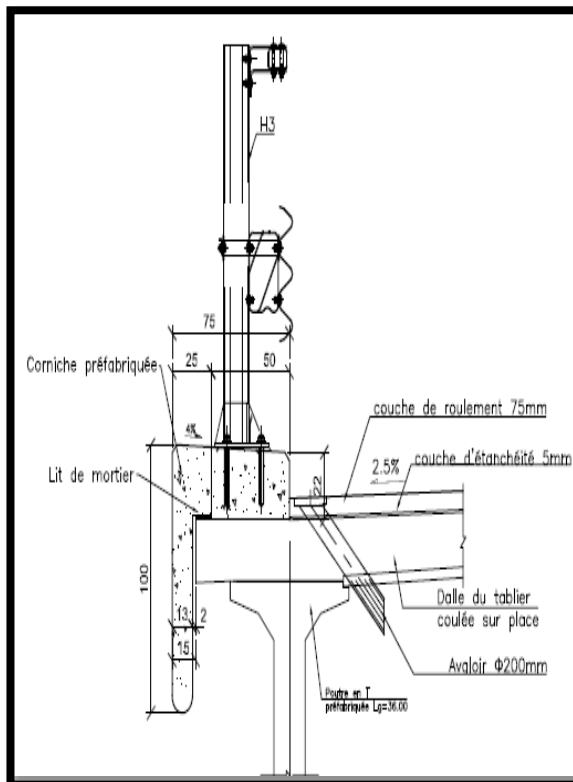
Le poids de garde-corps est :  $P = 0,3 \text{ t/ml}$

- **Le poids total**

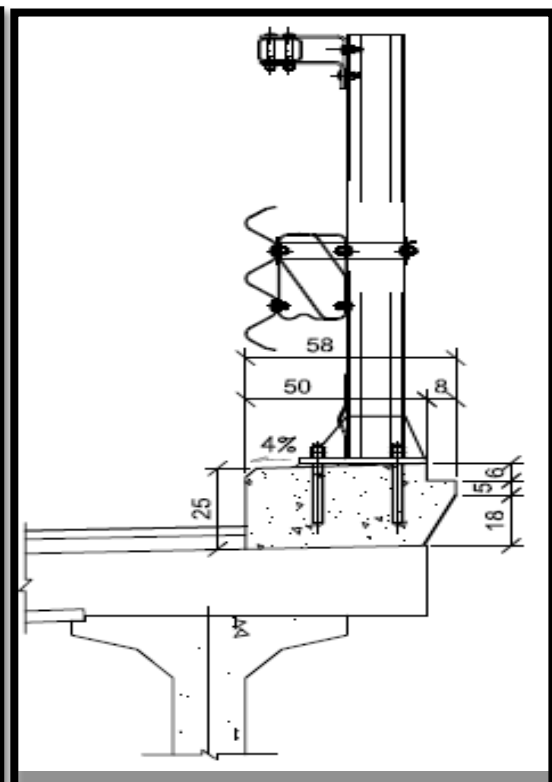
$$P_{\text{Gc}} = 0,3 \times 2 \times 36 = 21,60 \text{ t}$$

- **Par mètre linéaire**

$$P = \frac{21,6}{36 \times 2} = 0,30 \text{ t/ml.}$$



**Figure.IV.7** : Détails du trottoir et corniche.



**Figure.IV.8** : Détails de longrine.

### IV.2.3 Le poids total du tablier (d'une travée)

$$G = CP + CCP = 23,17 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = P_d + P_p + P_{\text{cor}} + P_{\text{longrine}} + P_{\text{ent}} + P_{\text{trt}} + P_{Gc} + P_{\text{rev}}$$

$$G_{\text{tot}} = 407,52 + 259,38 + 14.2875 + 31.62 + 10,35 + 13,158 + 76,032 + 21,60 = 833.95t$$

### IV.3 Étude des surcharges

Elles sont définies par le D.T.R (RCPR 2008) et Selon le fascicule 61 titre 2 de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- La surcharge de type A(L) ;
- Système B (Bc et Bt) ;
- La surcharge militaire Mc120 ;
- La surcharge exceptionnelle convois D240 ;
- La surcharge sur trottoirs : L'ouvrage se trouve hors les zones d'agglomérations donc ce n'est pas nécessaire de mettre les trottoirs.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

#### IV.3.1 Détermination des caractéristiques du pont

##### a. La largeur roulable ( $L_R$ )

C'est la longueur comprise entre dispositif de sécurité ou de bordures ( $L_R = 12,00 \text{ m}$ ).

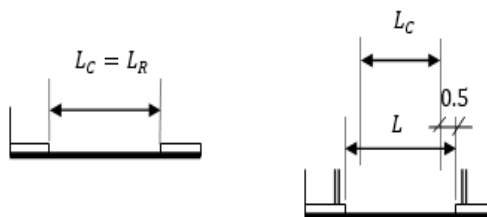
##### b. La largeur chargeable ( $L_C$ )

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bonde de (0,50m) de long chaque dispositif de sécurité,

$$L_C = 11 \text{ m}$$

$n$  : Nombre de dispositifs de retenue.

Dans notre cas, ( $L_c = 11 \text{ m}$ ).



### c. Nombre de voie(m)

D'après fascicule 61 art 2,2 :

$$m = E \left( \frac{L_c}{3} \right) = E \left( \frac{11}{3} \right) = E(3,66) \quad \text{Donc : } m = 3$$

### d. La largeur d'une voie ( $L_V$ )

$$L_V = \frac{L_c}{m} = \frac{11}{3} = 3,66 \text{ m.}$$

Donc on 3 voies de **3,67m**

### e. Classe de ponts routes

Notre pont sera un **Pont de la 1<sup>ère</sup> classe** ( $L_R \geq 7 \text{ m}$ ).

La classe	La largeur roulable
1	$L_R \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3	$L_R < 5,50 \text{ m}$

**Tableau.IV.1** : La classe du pont.

## IV.3.2 Évaluation des surcharges

### a. Système de charges A (L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L + 12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$L = 35 \implies A(L) = A(L) = 230 + \frac{36\,000}{35+12} = 995,95 \text{ (Kg/m}^2\text{)} = \mathbf{0,9959 \text{ t/m}^2}$$

En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés,  $A(L)$  multiplié par un coefficient

( $a_1$ ) donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voies	3voies	4 voies	$\geq 5$ voies
1 <sup>ere</sup> classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
3 <sup>eme</sup> classe	0,90	0,80	/	/	/

**Tableau.IV.2** : Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

✓ **Coefficient de  $a_2$**

On a : pont de **1<sup>er</sup> classe**

D'autre part,  $A(L)$  est multiplier par un autre coefficient ( $a_2$ ) donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad \text{Avec :} \begin{cases} V_0 = L_V = 3,5 \text{ m (pont de 1}^{\text{er}} \text{ classe)} \\ V = 3,67 \text{ m (largeur de la voie)} \end{cases} \quad a_2 = \frac{3,5}{3,67} = \mathbf{0,95}$$

La valeur de  $A(L)$  en fonction de voies chargées :

	$a_1$	$a_2$	$A(L) (t/m^2)$	$A(t/ml)$
1voie	1,00	0,95	0,99	$1 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = 3,45$
2voies	1,00	0,95	0,99	$1 \times 2 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = 6,90$
3voies	0,9	0,95	0,99	$0,9 \times 3 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = 9,32$

Tableau.IV.3 : Charge  $A(L)$  par voies.

### b. Système B

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système  $B_c$  : ce compose de camions types (30T).
- Sous système  $B_t$  : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système  $B_r$  : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

#### ✓ Sous système $B_c$

Un camion type du système  $B_c$  comporte trois essieux, tous à roues simples et répond aux caractéristiques suivants :

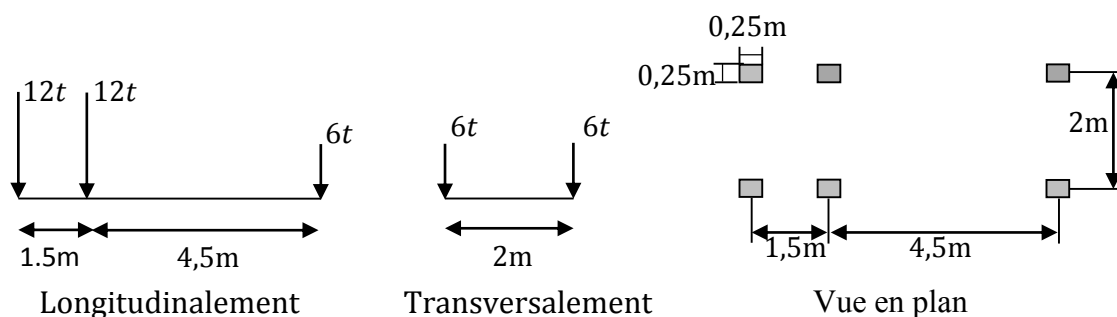


Figure.IV.9 : Détails du système  $B_c$



✓ **Disposition sur le pont**

- Longitudinalement, on dispose deux camions  $B_c$  aux max espaces de façon à produire l'effet le plus défavorable .la distance entre les deux camions est  $4,50m$  .
- Transversalement, on dispose le nombre de camions produisant l'effet le plus défavorable sur la largeur chargeable .(*Nbre de camions  $B_c$  = Nbre de voies chargées* ) .la distance entre chaque camion est  $0,50m$  .

Dans notre cas : **L = 35 m** et **3 voies** chargées.

On peut disposer 2 camions  $B_c$  longitudinalement et 3 transversalement.

Les charges de système  $B_c$  sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient  $b_c$  dépend de la classe du pont et nombre de voies donnée par le tableau suivant :

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 <sup>ere</sup> classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
3 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,80	/	/	/

**Tableau.IV.4** : Valeurs de coefficient  $b_c$ .

Un coefficient de majoration dynamique  $\delta_{bc}$  donné par :  $\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1+0,20L} + \frac{0,60}{1+4\frac{G}{S}}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L: \text{la longure du travée.} \\ G: \text{la charge permanente .} \\ S: \text{la surcharge maximum .} \end{array} \right.$

Dans notre cas : pont de **1<sup>er</sup> classe** et 3 voies chrgées

$$\begin{cases} L = 35\text{m} ; G = 833,95\text{t} \\ S = 180 \times 0,95 = 171\text{ t} \end{cases} \Rightarrow b_c = 0,95$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1+4 \frac{833,95}{171}} = 1,080$$

	$b_c$	$\delta_c$	charges par essieu(t)	
1voie	1,2	1,080	E avant	$6 \times 1,2 \times 1.080 = 7,776$
			E arriere	$12 \times 1,2 \times 1.080 = 15,552$
2voies	1,1	1,080	E avant	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1.080 = 14,256$
			E arriere	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1.080 = 28,512$
3voies	0,95	1,080	E avant	$3 \times 6 \times 0,95 \times 1.080 = 18,468$
			E arriere	$3 \times 12 \times 0,95 \times 1.080 = 36,936$

Tableau.IV.5 : Charges de système  $B_c$  par essieu.

c. Système  $B_t$

Il comporte de deux tandems, ou chaque tandem comporte deux essieux, tous de roues simples.

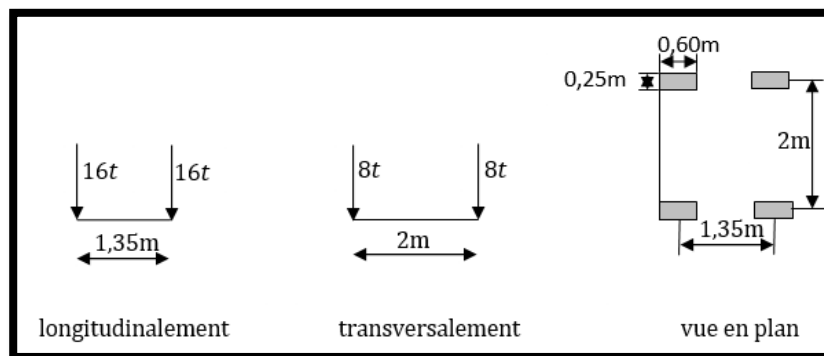


Figure.IV.10 : Détails du système  $B_t$ .

Disposition sur le pont :

- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, on dispose au plus deux tandems pour un pont supportant au

moins deux voies .la distance entre les deux tandems est **1m**

De même façon come dans le système  $B_c$  ,on a deux coefficients :

	1 <sup>ere</sup> classe	2 <sup>eme</sup> classe
$b_t$	1,00	0,90

**Tableau.IV.6** : Valeurs de coefficient  $b_t$ .

Désignation	Q	Bt	$\Delta$	Essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,11	17,76
2 Tandems	64	1	1,11	35,52

**Tableau.IV.7** : Évaluation des surcharges du système  $B_t$ .

$$\begin{cases} L = 35\text{m} ; G = 833,95\text{t} \\ S = 32 \times 2 \times 1,00 = 64 \text{ t} \end{cases}$$

$$\delta_t = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1+4 \frac{833,95}{64}} = 1.061$$

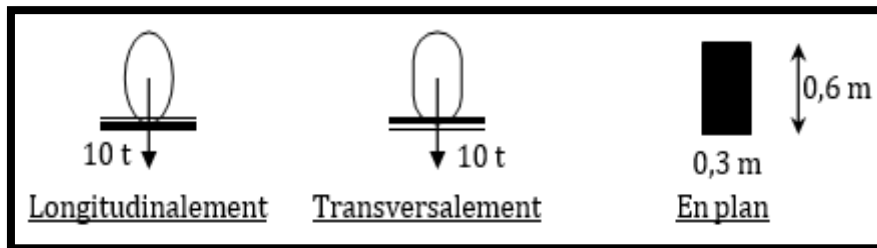
	$b_t$	$\delta_t$	charges par essieu (t)
1voie	1,00	1,061	$16 \times 1 \times 1,061 = 16,976$
2voies	1,00	1,061	$2 \times 16 \times 1 \times 1,061 = 33,95$

**Tableau.IV.8** : Charges de système  $B_t$  par essieu.

**Système  $B_r$** 

Il est constitué d'une roue isolée portant une masse de (10 t) .

Le système  $B_r$  est négligé devant  $B_c$  et  $B_t$  .



**Figure.IV.11** : Schémas du système Br.

**d. Système de charges exceptionnelles  $M_{c120}$** 

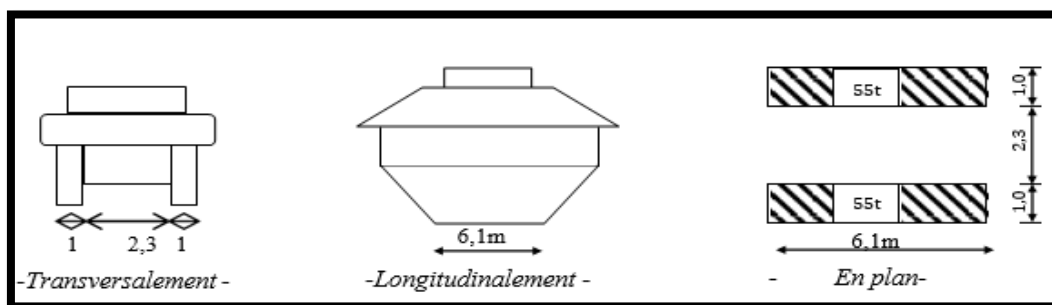
Comporte deux chenilles de masse totale 110 t uniformément répartie.

Poids par chenille = 110 t

Langur d'une chenille = 6,10 m

Largeur d'une chenille = 1,00 m

Le poids /ml :  $P = (110 / 6,1) = 18,032t/ml$



**Figure.IV.12** : Schémas du système Mc120.

- Transversalement, un seul véhicule disposé.
- Longitudinalement, le nombre est déterminé pour produire l'effet le plus

défavorable.

La distance entre axe de deux véhicules successifs égale à 36,60 m

Dans notre cas, on peut disposer un seul convoi  $M_{C120}$  longitudinalement et transversalement. Il existe un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

Il existe un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{833,95}{110}} = 1,069$$

$$P_{M_{C120}} = 1,069 \times 110 = 117,59t$$

Soit par mètre linéaire  $P_{M_{C120}} = 117,59 / 6,1 = 19,28 t / ml$

#### e. Système de charges exceptionnelles $D_{240}$

Comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux.

Le poids total est 240 t supposé répartie sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur et de 18,60 m de longueur.

$$\text{Le poids /ml} : P = \left( \frac{240}{18,6} \right) = 12,90t/ml$$

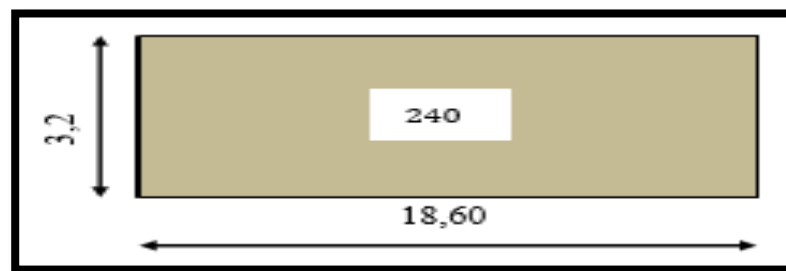


Figure.IV.13 : Schéma du système D240.

## IV.4 Les effets horizontaux

### a. L'effet de freinage

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effet de freinage correspond au système  $A(L)$  est donné par :  $F_H = F \cdot A(L)$

Avec :  $F = 1/(20 + 0,0035 \cdot S)$

$S = L_c \cdot L$  (La surface chargée  $m^2$ )

	A(L) (t)	S( $m^2$ )	F	F <sub>H</sub> (t)
1 voie	3,45x35=120,75	3,67x35=128,45	0,0489	5,90
2 voies	6,90x35=241,5	2x3,67x35=256,9	0,0478	11,54
3 voies	9,32x35=326,2	3x3,67x35=385,35	0,0468	<b>15,26</b>

**Tableau.IV.9** : L'effet de freinage correspond au système A(L).

Pour le système( $b_c$ ), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids  $F_H = 30 \text{ t}$ .

### b. L'effet du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition est de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à **0,2 t/m<sup>2</sup>** (selon le fascicule 61-titre II).

-  $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages en service.

-  $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

### c. L'effet du séisme

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles, elles sont très importantes sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et

ferrailage des piles, elles sont des actions a assimilées à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces. L'évaluation de la force sismique se fait selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts, version R.P.O.A. 2008.

$$F_{ah} = 0,25G \text{ dans le sens horizontal .}$$

$$F_{av} = 0,075G \text{ dans le sens vertical.}$$

	Observation
Zone sismique	II-a
Groupe de pont	Groupe 1
Classification de site	S1

**Tableau.IV.10** : Zone sismique groupe de pont et classification du site.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II-a	II-b	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,2	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

**Tableau.IV.11** : Coefficient d'accélération

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} F_H = 0,25 \times 833,95 = \mathbf{208,49 t} \\ F_V = 0,075 \times 833,95 = \mathbf{62,55 t} \end{cases}$$

## IV.5 Conclusion

Dans ce chapitre, un calcul détaillé des charges et surcharges a été effectué, la détermination du poids propre du tablier de notre ouvrage ainsi que la définition de tous les cas de charge possibles (poids de chaque convoi, la répartition transversale et longitudinale de chaque convoi, le nombre de système par file... etc.) constituent une phase primordiale dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage en question.

# Chapitre V :

*Répartition longitudinale des efforts*



**V.1 Introduction**

Les charges permanentes et les surcharges routières provoquent des sollicitations internes le long du tablier, donc notre objectif dans ce chapitre est de calculer ces sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE.

**V.2 Calcul des sollicitations dues aux surcharges permanentes**

**V.2.1 Les éléments de réduction dus au poids propre**

D'après calcul du l'R.D.M on trouve que le moment fléchissant et l'effort tranchant sous la forme suivante :

- Les réactions

$$R_A=R_B=\frac{g \times L}{2}$$

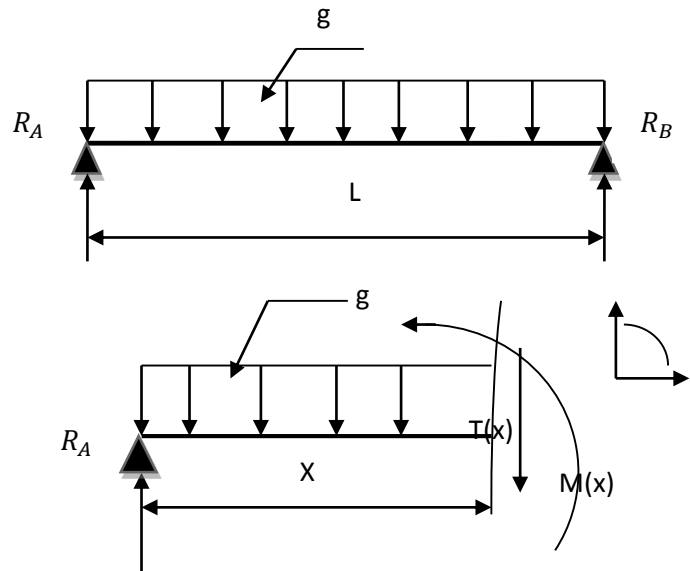
- Le moment

$$M(x)=\frac{g \times L}{2} x - \frac{g \times x^2}{2}$$

- L'effort tranchant

$$T(x)=R_a-g \times x$$

- a. Pour poutre seule



section	g(t/ml)	R(t)	M(t.m)	T(t)
0,00L	1,415	24,76	0	24,76
0,25L	1,415	/	162,5	12,38
0,5L	<b>1,415</b>	/	<b>216,67</b>	<b>0</b>

**Tableau.V.1** : Les éléments de réduction dus au poids propre des poutres pour chaque poutre.

**b. Pour la dalle**

section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	rive	inter	rive	inter	rive	inter	rive	inter
0,00L	0,7975	0,935	13,95	16,36	0	0	13,95	16,36
0,25L	0,7975	0,935	/	/	91,58	107,37	6,97	8,17
0,5L	<b>0,7975</b>	<b>0,935</b>	/	/	<b>122,11</b>	<b>143,17</b>	0	0

**Tableau.V.2** : Les éléments de réduction dus au poids propre de hourdis pour chaque poutre.

**c. Revêtement + chape**

section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	rive	inter	rive	inter	rive	inter	rive	inter
0,00L	0,167	0,299	2,92	5,23	0	0	2,92	5,23
0,25L	0,167	0,299	/	/	19,17	34,33	1,45	2,61
0,5L	<b>0,167</b>	<b>0,299</b>	/	/	<b>25,57</b>	<b>45,78</b>	0	0

**Tableau.V.3** : Les éléments de réduction due au poids propre de revêtement et la chape d'étanchéité revient à la poutre.

**d. Le poids du trottoir, corniche et les gardes corps**

section	g(t)		R(t)		M(t.m)		T(t)	
	rive	inter	rive	inter	rive	inter	rive	inter
0,00L	0.9875	/	17,281	/	0	/	17,281	/
0,25L	0.9875	/	/	/	113.408	/	8.640	/
0,5L	<b>0.9875</b>	/	/	/	<b>151.210</b>	/	0	/

**Tableau.V.4** : Les éléments de réduction dus au poids propre de Trottoir + corniche +Gc.

✓ **Remarque**

En ce qui concerne le poids de l'entretoise,  
On considère comme une charge concentrée  
Appliquée sur les appuis

$$P_{ent}=31,62 \text{ t} \Rightarrow \frac{P_{ent}}{2} = 15,81 \text{ t}$$

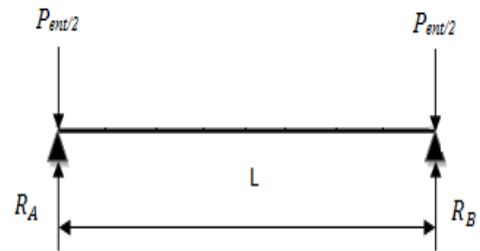
- Les réactions sous le poids de l'entretoise

**$R_A = R_B = 15,81 \text{ t}$**

- Moment sous le poids de l'entretoise

**$M=0 \text{ t.m}$**

**e. Tableau de M, R et T totaux dus au poids propre**



section	R(t)		M(t.m)		T(t)	
	rive	inter	rive	inter	rive	inter
0,00L	58.911	46.35	0	0	58.911	46.35
0,25L	/	/	386.66	304.2	29.44	23.16
0,5L	/	/	<b>515.56</b>	<b>405.62</b>	0	0

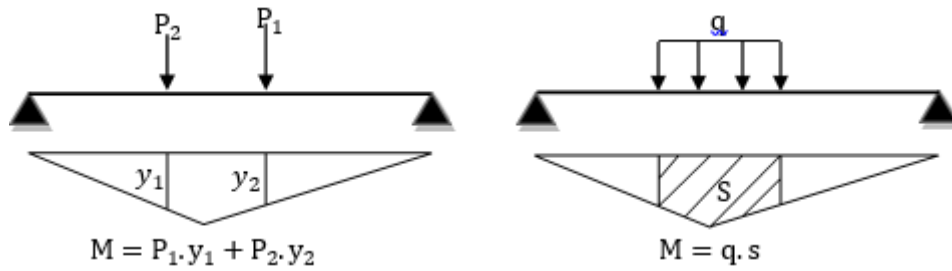
**Tableau.V.5** : Donnant les charges permanentes reprise par chaque type de poutre.

**V.3 Sollicitation dues aux charges roulantes**

✓ **Utilisation des lignes d'influences**

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unités déplace sur la poutre.

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge uniformément répartie, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.



• **Théorème de barré**

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles, et ce, pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi sont symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

**V.3.1 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges**

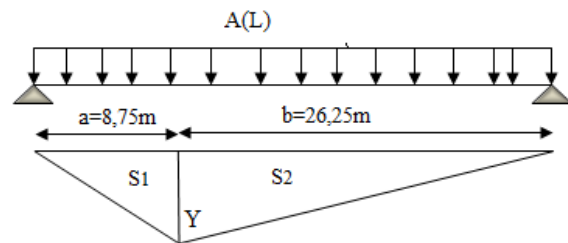
**a. Pour  $x=L/4$**

✓ **Surcharge A(l)**

$$Y = \frac{a \times b}{L} = \frac{8,75 \times 26,25}{35} = 6,5625\text{m}$$

$$S = S_1 + S_2 = \frac{(a+b) \times Y}{2} = \frac{(8,75 + 26,25) \times 6,5625}{2}$$

$$S = 114,84 \text{ m}^2$$



✓ **Système Bc**

Pour obtenir le moment maximal en une section donnée C il faut à chaque fois placer une des forces sur cette section puis vérifier les inégalités suivantes :

$$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$$

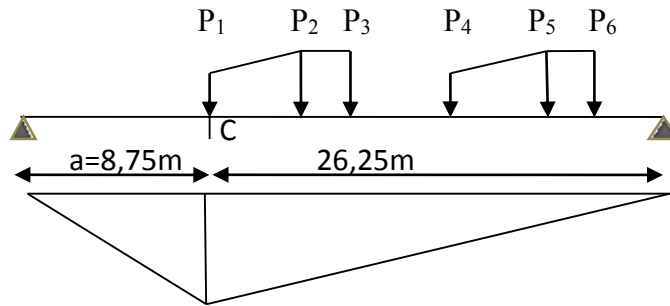
$$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$$

W : résultante des forces se trouvant sur la poutre.

$W_{L1}$  : résultante des forces appliquées à gauche de C y compris celle sur C.

$W_{L2}$  : résultante des forces appliquées à gauche de C en négligeant celle sur C.

a : distance de c à l'appui de gauche.



On obtient le tableau suivant :

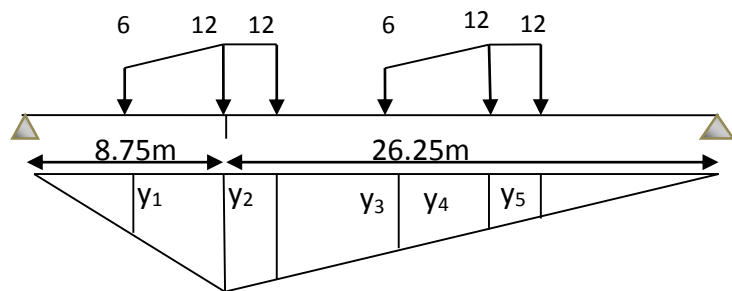
Force en c	W	(W. a)/L	W <sub>L1</sub>	W <sub>L1&gt;(W. a)/L</sub>	W <sub>L2</sub>	W <sub>L2&lt;(W. a)/L</sub>
P1=6t	60	15	6	non	0	oui
P2=12t	60	15	18	oui	6	oui
P3=12t	60	15	30	oui	18	non
P4=6t	54	13,5	30	oui	24	non
P5=12t	42	10,5	30	oui	18	non
P6=12t	30	7,5	30	oui	18	non

**Tableau.V.6 :** Les calculs relatifs à la détermination de la position critique du system Bc.

Selon le tableau, on distingue 1 cas qui vérifie les inégalités précédentes :

**1<sup>er</sup> cas P2 sur c**

y <sub>1</sub>	6.56
y <sub>2</sub>	3.19
y <sub>3</sub>	6.19
y <sub>4</sub>	5.06
y <sub>5</sub>	4.68
y <sub>6</sub>	4.31



$$M = \sum P_i \times Y_i = 310,38 \text{ t.m}$$

✓ **Systeme Bt**

On vérifie les inégalités suivantes :

$$W_{L1} > \frac{W \times a}{L}$$

$$W_{L2} < \frac{W \times a}{L}$$

On obtient le tableau suivant :

Force en c	W	(W. a)/L	W <sub>L1</sub>	W <sub>L1</sub> >(W. a)/L	W <sub>L2</sub>	W <sub>L2</sub> <(W. a)/L
P1=16t	32	8	16	Oui	0	Oui
P2=16t	32	8	32	Oui	16	Non

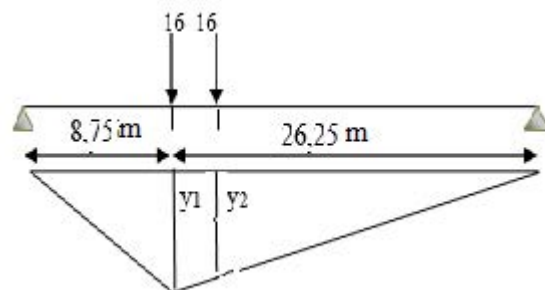
**Tableau.V.7** : Les calculs relatifs à la détermination de la position critique du system Bt.

D'après le tableau, un seul cas qui vérifie les inégalités précédentes :

**Le cas P1 sur c**

$$M = \sum P_i \times Y_i$$

y <sub>1</sub>	6,5625 m
y <sub>2</sub>	6,225 m



**Le moment pour P1 sur C**

$$M = \sum P_i \times y_i = 204,6 \text{ t.m}$$

✓ Convoi  $M_{C120}$

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8,75}{35} = 0,25.$$

$$\alpha \times d = 0,25 \times 6,1 = 1,525m.$$

$$(1-\alpha) \times d = (1-0,25) \times 6,1 = 4,575m.$$

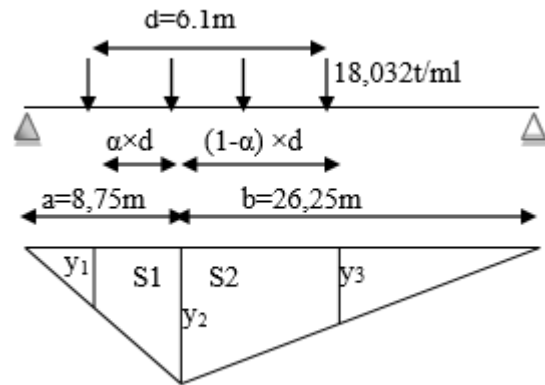
$$y_1 = y_3 = 5,42 m.$$

$$y_2 = 6,56 m.$$

$$S = S_1 + S_2.$$

$$S = \frac{(5,42 + 6,56) \times (1,525 + 4,575)}{2}$$

$$S = 36,54 m^2.$$



✓ Convoi  $D_{240}$

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{8,75}{35} = 0,25.$$

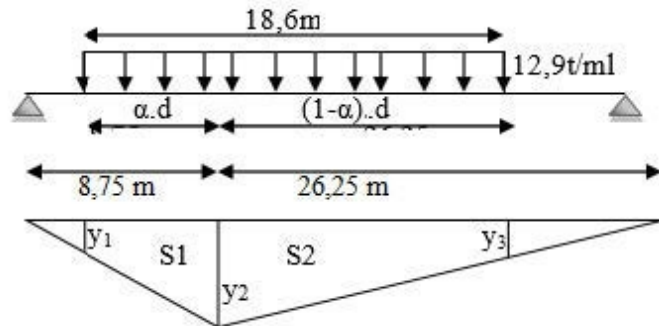
$$\alpha \times d = 0,25 \times 18,6 = 4,65m$$

$$(1-\alpha) \times d = (1-0,25) \times 6,1 = 13,95m$$

$$y_1 = y_3 = 3,07 m.$$

$$y_2 = 6,56 m.$$

$$S = S_1 + S_2 \Rightarrow S = 89,59 m^2.$$



➤ Tableau récapitulatif des moments fléchissant à X=0,25L

disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M(t.m)	M0=M /5
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	114,84	396,19	49,52
	2 voies	0,9959	6,90		792,39	99,05
	3 voies	0,9959	9,32		1070,31	133,79
Bc	1file	E.AV	7,7	8,25	310,38	38,79
		E.AR	15,54	21,74		
	2files	E.AV	14,24	8,25	620,76	77,59
		E.AR	28,49	21,74		
	3files	E.AV	18,45	8,25	931,14	116,39
		E.AR	36,90	21,74		
Bt	1tandem	16	16,976	12,79	204,64	25,58
	2tandems	32	33,952	12,79	409,29	51,16
Mc120		18,03	19,27	36,54	704,12	88,01
D240		12,90	12,90	89,63	1156,23	144,53

Tableau.V.8 : Récapitulatif des moments fléchissant à X=0,25L

b. Pour x=L/2

✓ Surcharge A(l)

$Y = 8.75 \text{ m}$

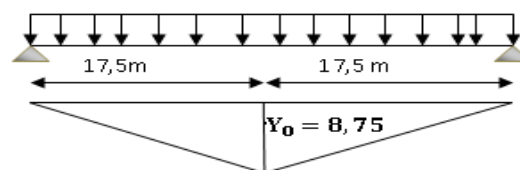
$S = \frac{(17.5 \times 8.75) \times 2}{2}$

$S = 153.125 \text{ m}^2$

✓ Système Bc

On utilise le théorème de BARRE pour déterminer le moment maximum (section dangereuse) dans la poutre.

$R = 2 \times 6 + 4 \times 12 = 60 \text{ t.}$

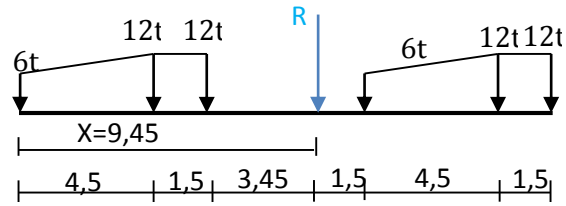




a. Position de la résultante

$$X = \frac{12[(4.5+6+15+16.5)+6(10,5)]}{60}$$

X = 9,45 m



1<sup>er</sup> cas : la résultante R se trouve a la droite de l'axe de la poutre

d = X - 6 = 3,45 m

d/2 = a = 1,725 m

$$Y = \frac{15,775 \times 19,225}{35}$$

Y = 8,66 m

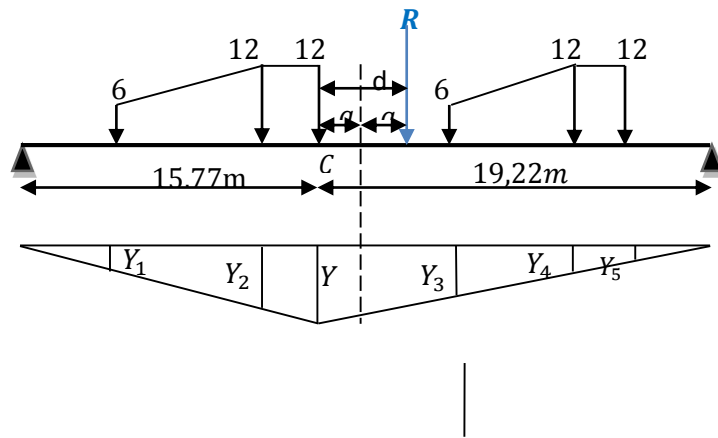
Y<sub>1</sub> = 5,37 m

Y<sub>2</sub> = 7,84 m

Y<sub>3</sub> = 6,63 m

Y<sub>4</sub> = 4,60 m

Y<sub>5</sub> = 4,71



$\sum Y_i = 12$  essieux avant

$\sum Y_i = 25,81$  essieux arrière

2<sup>eme</sup> Cas : la résultante R se trouve a la gauche de l'axe de la poutre

X = 7,05 m

d = X - 6 = 1,05 m

d/2 = 0,525 m

$$Y = \frac{18,025 \times 16,975}{35}$$

Y = 8,74m

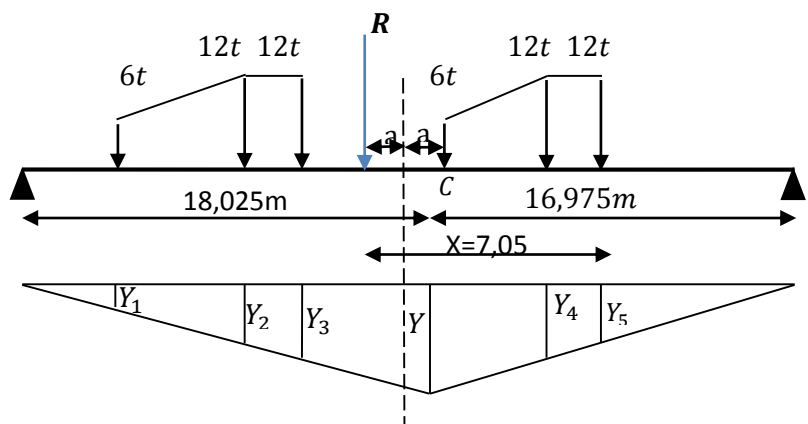
Y<sub>1</sub> = 3,65 m

Y<sub>2</sub> = 5,83 m

Y<sub>3</sub> = 6,56 m

Y<sub>4</sub> = 6,42 m

Y<sub>5</sub> = 5,65 m



$\sum Y_i = 12,39$  essieux avant

$\Sigma Y_i = 24,46$  essieux arrière

**b. L'effet le plus défavorable**

	1 <sup>ere</sup> cas	2 <sup>eme</sup> cas
<b>File 1</b>	$6 \times 12 + 12 \times 25,81 = 381,72$	$6 \times 12,39 + 12 \times 24,46 = 367,86$
<b>File 2</b>	$12 \times 12 + 24 \times 25,81 = 763,44$	$12 \times 12,39 + 24 \times 24,46 = 735,72$
<b>File 3</b>	$18 \times 12 + 36 \times 25,81 = 1145,16$	$18 \times 12,39 + 36 \times 24,46 = 1103,58$

Dans le tableau le 1<sup>ere</sup> cas est l'effet le plus défavorable.

✓ **System Bt**

Le système peut prendre n'importe position (R à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

$R = 2 \times 16 = 32 \text{ t}$

**a. Position de la résultante**

$X = \frac{16 \times 1,35}{32}$

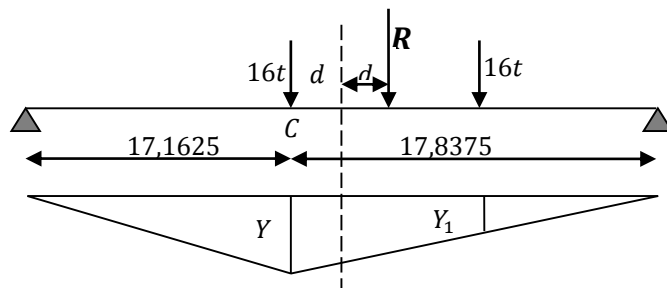
$X = 0,675 \text{ m}$

$\frac{d}{2} = \frac{X}{2} = 0,3375 \text{ m}$

$Y = \frac{(17,1625 \times 17,8375)}{35} = 8,75 \text{ m}$

$Y_1 = 8,09 \text{ m}$

$\Sigma Y_i = 16,84 \text{ m}$



✓ **Système Mc120**

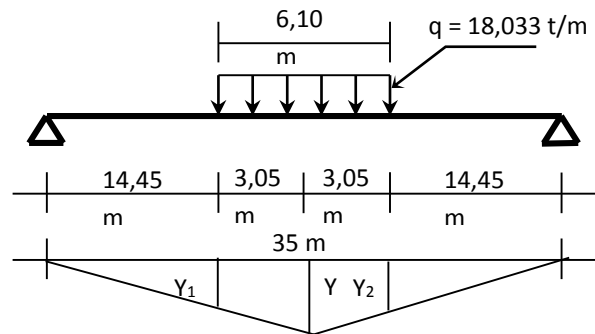
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.

$Y = 8,75 \text{ m}$

$Y_1 = Y_2 = 7,225 \text{ m}$

$S = 2 \left( \frac{8,75 + 7,225}{2} \right) 3,05$

$S = 48,72 \text{ m}^2$



✓ **Système D240**



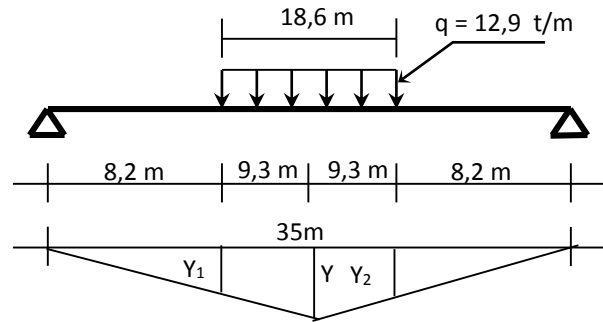
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.

$$Y = 8,75\text{m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 4.1 \text{ m}$$

$$S = 2 \left( \frac{8,75 + 4,1}{2} \right) 9,3$$

$$S = 119,505 \text{ m}^2$$



➤ Tableau récapitulatif des moments fléchissant à X=0,5L

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	M (t.m)	M0=M / 8
A(L)	1 voie	0,9959	03,45	153,125	528,28	66,03
	2 voie	0,9959	06,90		1056,56	132,07
	3 voie	0,9959	09,32		1427,12	178,39
Bc	1 file	E.AV	07,77	12	381,72	47,715
		E.AR	15,54	25,81		
	2 file	E.AV	14,24	12	763,44	95,43
		E.AR	28,49	25,81		
	3 file	E.AV	18,45	12	1145,16	143,145
		E.AR	36,9018	25,81		
Bt	1 tandem	16	16,976	16,84	269,44	33,68
	2 tandems	32	33,952	16,84	538,88	67,36
Mc120		18,03	19,27	48,72	938,83	117,35
D240		12,90	12,90	119,505	1541,61	192,7

Tableau.V.9 : Récapitulatif des moments fléchissant à X=0,5L.

V.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

a. Pour X= 0

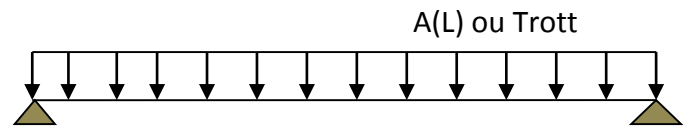
✓ Surcharges A (L) ou trottoir

$$y = \frac{b}{L} = \frac{L}{L} = 1.$$

$$S = \frac{y \times L}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{m}^2.$$

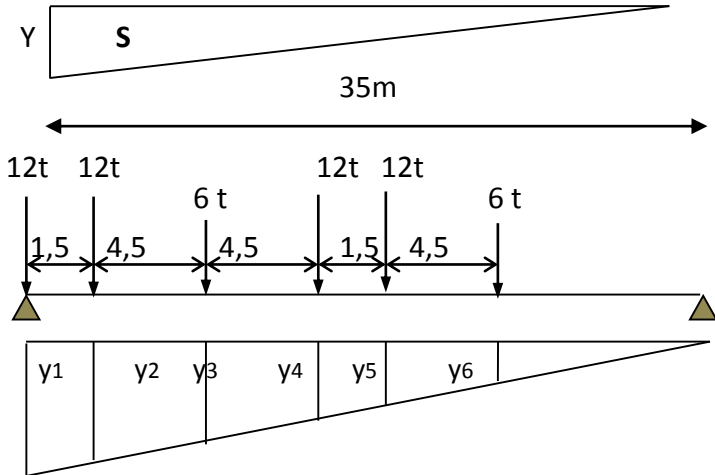


y	1
S	17,5



✓ Surcharges Bc

y <sub>1</sub>	1
y <sub>2</sub>	0,96
y <sub>3</sub>	0,83
y <sub>4</sub>	0,70
y <sub>5</sub>	0,66
y <sub>6</sub>	0,53

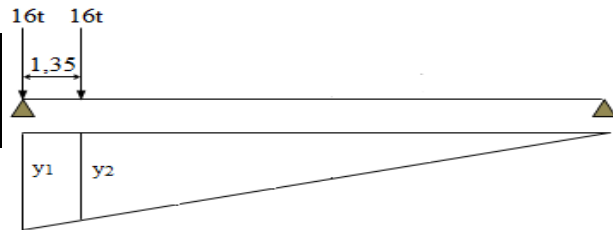


$\sum Y_i = 1,36$  Essieux avant

$\sum Y_i = 3.32$  Essieux arrière

✓ System Bt

y <sub>1</sub>	1
y <sub>2</sub>	0,96



$\sum Y_i = 1,96$

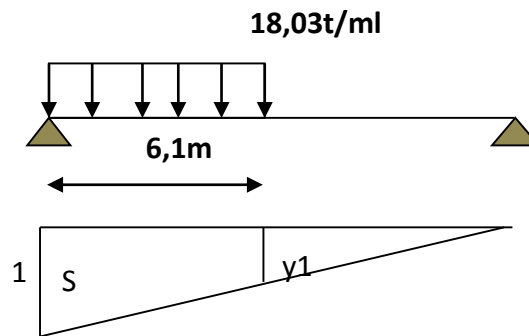
✓ Surcharges M C 120

$y_1 = 0,83.$

$S = (1 + 0.83) \times \frac{6,1}{2}.$

$S = 5,58m^2.$

y <sub>1</sub>	0,83
S	5,58



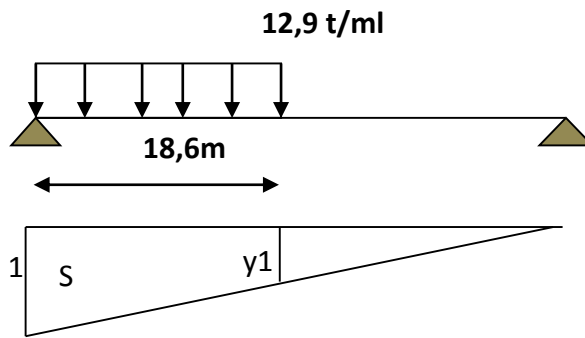
✓ Surcharges D<sub>240</sub>

$y_1=0,47.$

$S=(1+0.47) \times \frac{18,6}{2}.$

$S=13,67m^2.$

y <sub>1</sub>	0,47
S	13,67



➤ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à X=0,00L

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t)	T <sub>0</sub> =T / 8
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	17,5	60,37	7,54
	2 voie	0,9959	6,90		120,75	15,09
	3 voie	0,9959	9,32		163,1	20,38
Bc	1 file	E.AV	7,77	1,36	48	6
		E.AR	15,54	3,32		
	2 file	E.AV	14,24	1,36	96	12
		E.AR	28,49	3,32		
	3 file	E.AV	18,45	1,36	144	18
		E.AR	36,90	3,32		
Bt	1 tandem	16	16,98	1,96	31,36	3,92
	2 tandems	32	33,95	1,96	62,72	7,84
Mc120		18,03	19,27	5,58	107,53	13,44
D240		12,90	12,90	13,67	176,34	22,04

Tableau.V.10 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à X=0,00L.

b. Pour X= L/4

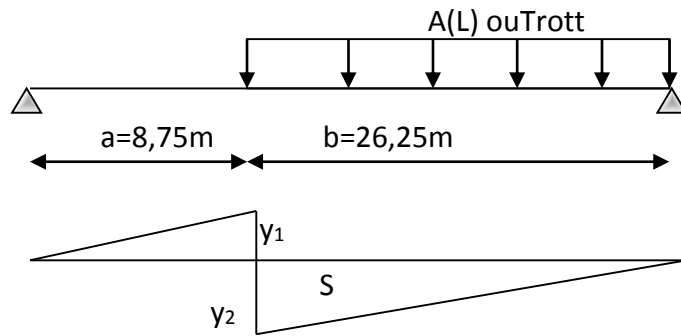
✓ Surcharges A (L) ou sur trottoir

$$y_1 = \frac{a}{L} = \frac{8,75}{35} = 0,25.$$

$$y_2 = \frac{b}{L} = \frac{26,25}{35} = 0,75.$$

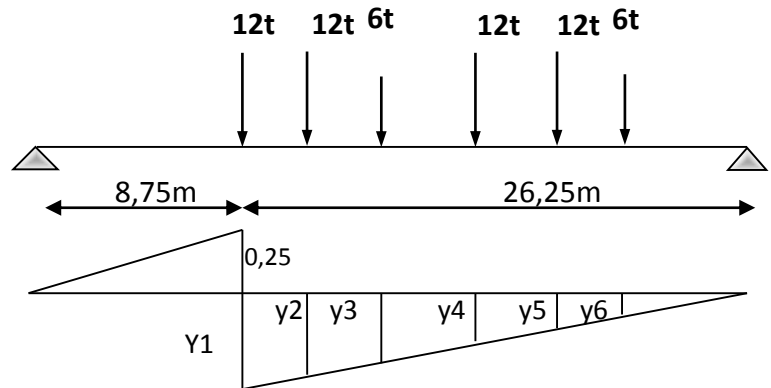
$$S = \frac{y_2 \times b}{2} = \frac{0,75 \times 26,25}{2}.$$

$$S = 9.84.m^2.$$



✓ Surcharges Bc

y1	0,75
y2	0,71
y3	0,58
y4	0,45
y5	0,41
y6	0,28



$\sum Y_i = 0.86$  Essieux avant

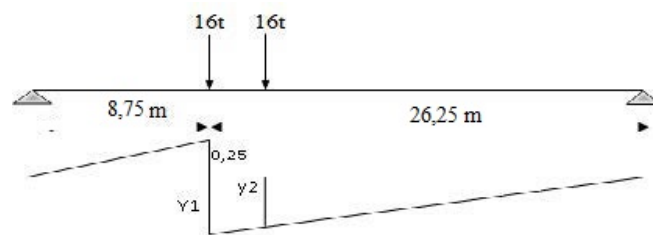
$\sum Y_i = 2.32$  Essieux arrière

✓ System Bt

$$y_1 = 0,75$$

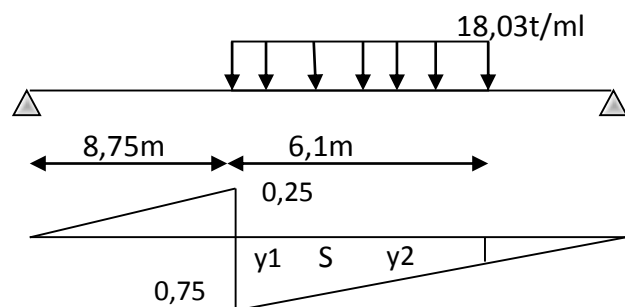
$$y_2 = 0,71$$

$$\sum Y_i = 1,46$$



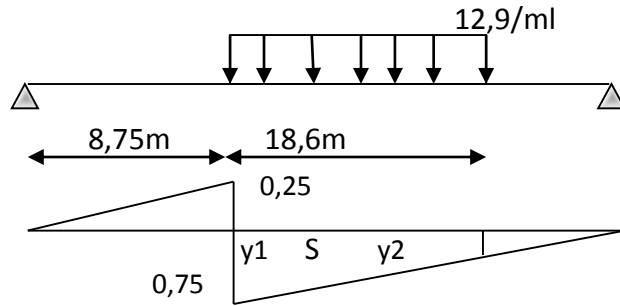
✓ Surcharges M C 120

y1	0,75
y2	0,431
S	3,60



✓ Surcharges D240

y <sub>1</sub>	0,75
y <sub>2</sub>	0,22
S	9,02



➤ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à X=0,25L

Disposition		surcharge	Surcharge pondérée	$\sum y_i$	T (t)	$T_0 = T / 8$
A(L)	1 voie	0,9959	3,45	9,84	33,95	4,24
	2 voie	0,9959	6,90		67,89	8,48
	3 voie	0,9959	9,32		91,7	11,46
Bc	1 file	E.AV	7,7688	0,86	33	4,125
		E.AR	15,5376	2,32		
	2 file	E.AV	14,2428	0,86	66	8,25
		E.AR	28,48756	2,32		
	3 file	E.AV	18,4509	0,86	99	12,38
		E.AR	36,9018	2,32		
Bt	1 tandem	16	16,976	1,46	23,36	2,92
	2 tandem	32	33,952	1,46	46,72	5,84
Mc120		18,03	19,27	3,60	69,372	8,67
D240		12,90	12,90	9,02	116,36	14,54

Tableau V.11 : Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à X=0,25L.

V.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a utilisé la méthode des lignes d'influence et le théorème de BARRE, pour déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal dues aux différents surcharges routières (A(L), Bc, Mc120...etc.).

# Chapitre VI :

*Répartition transversale des efforts*



## VI.1 Introduction

Nous avons calculé dans le chapitre précédent les valeurs maximales des sollicitations globales en différentes sections provoquées sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier, dans ce chapitre, notre objectif est de faire une étude sur la répartition transversale de ces sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et de déduire la poutre la plus sollicitée.

Les méthodes de la flexion longitudinale permettent d'obtenir les efforts sollicitant chaque section sous l'effet d'un système de charge extérieur, on a utilisé le théorème de « Barrée ».

Pour pouvoir répartir ces sollicitations transversalement, deux méthodes sont les plus utilisées à savoir :

- **La méthode de J-Courbon** : utilisée dans le cas des tabliers qui contient des entretoises pouvant être considérées infiniment rigides.
- **La méthode de Guyon-Massonnet** : utilisée dans le cas contraire à la première où

la flexibilité des entretoises n'est pas négligeable.

## VI.2 Choix de la méthode

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement  $r$  qui est définie par la formule suivant :

La rigidité de l'entretoisement est définie comme suit :

$$r = \frac{n}{2} \cdot \frac{a}{L} \sqrt{\frac{I_P}{I_E}}$$

Avec :

$n$  : le nombre des poutres.

$L$  : portée des poutres.

$a$  : L'enter axe des poutres.

$I_P$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_E$  : Moment d'inertie de l'entretoise.

Suivant la rigidité (souplesse) de l'entretoise :

- Si  $r < 0.3$ , la rigidité de l'entretoise est infinie, dans ce cas la méthode de **(COURBON)** est applicable.
  - Si  $r \geq 0.3$ , la rigidité de l'entretoise est finie, dans ce cas on utilise la méthode de **(G-MASSONET)** est applicable.
- Notre projet est dépourvu des entretoises, dans ce cas le hourdis jouera le rôle de l'entretoises.

Soit une bande de 1m de hourdis est définie comme une entretoise,

Le moment d'inertie d'une entretoise  $I_E$  :

$$I_E = \frac{dh^3}{12} = \frac{100 \cdot 22^3}{12} = 88733.33cm^4 .$$

Pour une poutre intermédiaire :

$$I_P = 24247547,64 cm^4$$

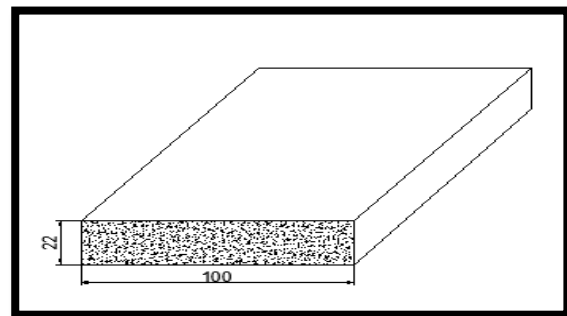


Figure.VI.1 : Une bande de 1 mètre de la dalle.

On a :  $L = 35$  m,  $n = 8$  poutres,  $\alpha = 1.7$  m

$$r = \frac{8}{2} \cdot \frac{1.7}{35} \sqrt[4]{\frac{24247547,64}{88733.33}} = 0.789$$

$r > 0.3$ , donc on utilise la méthode de **GUYON MASSONNET**.

### VI.3 Principes fondamentaux de la méthode de G. MASSONET

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$P(x) = p \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Avec : P est constante et L la portée de la travée.

Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

#### VI.3.1 Paramètre de calcul

**n=8** (nombre des poutres).

**a= 1.7 m** (entre axe des poutres).

**b** : demi-largeur active du pont.

Avec :  $2b = n \times a = 8 \times 1,7 = 13,6 \text{ m}$       donc : **b = 6,80 m**.

#### ▪ Rigidité flexionnelle par unité de longueur

##### ➤ Poutre

$\rho_p$ : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{24247547,64 \text{ E}}{170} = 142632,6332 \text{ E}$$

➤ **Dalle**

$\rho_D$  : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{88733.33E}{100} = \mathbf{887,3333E}$$

▪ **Rigidité torsionnelle  $\gamma_p \cdot \gamma_D$** ➤ **Poutre**

$\gamma_p$  : Rigidité torsion elle des poutres par unité de longueur.

$$C_P = \frac{G}{3} \left( \sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right) \quad \text{avec } G = E / 2 (1 + \nu)$$

$h$ : la hauteur de la dalle.

$b_i$ : la plus grand portée.

$h_i$ : la plus petite coté.

$G$ : module de déformation transversale du béton.

$\nu = 0,2$  coefficient de poisson.

• **Section homogénéisée**

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre  $C_P$  il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

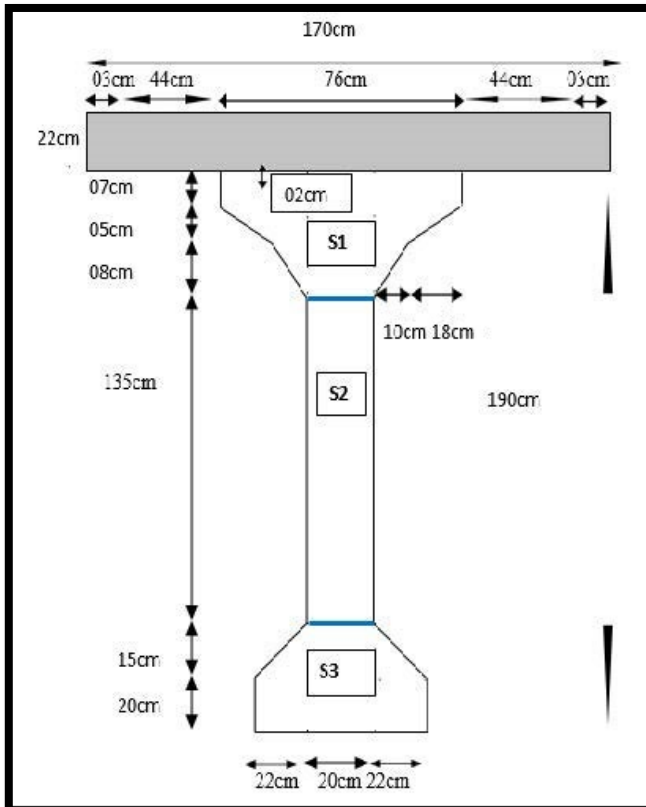


Figure.VI.2 : Section médiane courante.

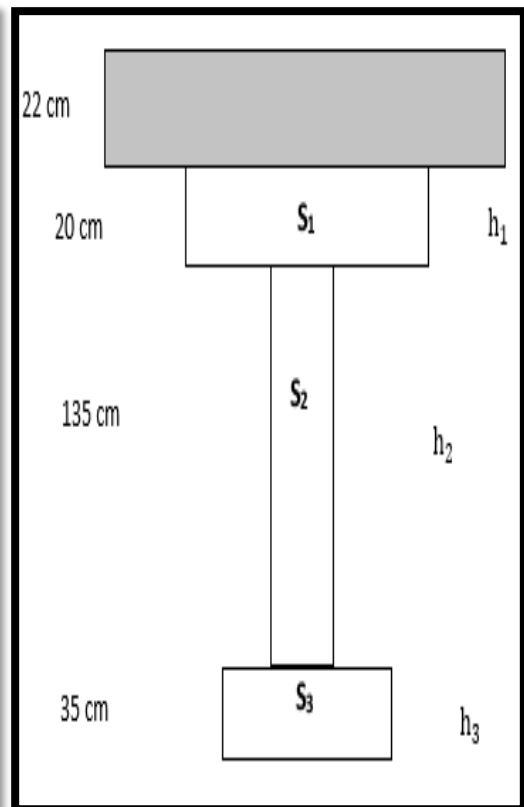


Figure.VI.3 : Section médiane courante.

$$S_1 = (70 \times 2) + (5 \times 76) + (5 \times 18) + (8 \times 10) + 2(10 \times 5) + (13 \times 20) = 1050 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 135 \times 20 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 20 \times 64 + 15 \times 20 + 15 \times 22 = 1940 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = \frac{S_1}{76} = \frac{1050}{76} = 19,87 \text{ cm.}$$

$$h_3 = \frac{S_3}{64} = \frac{1940}{64} = 30,31 \text{ cm.}$$

$$h_2 = 190 - (h_1 + h_3) = 139,82 \text{ cm.}$$

Donc:

$$C_p = \left( 30,31^3 \times 64 + 139,82 \times 20^3 + 19,87^3 \times 76 + \frac{22^3 \times 170}{2} \right) \left( \frac{E}{2,4 \times 3} \right)$$

$$C_p = 662809,403 \text{ E.}$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{662809,403\text{E}}{170} = 3898,87884\text{E}$$

➤ Dalle

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_E}{b} = 739.4444\text{E}$$

$$\text{Avec : } C_E = 2.G. I_E = 2. E. I_g = \frac{E.100.22^3}{6 \times 2,4} = 73944.44\text{E}$$

### VI.3.2 Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}} = 0,206 \quad \alpha = 0,206$$

### VI.3.3 Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} \quad \text{Avec : } b=6.8\text{m}, L=35\text{m} \quad \Rightarrow \quad \theta = 0,691$$

## VI.4 Détermination des coefficients de répartition transversale

### VI.4.1 Coefficient de répartition transversale k

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement ;
- Du paramètre de torsion ;  $\alpha$
- De l'ordonnée relative ( $y$ ) et de la section où on veut étudier le moment Les valeurs de  $K$  pour  $\alpha = 0, \alpha = 1$  et  $1 \leq \theta \leq 2$  sont données dans les tableaux de

**Guyon- Massonnet.** Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Pour un calcul rigoureux de  $K$  dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après **Sattler**.

- Si  $0 \leq \theta \leq 0,1$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,05}$
- Si  $1 \leq \theta \leq 2$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0,5}$
- Si  $0,1 \leq \theta \leq 1$   $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$

Où  $\beta = 1 - e^{\left[ \frac{(0,065 - \theta)}{0,663} \right]} = 0,611$

$K_0$  : Valeur de K correspondant à  $\alpha = 0$

$K_1$  : Valeur de K correspondant à  $\alpha = 1$

Dans le cas où  $\theta$  calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation. Et si la poutre se trouve entre deux sections on faire aussi une interpolation.

➤ Notre cas donne

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta$$

Après le traçage des lignes d'influences. On dispose les surcharges de façon pour avoir le cas le plus défavorable.

➤ Surcharges concentrées :

$$k_{\alpha\text{moy}} = \frac{\sum_i p_i \times k_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i k_i}{n}$$

➤ Surcharges réparties :

$$k_{\alpha\text{moy}} = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$$

➤ Moment fléchissant longitudinal réel :

$$k_{\text{reel}} = k_{\alpha\text{moy}} \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{M_T}{8}$$

a. Évaluation des valeurs de  $k_0$

$\theta=0.65$		Alfa=0=> K0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4		-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2		-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4		-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b		-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau.VI.1 : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0,65$ .

$\theta=0.7$		Alfa=0=> K0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4		-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2		-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4		-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b		-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau.VI.2 : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0,7$ .

0.70       $\longrightarrow$        $K_0(\theta = 0.70)$

0.691     $\longrightarrow$        $K_0(\theta = 0.691)$

0.65       $\longrightarrow$        $K_0(\theta = 0.65)$

$$K_0(\theta = 0.691) = 0.82K_0(\theta = 0.70) + 0.18K_0(\theta = 0.65)$$





$\theta=0.691$		Alfa=0=> K0								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0496	0,5600	1,0569	1,4790	1,6738	1,4790	1,0569	0,5600	0,0496
b/4		-0,3434	0,1190	0,5889	1,0611	1,4790	1,6942	1,5481	1,2047	0,8116
b/2		-0,5130	-0,1744	0,1829	0,5889	1,0569	1,5481	1,9312	2,0574	2,0785
3b/4		-0,5775	-0,3885	-0,1744	0,1190	0,5600	1,2047	2,0574	3,0148	3,9088
b		-0,612	-0,5775	-0,5130	-0,3434	0,0496	0,8116	2,0785	3,9088	6,1721

Tableau.VI.3 : Les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0,691$  par interpolation.b. Évaluation des valeurs de  $k_1$ 

Théta=0.65		Alfa=0=> K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4		0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2		0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4		0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b		0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau.VI.4 : Les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta = 0.65$ .

$\theta=0.7$		Alfa=1=> K1								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4		0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2		0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4		0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b		0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau.VI.5 : Les valeurs de k1 pour  $\theta = 0.70$ .

À Partir des deux tableaux de  $k_1$  correspondant à  $\theta=0,65$  et  $\theta=0,70$  On tire le tableau de  $k_1$  Pour  $\theta=0.691$  par interpolation par la formule suivante :

$$0.70 \longrightarrow K_1(\theta = 0.70)$$

$$0.691 \longrightarrow K_1(\theta = 0.691)$$

$$0.65 \longrightarrow K_1(\theta = 0.65)$$

$$K_1(\theta = 0.691) = 0.82K_1(\theta = 0.70) + 0.18K_1(\theta = 0.65)$$

c. Détermination des  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0.691$  et  $\alpha = 0.206$

$\theta=0.691$	Alfa=0=> K1								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,71529	0,83674	0,993056	1,16885	1,269786	1,168858	0,993056	0,836742	0,71529
b/4	0,48945	0,59815	0,74601	0,94470	1,168858	1,321898	1,276856	0,33839	1,049466
b/2	0,34285	0,433958	0,561258	0,74601	0,993056	1,276856	1,50305	1,54551	1,521574
3b/4	0,24967	0,325686	0,433958	0,59815	0,836742	1,158396	1,545512	1,91453	2,148638
b	0,18520	0,249674	0,342858	0,48945	0,71529	1,049466	1,521574	2,14863	2,902546

Tableau.VI.6 : Les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta= 0.691$  par interpolation.

$\theta=0.691$	Alfa=0=> K1									
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,3032	0,66545	1,03264	1,36093	1,51995	1,36093	1,03264	0,66545	0,30320	
b/4	-0,0262	0,30151	0,64876	1,01682	1,36093	1,55243	1,44483	0,87477	0,90226	
b/2	-0,1870	0,05731	0,32705	0,64876	1,03264	1,44483	1,76816	1,86244	1,86639	
3b/4	-0,2625	-0,11652	0,05731	0,30151	0,66545	1,18710	1,86244	2,59577	3,23842	
b	-0,3083	-0,26250	-0,18706	-0,02621	0,30320	0,90226	1,86639	3,23842	4,92680	

Tableau.VI.7 : Les valeurs de  $K_\alpha$  pour  $\theta = 0.691$  et  $\alpha = 0.206$ .

VI.4.2 Les positions des poutres

On applique la méthode de GUYON MASSONNET par la considération d'une largeur active 2b.

Toutes les valeurs calculées précédemment étant basées sur la largeur active, il est donc nécessaire que les poutres principales soient définies avec leurs positions actives, il en est de même de l'excentricité des charges.

Lorsque les coordonnées réelles des poutres  $y_p$  ne coïncident pas avec les valeurs de  $y$  des tables de GUYON MASSONNET, on doit faire une interpolation linéaire pour trouver les valeurs de  $K_\alpha$  en ces coordonnées.

✓ **Formule générale d'interpolation :** 
$$K_\alpha = K_1 + [(K_2 - K_1) \cdot (y - y_1) / (y_2 - y_1)]$$

Les positions actives des poutres sont données sur la figure suivante :

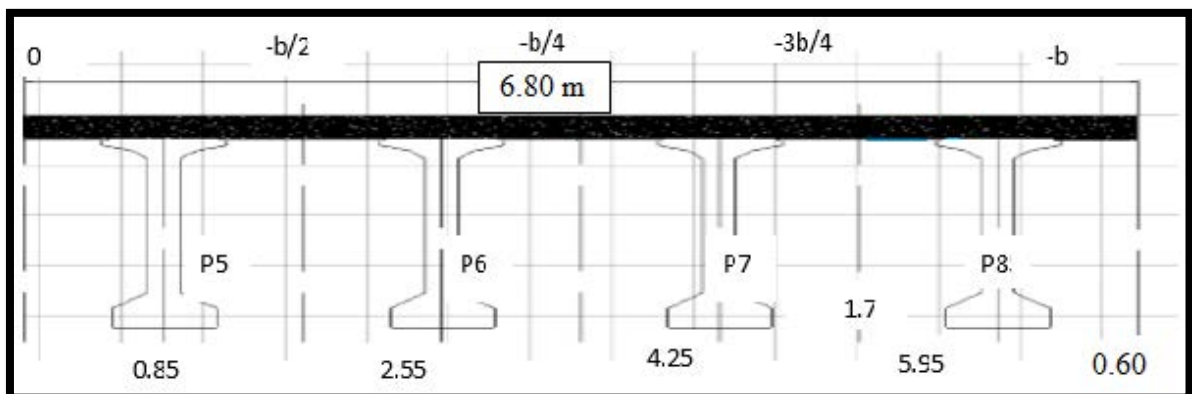


Figure.VI.4 : Demi-largeur active.

poutre	5	6	7	8
Y (m)	0,85	2,55	4,25	5,95

Tableau.VI.8 : Valeurs Y.

- $K_\alpha$  pour la poutre 5  $y = 0,85$  m

$Y1 = 0$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha1$

$Y2 = 1,7$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha2$

$Y = 0,85$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,285428	-0,189506	-0,064878	0,137651	0,484323	1,044680	1,864414	2,917097	4,082611

Tableau.VI.9 : Les valeurs de  $K_\alpha$  pour la poutre 5.

- $K_\alpha$  pour la poutre 6  $y = 2,55$  m

$Y1 = 1,7$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha1$

$Y2 = 3,4$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha2$

$Y = 2,55$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,2247	-0,02960	0,19218	0,47514	0,84904	1,31597	1,81530	2,2291	2,55241

Tableau.VI.10 : Les valeurs de  $K_\alpha$  pour la poutre 6.

- $k_\alpha$  pour la poutre 7  $y = 4,25$  m

$Y1 = 3,4$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha1$

$Y2 = 5,1$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha2$

$Y = 4,25$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,106637	0,179410	0,487908	0,832792	1,196785	1,498631	1,606496	1,368607	1,384325

Tableau.VI.11 : Les valeurs de  $K_\alpha$  pour la poutre 7.

- $K_\alpha$  pour la poutre 8  $y = 5,95$  m

$Y_1 = 5,1$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha_1$

$Y_2 = 6,8$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha_2$

$Y = 5,95$  m  $\longrightarrow$   $k\alpha$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0,138494	0,483480	0,840701	1,188876	1,440438	1,456678	1,238737	0,770110	0,602730

Tableau.VI.12 : Les valeurs de  $K_\alpha$  pour la poutre 8.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$P_5$	-0,28542	-0,18950	-0,06487	0,13765	0,48432	1,04468	1,86441	2,91709	4,08261
$P_6$	-0,22478	-0,02960	0,19218	0,47514	0,84904	1,31597	1,81530	2,22910	2,55241
$P_7$	-0,10663	0 17941	0,48790	0,83279	1,19678	1,49863	1,60649	1,36860	1,38432
$P_8$	0,13849	0,48348	0,84070	1,18887	1,44043	1,45667	1,23873	0,77011	0,60273

Tableau.VI.13 : Tableau récapitulatif des  $K_\alpha$  pour  $P_5, P_6, P_7, P_8$ .



## VI.5 Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges

## VI.5.1 Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L)

X=0.5 L		M <sub>0</sub> = M/8	Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
			k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>	k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>	k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>	k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>
A(I)	1Voie	66,03	1.9798	130.72	1.8199	120.1679	1.5248	100.6825	1,417	93,571
	2Voies	132,07	1.2596	166.3553	1.3464	177.8190	1.3473	177.9379	1,297	171,268
	3Voies	178,39	0,8216	146.5652	0.9620	171.6111	1.0575	188.6474	1,117	199,297
Bc	1File	47,715	2.2633	107.9933	1.9512	93.1015	1.5315	73.0755	1,429	68,199
	2Files	95,43	1.6515	157.6026	1.6099	153.6327	1.4449	137.8868	1,655	157,918
	3Files	143,145	1.1987	171.5879	1.2856	184.0272	1.2945	185.3012	1,358	194,405
Bt	1Tand	33,68	2.4060	81.0340	2.0144	67.8449	1.5315	51.4277	1,623	54,659
	2Tand	67,36	1.6721	112.6326	1.6060	108.1801	1.4354	96.6885	1,435	96,668
Mc120		117,35	1.3034	152.9539	1.4360	168.5146	1.4662	172.05	1,595	187,173
D240		192,7	1,6260	313,330	1,838	354,144	1,959	377,480	2,013	<b>387,963</b>

Tableau.VI.14 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L).

## VI.5.2 Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,25L)

X=0.25 L		M <sub>0</sub> = M/8	Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
			k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>	k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>	k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>	k <sub>αmoy</sub>	M <sub>réel</sub>
A(I)	1Voie	49,52	1.9798	98.0396	1.8199	90.1214	1.5248	75.5080	1.417	70.1747
	2Voies	99,05	1.2596	124.7633	1.3464	133.3609	1.3473	133.4500	1.297	128.4480
	3Voies	133,79	0,8216	109.9218	0.9620	128.7059	1.0575	141.4829	1.117	149.4701
Bc	1File	38,7975	2.2633	87.8103	1.9512	75.7016	1.5315	59.4183	1.429	55.441 1
	2Files	77,595	1.6515	128.1481	1.6099	124.9201	1.4449	112.1170	1,358	105,374
	3Files	116,3925	1.1987	139.5196	1.2856	149.6341	1.2945	150.6700	1,623	188,9051
Bt	1Tand	25,58	2.4060	61.5454	2.0144	51.5283	1.5315	39.1757	1,435	36.3977
	2Tand	51,16	1.6721	85.5446	1.6060	82.1629	1.4354	73.4350	1,435	73,414 4
Mc120		88,0100	1.3034	114.7122	1.4360	126.3823	1.4662	129.0402	1,595	140,375
D240		144,5300	1,626 0	235,0057	1,838	265,6461	1,959	283,1342	2,013	<b>290,9388</b>

Tableau.VI.15 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges. (X=0,25L).

## VI.6 Répartition transversale des efforts tranchants

### VI.6.1 Coefficient de répartition transversale $\varepsilon_\alpha$

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient  $K_\alpha$ ,  
sauf que  $\varepsilon_\alpha$  est obtenu par les formules suivantes :

Pour  $|Y| + |e| \leq 3b/4$  on a :  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \alpha$

Pour  $|Y| + |e| > 3b/4$  on a :  $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

L'effort tranchant réel est donc :  $T_{\text{réel}} = \varepsilon_{\alpha \text{ moy.}} \cdot T_0$  Avec :  $T_0 = T_{\text{tot}}/8$

#### a. Évaluation des valeurs de $\varepsilon_0$

$\theta=0.60$		Alfa=0=> $\varepsilon_0$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0533	0,1109	0,1663	0,2119	0,2323	0,2119	0,1663	0,1109	0,0533
b/4		-0,0288	0,0343	0,0974	0,1588	0,2119	0,2425	0,2364	0,2097	0,1775
b/2		-0,0834	-0,0257	0,0337	0,0974	0,1663	0,2364	0,2956	0,3307	0,3558
3b/4		-0,1243	-0,0765	-0,0257	0,0343	0,1109	0,2097	0,3307	0,4632	0,5908
b		-0,1610	-0,1243	-0,0834	-0,0288	0,0533	0,1775	0,3558	0,5908	0,8671

Tableau.VI.16 : Tableau des coefficients  $\varepsilon_0$  pour  $\theta = 0,60$ .

$\theta=0.70$		Alfa=0=> $\varepsilon_0$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0034	0,0869	0,1684	0,2377	0,2698	0,2377	0,1684	0,087	0,0034
b/4		-0,0571	0,0174	0,0933	0,1698	0,2377	0,2724	0,2475	0,1899	0,1243
b/2		-0,0814	-0,0279	0,0286	0,0933	0,1684	0,2475	0,3086	0,3271	0,3282
3b/4		-0,0887	-0,0604	-0,0279	0,0174	0,0869	0,1899	0,3271	0,4815	0,6252
b		-0,0912	-0,0887	-0,0814	-0,0571	0,0034	0,1243	0,3282	0,6252	0,9942

Tableau.VI.17 : Tableau des coefficients  $\varepsilon_0$  pour  $\theta = 0,70$ .



$\theta=0.691$		$\epsilon_0$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,012364	0,091284	0,168004	0,233056	0,263032	0,233056	0,168004	0,091284	0,012364
b/4		-0,051988	0,020424	0,09402	0,167802	0,233056	0,267	0,245484	0,193464	0,297876
b/2		-0,08176	-0,027586	0,0295	0,09402	0,168004	0,245484	0,30626	0,32773	0,333168
3b/4		-0,09509	-0,06328	-0,03671	0,020424	0,091284	0,193464	0,32773	0,478206	0,619008
b		-0,103746	-0,09509	-0,08176	-0,05198	0,012364	0,133876	0,333168	0,619008	0,971304

Tableau.VI.18 : Tableau des coefficients  $\epsilon_0$  pour  $\theta = 0, 691$ .b. Évaluation des valeurs de  $\epsilon_1$  :

$\theta=0.60$		Alfa=0 $\Rightarrow$ $\epsilon_1$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0660	0,0978	0,1419	0,2114	0,3237	0,2114	0,1419	0,0978	0,0660
b/4		0,0460	0,0669	0,0958	0,1411	0,2136	0,3295	0,2200	0,1508	0,1009
b/2		0,0365	0,0512	0,0714	0,1027	0,1519	0,2288	0,3480	0,2379	0,1586
3b/4		0,0352	0,0470	0,0632	0,0875	0,1246	0,1800	0,2613	0,3788	0,2522
b		0,0418	0,0535	0,0692	0,0922	0,1254	0,1718	0,2337	0,3121	0,4028

Tableau.VI.19 : Tableau des coefficients  $\epsilon_1$  pour  $\theta = 0, 60$ .

$\theta=0.70$		Alfa=0 $\Rightarrow$ $\epsilon_1$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0544	0,0863	0,1348	0,2488	0,3662	0,2488	0,1348	0,0863	0,0544
b/4		0,0343	0,0536	0,0828	0,1330	0,2207	0,3723	0,2286	0,1458	0,0913
b/2		0,0248	0,0374	0,0564	0,0885	0,1436	0,2368	0,3934	0,2505	0,1565
3b/4		0,0230	0,0329	0,0474	0,0715	0,1109	0,1745	0,2754	0,4329	0,2703
b		0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1665	0,2429	0,3449	0,4678

Tableau.VI.20 : Tableau des coefficients  $\epsilon_1$  pour  $\theta = 0, 70$ .

Après l'interpolation

$\theta=0.691$		Alfa=0=> $\varepsilon_1$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,05647	0,088352	0,13606	0,24205	0,35853	0,24205	0,13606	0,08835	0,05647
b/4		0,036406	0,055994	0,08514	0,13444	0,21942	0,36459	0,22705	0,14668	0,09301
b/2		0,026888	0,039866	0,0591	0,09103	0,14509	0,23536	0,38521	0,24821	0,15687
3b/4		0,025178	0,035438	0,05022	0,07439	0,11334	0,17547	0,27286	0,42314	0,26704
b		0,030812	0,0412	0,05608	0,64387	0,11496	0,16743	0,24124	0,33897	0,4561

Tableau.VI.21 : Tableau des coefficients  $\varepsilon_1$  pour  $\theta = 0,691$ .c. Le coefficient de  $\varepsilon_\alpha$  pour  $\theta = 0,691$ 

$\theta=0.691$		$\varepsilon_\alpha$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0214498	0,090680	0,161423	0,234908	0,28270	0,23490	0,16142	0,090680	0,021449
b/4		-0,033778	0,027751	0,092190	0,160929	0,23024	0,287104	0,24168	0,183826	0,255673
b/2		-0,059378	-0,01369	0,035597	0,093405	0,16328	0,243398	0,32252	0,311349	0,296852
3b/4		-0,070314	-0,04294	-0,01880	0,031542	0,09582	0,189757	0,31642	0,466863	0,546503

<b>b</b>	-0,076027	-0,06701	-0,05336	0,091360	0,03350	0,140789	0,31423	0,561321	0,865171
----------	-----------	----------	----------	----------	---------	----------	---------	----------	----------

Tableau.VI.22 : Tableau des coefficients  $\epsilon_\alpha$  pour  $\theta = 0,691$ .

- $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 5  $y = 0,85$  m

$Y1 = 0$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 1}$

$Y2 = 1,7$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 2}$

$Y = 0,85$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,07317092	-0,05497918	-0,03608387	0,061451	0,064664	0,1652735	0,315329	0,51409252	0,705837

Tableau.VI.23 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 5.

- $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 6  $y = 2,55$  m

$Y1 = 1,7$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 1}$

$Y2 = 3,4$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 2}$

$Y = 2,55$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,06484665	-0,02831749	0,00839741	0,0624741	0,1295568	0,21657805	0,3194754	0,3891064	0,421677

Tableau.VI.24 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 6.

- $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 7  $y = 4,25$  m

$Y1 = 3,4$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 1}$

$Y2 = 5,1$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 2}$

$Y = 4,25$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,04657867	0,00703027	0,06389416	0,1271675	0,1967659	0,26525162	0,2821053	0,24758831	0,276262

Tableau.VI.25 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 7.

- $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 8  $y = 5,95$  m

$Y1 = 5,1$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 1}$

$Y2 = 6,8$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_{\alpha 2}$

$Y = 5,95$  m  $\longrightarrow$   $\epsilon_\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,0061645	0,0592157	0,1268071	0,1979191	0,2564762	0,2610067	0,2015552	0,1372534	0,138561

Tableau.VI.26 : Les valeurs de  $\epsilon_\alpha$  pour la poutre 8.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P <sub>5</sub>	-0.07317	-0,05497	-0,03608	0,06145	0,06466	0,16527	0,31532	0,51409	0,70583
P <sub>6</sub>	-0.06484	-0,02831	0,00839	0,06247	0,12955	0,21657	0,31947	0,38910	0,42167
P <sub>7</sub>	-0.04657	0,00703	0,06389	0,12716	0,19676	0,26525	0,28210	0,24758	0,27626
P <sub>8</sub>	-0.00616	0,05921	0,12680	0,19791	0,25647	0,26100	0,20155	0,13725	0,13856

Tableau.VI.27 : Tableau récapitulatif des  $\epsilon_\alpha$  pour P<sub>5</sub>, P<sub>6</sub>, P<sub>7</sub>, P<sub>8</sub>.

### VI.6.2 Coefficient de répartition transversale $\bar{\epsilon}_\alpha$

On applique les mêmes étapes pour la détermination du coefficient K<sub>α</sub>, sauf que  $\bar{\epsilon}_\alpha$  est obtenu par les formules suivants :

Pour  $|Y| + |e| \leq 3b/4$

$$\text{On a : } \bar{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$$

Pour  $|Y| + |e| > 3b/4$

$$\text{On a : } \bar{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

#### a. Évaluation des valeurs $\bar{\epsilon}_1$

$\theta=0.60$		Alfa=0=> $\bar{\epsilon}_1$								
y	e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,0066	0,0549	0,1247	0,2443	0,4584	0,2443	0,1247	0,0549	0,0066
b/4		0,0001	0,0262	0,0644	0,1303	0,2488	0,4623	0,2458	0,1185	0,0300
b/2		0,0037	0,0182	0,0408	0,0782	0,1448	0,2634	0,4732	0,2437	0,0835
3b/4		0,0168	0,0277	0,0429	0,0675	0,1085	0,1769	0,2905	0,4788	0,1924
b		0,0418	0,0535	0,0692	0,0922	0,1254	0,1718	0,2337	0,3121	0,4228

Tableau VI.28 : Les valeurs de  $\bar{\epsilon}_1$  pour  $\theta = 0.60$ .



$\theta=0.70$	Alfa=0=> $\bar{\epsilon}_1$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0040	0,0402	0,1117	0,2508	0,5289	0,2508	0,1117	0,0402	-0,0040
b/4	-0,0080	0,0131	0,0476	0,1159	0,2545	0,5329	0,2532	0,1072	0,0161
b/2	0,0036	0,0071	0,0246	0,0592	0,1292	0,2694	0,5458	0,2537	0,0702
3b/4	0,0076	0,0152	0,0272	0,0489	0,0894	0,1647	0,3036	0,5585	0,1957
b	0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1675	0,2429	0,3449	0,4678

Tableau.VI.29 : Les valeurs de  $\bar{\epsilon}_1$  pour  $\theta = 0.70$ .

Après l'interpolation :

$\theta=0.691$	$\bar{\epsilon}_1$								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,002092	0,042846	0,11404	0,24963	0,51621	0,24963	0,11404	0,042846	-0,00209
b/4	-0,006542	0,015458	0,05062	0,118492	0,253474	0,52019	0,25186	0,109234	0,01860
b/2	0,003618	0,009098	0,027516	0,06262	0,132008	0,26832	0,53273	0,2519	0,07259
3b/4	0,009256	0,01745	0,030026	0,052248	0,092838	0,16689	0,30122	0,544154	0,195106
b	0,030812	0,0412	0,05608	0,079326	0,114986	0,16827	0,24124	0,338996	0,4597

Tableau.VI.30 : Les valeurs de  $\bar{\epsilon}_1$  pour  $\theta = 0.691$ .

$\theta=0.691$	$\overline{\varepsilon_\alpha}$									
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,009386	0,081305	0,15688	0,236470	0,315186	0,23644	0,15688	0,081305	0,00938	
b/4	-0,042626	0,019401	0,08508	0,157644	0,237262	0,31915	0,24679	0,176112	0,24034	
b/2	-0,064172	-0,02009	0,02909	0,087551	0,160588	0,25018	0,35291	0,312109	0,27948	
3b/4	-0,073594	-0,04664	-0,02297	0,026979	0,091604	0,18799	0,32227	0,491791	0,53168	
b	-0,076027	-0,06704	-0,05336	-0,02497	0,033504	0,14096	0,31423	0,561325	0,86591	

Tableau.VI.31 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour  $\theta = 0.691$ .

- $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 5  $y = 0,85$  m

Y1 = 0 m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha 1$

Y2 = 1,7 m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha 2$

Y = 0,85 m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,07481089	-0,05683194	-0,03816447	0,001021	0,062554	0,16447649	0,318252	0,52655841	0,698798

Tableau.VI.32 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 5.

- $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 6  $y = 2,55$  m

$Y1 = 1,7$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha1$

$Y2 = 3,4$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha2$

$Y = 2,55$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,06888343	-0,03333936	0,00306366	0,057265	0,126096	0,21908960	0,337593	0,40195015	0,405586

Tableau.VI.33 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 6.

- $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 7  $y = 4,25$  m

$Y1 = 3,4$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha1$

$Y2 = 5,1$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha2$

$Y = 4,25$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha$

<b>-b</b>	<b>-3b/4</b>	<b>-b/2</b>	<b>-b/4</b>	<b>0</b>	<b>b/4</b>	<b>b/2</b>	<b>3b/4</b>	<b>b</b>
-0,05339913	-0,00031405	0,05708586	0,122597	0,198925	0,28467288	0,299856	0,24411082	0,259917

Tableau.VI.34 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 7.

- $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 8  $y = 5,95$  m

$Y1 = 5,1$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha1$

$Y2 = 6,8$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha2$

$Y = 5,95$  m  $\longrightarrow$   $\varepsilon\alpha$



-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,01662003	0,05035339	0,12098392	0,197057	0,276224	0,27781389	0,201843	0,1287092	0,124865

Tableau.VI.35 : Les valeurs de  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour la poutre 8.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
<b>P<sub>5</sub></b>	-0,07481	-0,05683	-0,0381	0,00102	0,06255	0,16447	0,31825	0,52655	0,69879
<b>P<sub>6</sub></b>	-0,06888	-0,03333	0,00306	0,05726	0,12609	0,21908	0,33759	0,40195	0,40558
<b>P<sub>7</sub></b>	-0,05339	-0,00031	0,05708	0,12259	0,19892	0,28467	0,29985	0,24411	0,25991
<b>P<sub>8</sub></b>	-0,01662	0,05035	0,12098	0,19705	0,27622	0,27781	0,20184	0,12870	0,12486

Tableau.VI.36 : Tableau récapitulatif des  $\overline{\varepsilon_\alpha}$  pour P<sub>5</sub>, P<sub>6</sub>, P<sub>7</sub>,P<sub>8</sub>.

VI.6.3 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants réels max due aux surcharges

VI.6.3.1 Tableau récapitulatifs des efforts tranchants réels max à (X=0,00L)

X=0	T <sub>0</sub> = T/8	Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8		
		k <sub>amoy</sub>	T <sub>réel</sub>	k <sub>amoy</sub>	T <sub>réel</sub>	k <sub>amoy</sub>	T <sub>réel</sub>	k <sub>amoy</sub>	T <sub>réel</sub>	
<b>A(I)</b>	<b>1Voie</b>	7,54	0.3381	2.5492	0.3158	0.8050	0.2695	2.0320	0.2507	1.8902
	<b>2Voies</b>	15,09	0.2139	3.2277	0.2252	3.3982	0.2324	3.5069	0.2233	3.3695
	<b>3Voies</b>	20,38	0.1362	2.7757	0.1535	3.1283	0.1756	3.5787	0.1876	3.8232
<b>Bc</b>	<b>1File</b>	6	0.3912	2.3472	0.3401	2.0406	0.2706	1.6236	0.2535	1.521
	<b>2Files</b>	12	0.2781	3.3372	0.2751	3.3012	0.2544	3.0528	0.2349	2.8188
	<b>3Files</b>	18	0.2035	3.663	0.2138	3.8484	0.2217	3.9906	0.2172	3.9096
<b>Bt</b>	<b>1Tand</b>	3.92	0.4165	1.63268	0.3511	1.3763	0.2706	1.06075	0.2535	0.99372
	<b>2Tand</b>	7.84	0.2815	2.20696	0.2736	2.1450	0.2520	1.97568	0.2303	1.8055
<b>Mc120</b>	13.44	0.2133	2.8667	0.2424	3.2578	0.2558	3.4379	0.2451	3.2941	
<b>D240</b>	22.04	0.1806	3.9804	0.2231	4.9171	0.2543	5.6047	0.2526	5.5673	

Tableau.VI.37 : Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants réels max (X=0,00L).



VI.6.3.2 Tableau récapitulatifs des efforts tranchants réels max ( $X=0,25L$ )

X=0.25L		$T_0$ = T/8	Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
			$k_{amoy}$	$T_{réel}$	$k_{amoy}$	$T_{réel}$	$k_{amoy}$	$T_{réel}$	$k_{amoy}$	$T_{réel}$
A(l)	1Voie	4.24	0.3381	1.4335	0.3158	1.3389	0.2695	1.14268	0.2507	1.0629
	2Voies	8.48	0.2139	1.8138	0.2252	1.9096	0.2324	1.9707	0.2233	1.8935
	3Voies	11.46	0.1362	1.5608	0.1535	1.7591	0.1756	2.0123	0.1876	2.1498
Bc	1File	4.125	0.3912	1.6137	0.3401	1.4029	0.2706	1.1162	0.2535	1.0456
	2Files	8.25	0.2781	2.294	0.2751	2.2695	0.2544	2.0988	0.2349	1.9379
	3Files	12.375	0.2035	2.5183	0.2138	2.6457	0.2217	2.7435	0.2172	2.6878
Bt	1Tand	2.92	0.4165	1.2161	0.3511	1.0252	0.2706	0.7901	0.2535	0.74022
	2Tand	5.84	0.2815	1.64396	0.2736	1.5978	0.2520	1.4716	0.2303	1.3449
Mc120		8.6715	0.2133	1.8496	0.2424	2.1019	0.2558	2.2181	0.2451	2.12538
D240		14.54475	0.1806	2.6558	0.2231	3.2449	0.2543	3.6987	0.2526	3.6740

Tableau.VI.38 : Tableau récapitulatifs des efforts tranchants réels max ( $X=0,25L$ ).

## VI.7 Calcul des sollicitations maximums

## ➤ Les combinaisons d'actions

Combinaisons	ELU	ELS
I	$1,35G+1,6(\text{Max}(A(l), B))$	$G+1,2(\text{Max}(A(l), B))$
II	$1,35G+1,35(\text{Max}(Mc120, D240))$	$G+ \text{Max}(Mc120, D240)$

Tableau.VI.39 : Combinaisons d'actions.

✓ **Combinaisons des moments fléchissant**• **l'ELU**

M E.L.U	Poutre 5		poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
<b>1,35G+1,6(A(L))</b>	723,462	782,091	753,516	822,165	773,960	849,423	935,158	1014,881
<b>1,35G+1,6(Bc)</b>	770,818	822,128	787,002	842,031	788,659	844,069	930,299	1007,054
<b>1,35G+1,6(Bt)</b>	684,458	727,799	679,048	720,675	665,083	702,289	805,292	850,675
<b>1,35(G+Mc120)</b>	702,448	605,656	718,203	775,082	721,791	779,867	861,746	1097,109
<b>1,35(G+D240)</b>	767,213	970,583	808,612	1025,681	832,240	1057,185	974,006	<b>1219,756</b>

**Tableau.VI.40** : Moments dans chaque poutre à l'ELU.• **l'ELS**

M E.L.S	Poutre 5		poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
<b>G+1,2(A(L))</b>	537,5261	581,4982	560.0670	611.5533	575.399	631.99	694,9241	754,7167
<b>G+1,2(Bc)</b>	573,0435	611,5254	585.1809	626.4526	586.424	627.9814	691,28	731,66
<b>G+1,2(Bt)</b>	508,2735	540,7791	504.2154	535.4361	493.742	521.6462	597,5244	623,4787
<b>G+Mc120</b>	520,3322	448,634	532.0023	574,135	534.6602	577,679	638,33	812,673
<b>G+D240</b>	568,3061	718,950	598.972	759,764	616.474	783,100	721,486	<b>903,523</b>

**Tableau.VI.41** : Moments dans chaque poutre à l'ELS.✓ **Combinaisons des efforts tranchants**• **l'ELU**

T E.L.U	Poutre 5		poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L
<b>1,35G+1,6(A(L))</b>	49,681	25,783	50,104	26,021	50,644	26,325	63,028	32,020
<b>1,35G+1,6(Bc)</b>	50,746	26,932	50,968	27,085	51,139	27,202	63,132	32,665
<b>1,35G+1,6(Bt)</b>	48,998	25,883	48,924	25,827	48,721	25,676	60,607	31,054
<b>1,35(G+Mc120)</b>	49,217	25,760	49,608	26,012	49,788	26,128	61,734	31,565
<b>1,35(G+D240)</b>	50,330	26,566	51,267	27,155	51,955	27,609	64,007	33,114

**Tableau.VI.42** : Efforts tranchants dans chaque poutre à l'ELU.

- PELS

T E.L.S	Poutre 5		poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L
G+1,2(A(L))	49,681	25,033	50,104	25,271	50,644	25,575	63,028	32,020
G+1,2(Bc)	50,746	26,182	50,968	25,271	51,139	25,575	63,132	32,665
G+1,2(Bt)	48,998	25,133	48,924	25,077	48,721	24,926	60,607	31,054
G+Mc120	49,217	25,010	49,608	25,262	49,788	25,378	61,734	31,565
G+D240)	50,330	25,816	51,267	26,405	51,955	26,859	64,007	33,114

Tableau.VI.43 : Efforts tranchants dans chaque poutre à l'ELS.

➤ Tableau récapitulatif des moments max dans chaque poutre

Poutres	Combinaisons	Type	M(t.m)		
			0,00L	0,25L	0,5L
Poutre 5	ELU	I	0	770,818	970,583
		II	0	767,213	822,128
	ELS	I	0	573,044	718,950
		II	0	568,306	611,525
Poutre 6	ELU	I	0	808,612	1025,681
		II	0	787,002	842,031
	ELS	I	0	759,764	598,972
		II	0	626,453	585,181
Poutre 7	ELU	I	0	832,240	1057,185
		II	0	788,659	849,423
	ELS	I	0	616,474	783,100
		II	0	832,2409	631,99
Poutre 8	ELU	I	0	974,006	<b>1219,756</b>
		II	0	935,158	1014,881
	ELS	I	0	694,924	<b>903,523</b>
		II	0	721,486	812,673

Tableau.VI.44 : Tableau récapitulatif des moment max dans chaque poutre.

## ➤ Tableau récapitulatif des efforts tranchants max dans chaque poutre

Poutres	Combinaisons	Type	T (t)		
			0,00L	0,25L	0,5L
Poutre 5	ELU	I	79,105	36,308	0
		II	77,907	35,864	0
	ELS	I	50,746	26,932	0
		II	50,330	26,566	0
Poutre 6	ELU	I	79,355	36,659	0
		II	78,383	36,512	0
	ELS	I	51,267	27,155	0
		II	50,968	27,085	0
Poutre 7	ELU	I	79,547	37,272	0
		II	78,991	36,668	0
	ELS	I	51,955	27,609	0
		II	51,139	27,202	0
Poutre 8	ELU	I	99,534	44,704	0
		II	99,417	44,044	0
	ELS	I	64,007	33,114	0
		II	63,132	32,665	0

Tableau.VI.45 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants max dans chaque poutre.

**VI.8 Conclusion**

D'après le tableau ci-dessus on constate que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 8, nous concluons que la poutre de rive 8 est la plus sollicitée.

# Chapitre VII :

*Modélisation du tablier*

## VII.1 Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

## VII.2 Présentation de logiciel

Le logiciel Robot™ Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, **Coques**, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques. Les utilisateurs de ROBOT pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

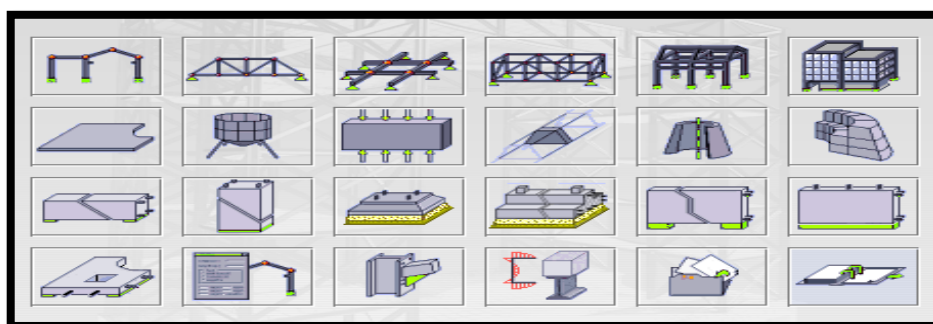


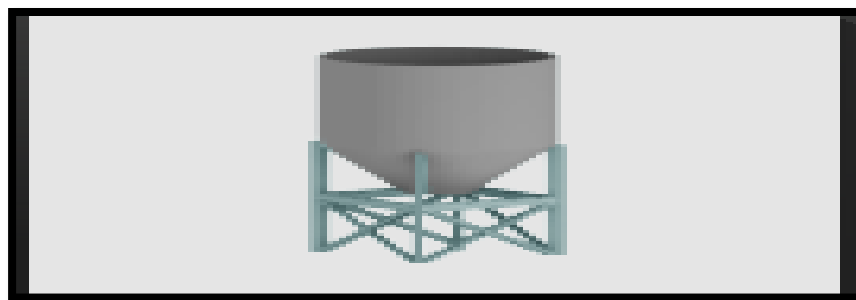
Figure.VII.1 : Différents type de structure étudié.

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysais (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

ROBOT Structural Analysis Professional est une puissante application d'analyse qui intègre des capacités exceptionnelles de maillage automatique, pour des résultats rapides et parfaitement actualisés, ce dernier permet de rouler, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

➤ **Étude d'une coque**

La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche. On verra par la suite comment personnaliser le bureau par défaut et les barres d'outils.



**Figure.VII.2** : Fenêtre de l'étude d'une coque.



**VII.3 Modélisation**

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- Définition de la structure,
- Définition des différentes sections de l'ouvrage,
- Définition des matériaux utilisés (béton, acier... etc.)
- Définition des conditions d'appuis,
- Le choix de la méthodologie de calcul,
- La définition des cas de charges et de combinaisons de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec 08 travées indépendantes, on étudiera une seule travée de 36 m qui contient 8 poutres avec une dalle de 22 cm d'épaisseur.

- La structure est définie par des éléments poutres,
- La section de l'ouvrage est une poutre en I modélisé par ses dimensions réelles.
- La section est définie par le logiciel Robot.
- Les poutres sont appuyées sur un appui simple des deux côtés.
- La dalle est définie comme un élément panneau.

VII.3.1 Modélisation des sections

Points	Y	Z
1	-35	190
2	35	190
3	35	188
4	38	188
5	38	183
6	20	178
7	10	170
8	10	35
9	32	20
10	32	0
11	-32	0
12	-32	20
13	-10	35
14	-10	170
15	-20	178
16	-38	183
17	-38	188
18	-35	188

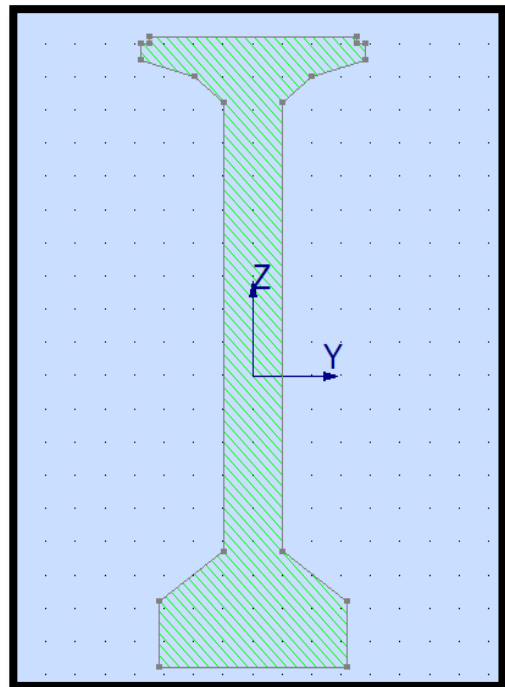


Figure.VII.3 : Section intremiere.

Tableau.VII.1 : Les caractéristiques de la poutre.

VII.3.2 Modélisation des poutres

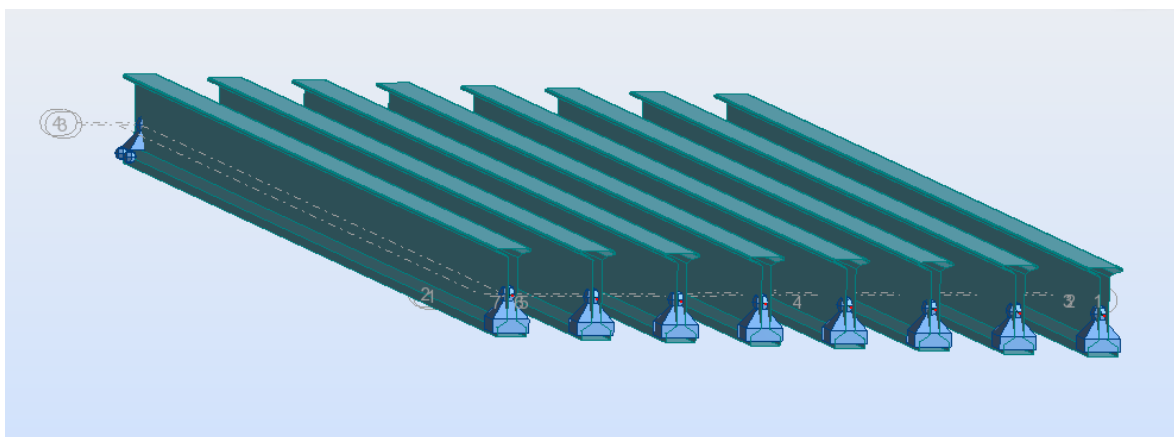


Figure.VII.4 : Modélisation des poutres.

VII.3.3 Modélisation de la dalle

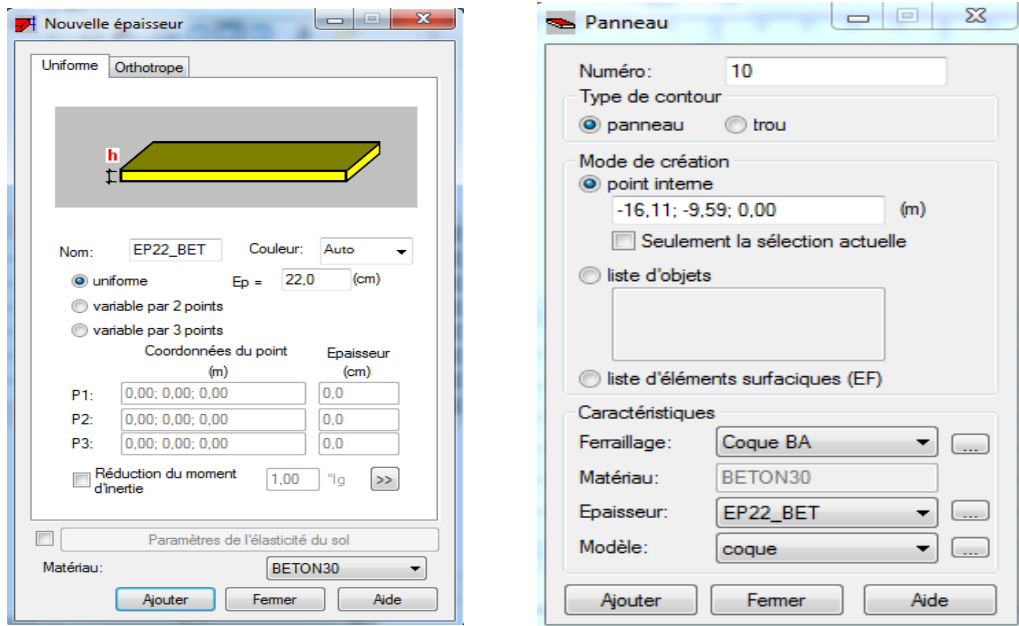


Figure.VII.5 : Caractéristique de panneau.

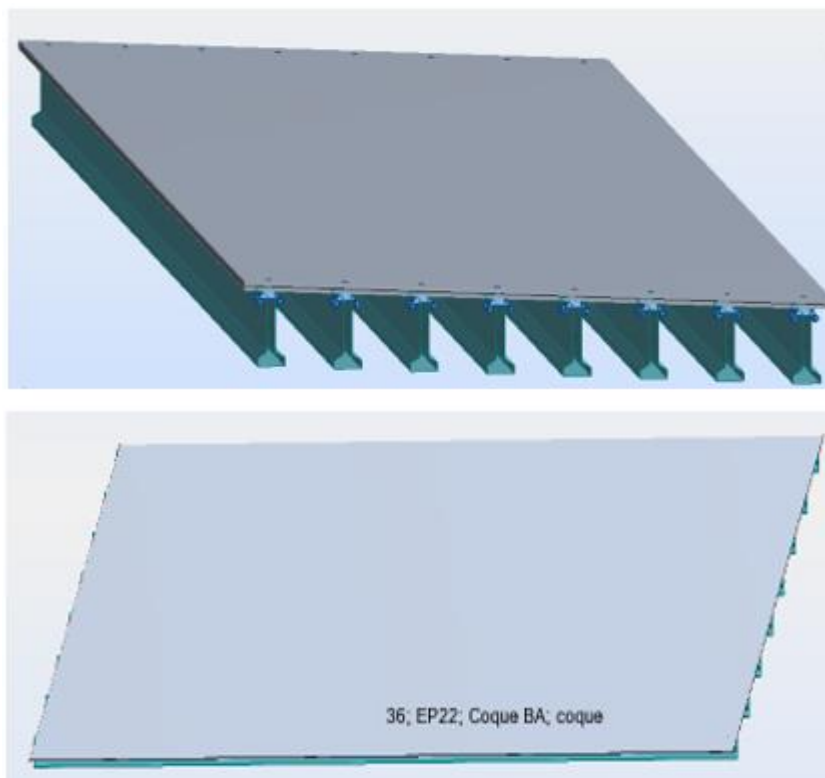


Figure.VII.6 : Modélisation des poutres + dalle.

VII.4 Définition de différents cas de charge

VII.4.1 Charges permanentes ccp

- Trottoir = 0,575 t/m<sup>2</sup>
- Longrine = 0,731 t/m<sup>2</sup>
- Corniche = 0,4 t/m
- Garde-corps = 0,3 t/m
- Revêtement = 0,176 t/m<sup>2</sup>

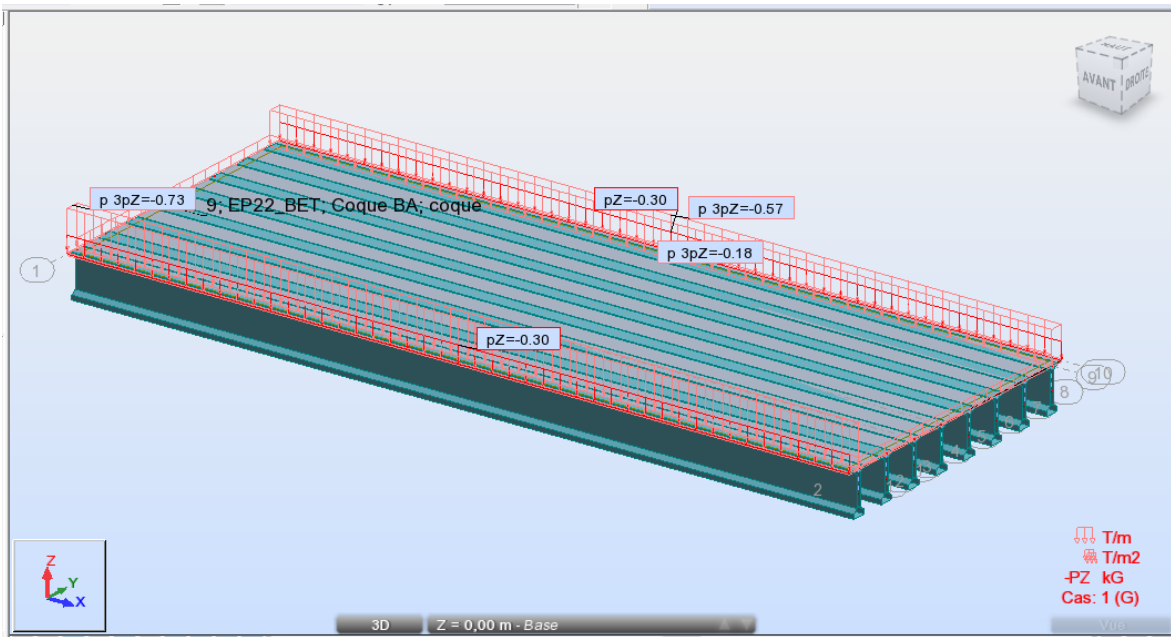


Figure.VII.7 : Charges permanentes ccp.

VII.4.2 Système de charge A (L) 03 voies chargées

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{35+12} = 995,95 \text{ kg / m}^2$$

Pour 3 voies : A=A(l). a1.a2=0,996x 0,9 x 0,95= 0,85 t/m<sup>2</sup>

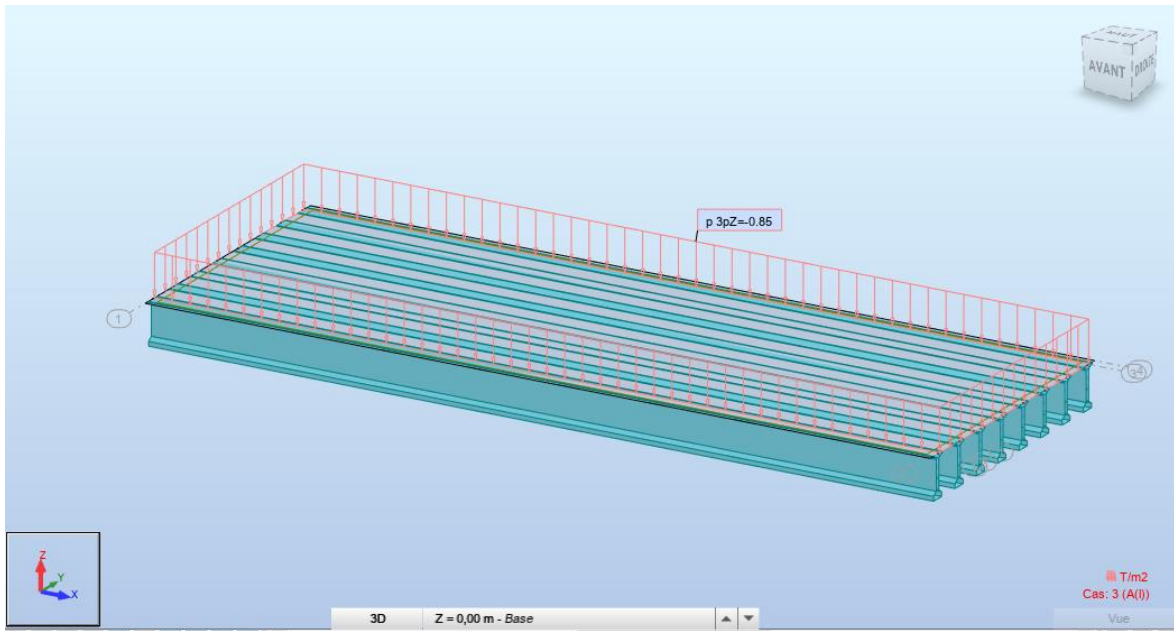


Figure.VII.8 : Système de charge A(L) 03VC.

VII.4.3 Sous système Bc 03 voies chargées

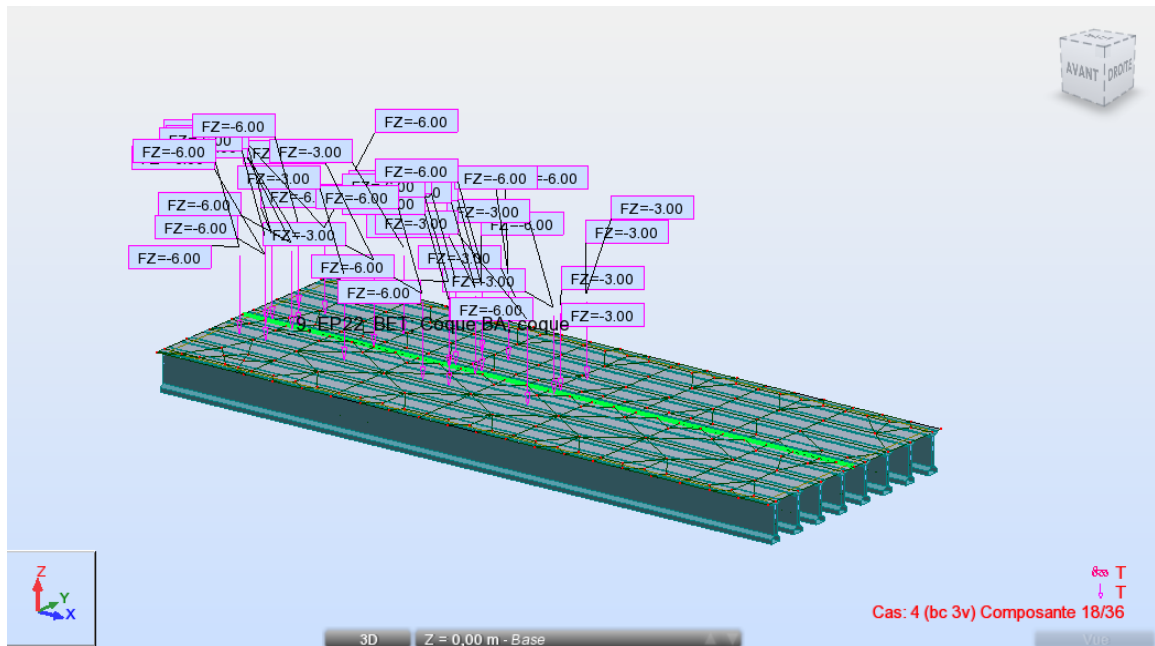


Figure.VII.9 : Sous-système Bc 03 VC.

VII.4.4 Sous système Bt

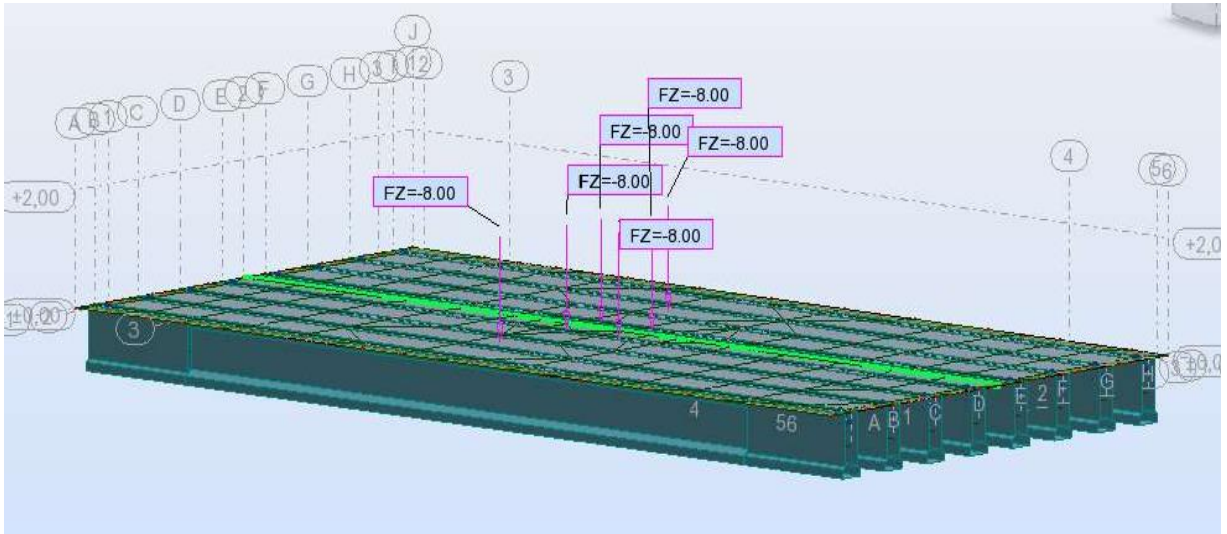


Figure.VII.10 : Sous système Bt 02 tandem.

VII.4.5 Système militaire Mc120

$$P = \frac{110}{6,1 \times 2} = 9,016 \text{ t/m}^2$$

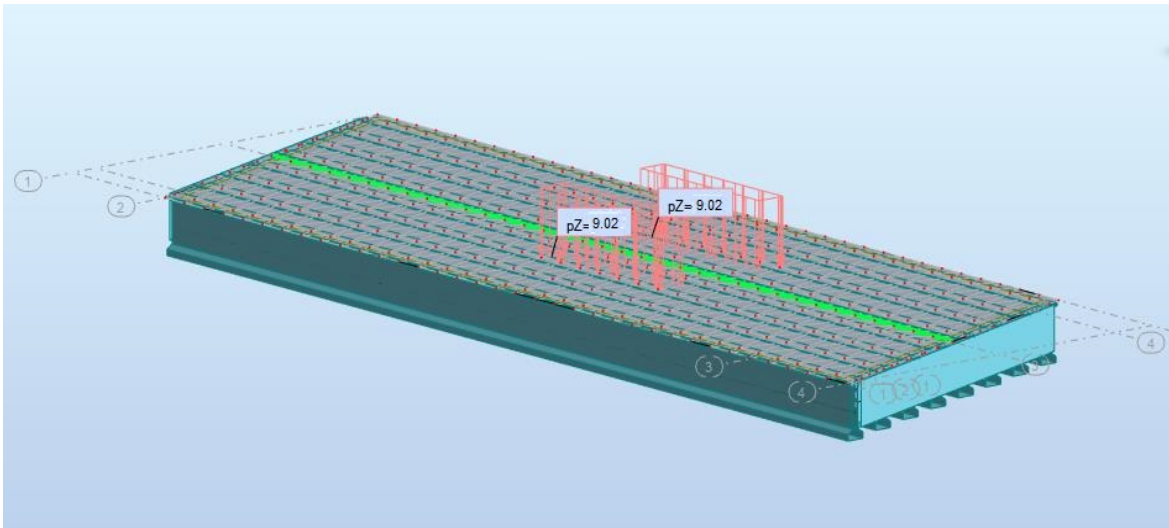


Figure.VII.11 : Système militaire Mc120.

VII.4.6 Système militaire D240

$$p = \left(\frac{240}{18.6}\right)/3.2 = 4.03 \text{ t/m}^2$$

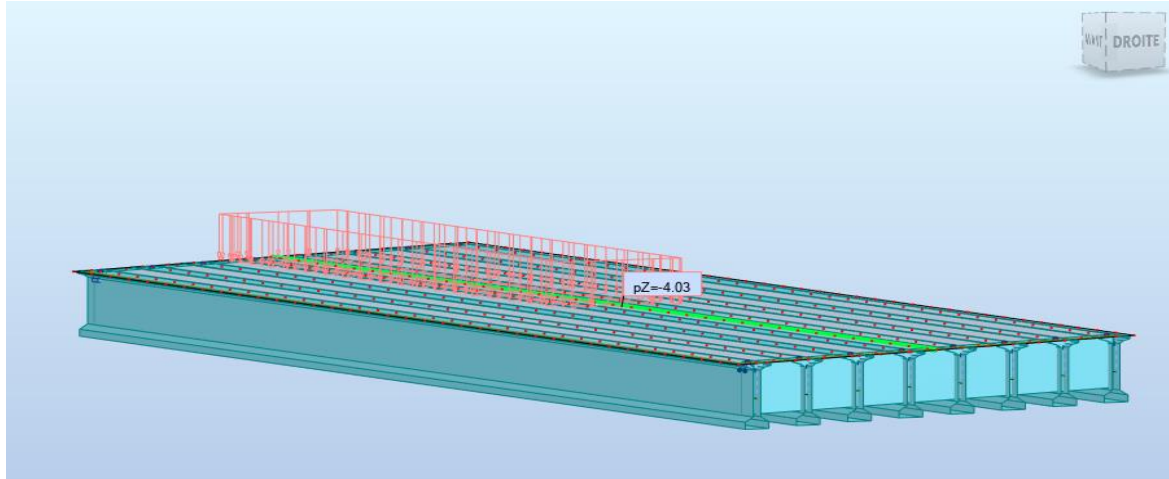


Figure.VII.12 : Charge exceptionnelle D240.

VII.5 Valeur des moments fléchissant réels par ROBOT

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d’actions selon BAEL.

VII.5.1 Les combinaison d’action

Combinaison	ELU	ELS
I	1,35G+1,6 Max (A. Bc)	G+1,2 Max (A. B)
II	1,35G + 1,35 Max[Mc120, D240]	G + Max [Mc120, D240]

Tableau.VII.2 : Les combinaisons d’action.

➤ Tableau des moments fléchissant longitudinaux réel engendrés dans les déférants poutres après la comparaison ( donnée par robot ) :

		Type de combinaison	Moment flechissant 0,5 L
Poutre 5	E L U	I	936,74
		II	905,12
	E L S	I	697,10
		II	670,46
Poutre 6	E L U	I	941,53
		II	1042,97
	E L S	I	700,55
		II	772,63
Poutre 7	E L U	I	947,52
		II	1154,29
	E L S	I	704,82
		II	855,06
Poutre 8	E L U	I	956,05
		II	<b>1226,34</b>
	E L S	I	710,95
		II	<b>908,40</b>

Tableau.VII.3 : Moment fléchissant donnée par ROBOT pour chaque poutre.

VII.5.2 Les valeurs extrêmes du moment par ROBOT

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		E L U	E L S
Poutre 8	L=0,5	II	II
	L=0,5	<b>1226,34</b>	<b>908,40</b>

Tableau.VII.4 : Les valeurs extrêmes du moment.

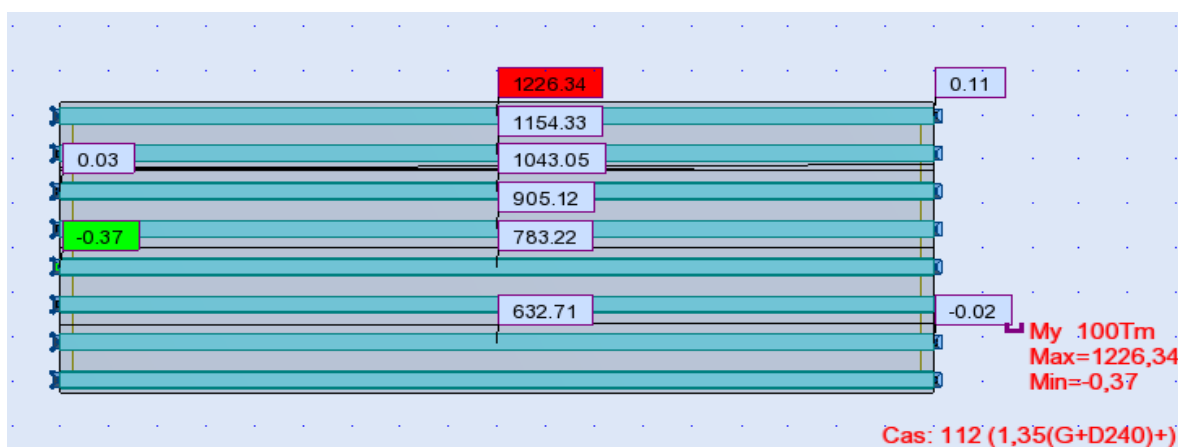


Figure.VII.13 : Valeurs extrêmes du moment par ROBOT à l'ELU.



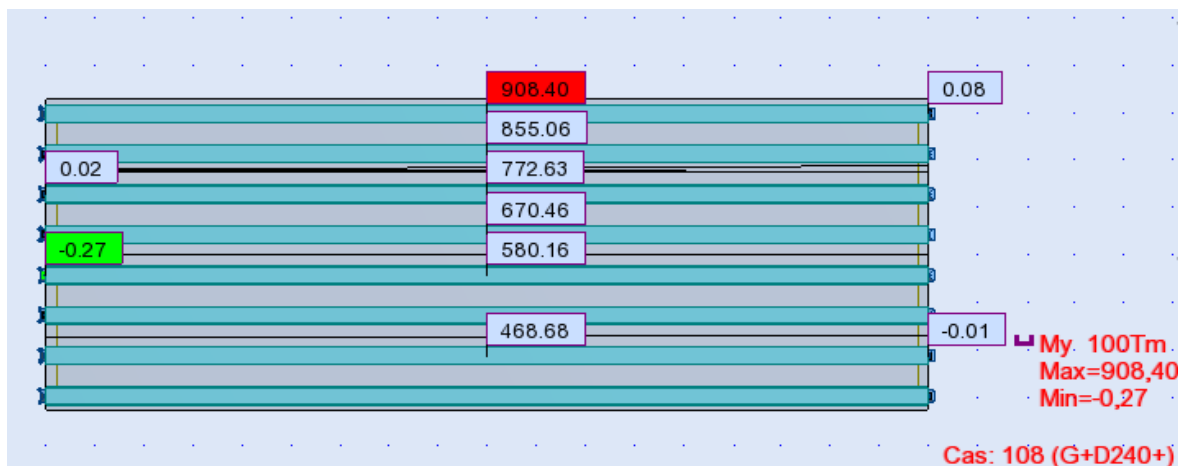


Figure.VII.14 : Valeurs extrêmes du moment par ROBOT à l’ELS.

VII.5.3 Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT

➤ ELU

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		ROBOT	G-MASSONET
Poutre 8	1,35(G+D240)	L=0,5	L=0,5
		<b>1226,34</b>	<b>1219,756</b>

Tableau.VII.5 : Comparaison moment fléchissant à l’ELU.

➤ ELS

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		ROBOT	G-MASSONET
Poutre 8	G+D240	L=0,5	L=0,5
		<b>908,40</b>	<b>903,523</b>

Tableau.VII.6 : Comparaison moment fléchissant à l’ELS.

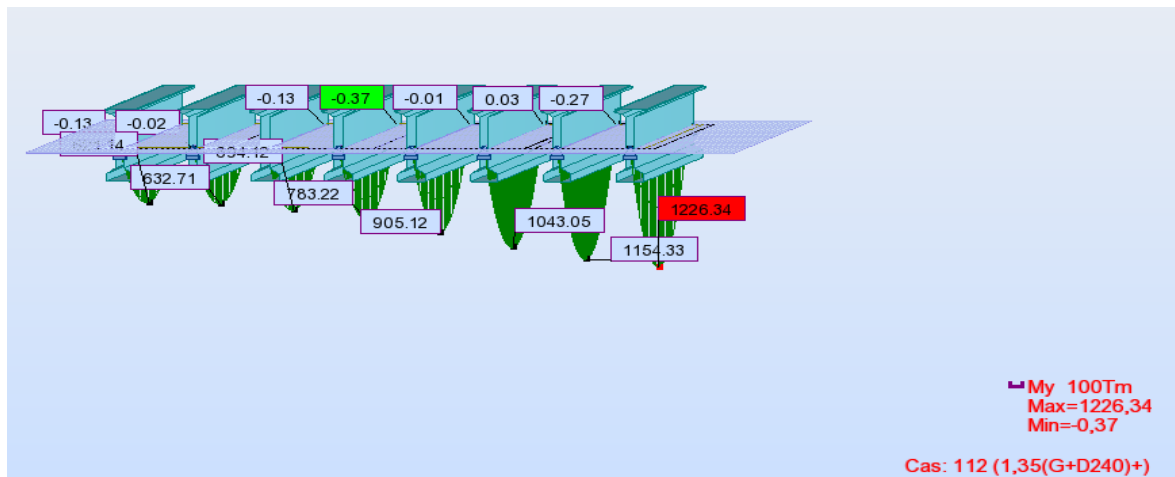


Figure.VII.15 : Moment max de la poutre 8 à l'ELU.

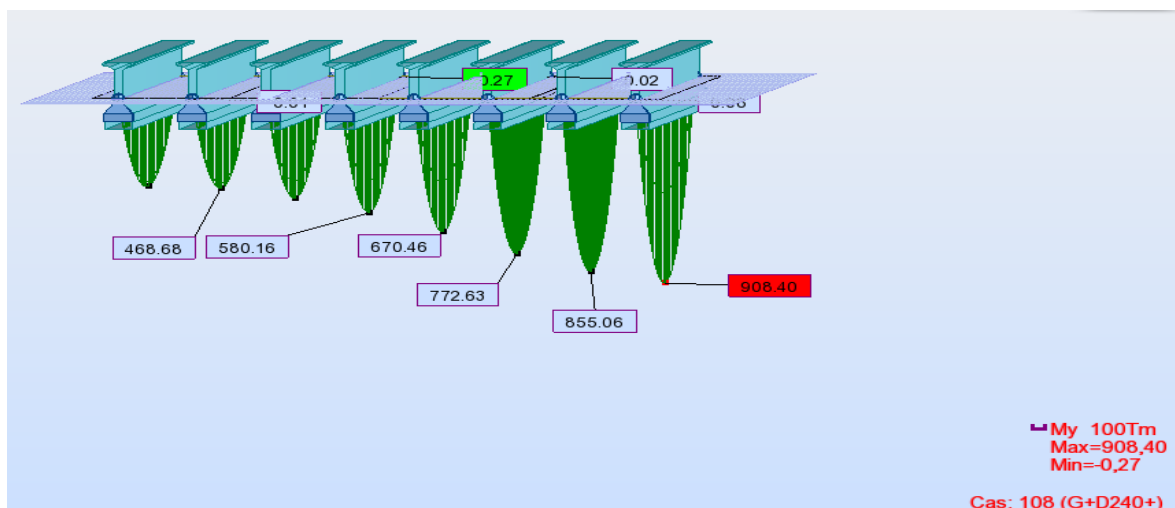


Figure.VII.16 : Moment max de la poutre 8 à l'ELS.

## VII.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation du tablier de notre ouvrage avec l'utilisation de logiciel **ROBOT**. La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode de ligne d'influence et la répartition par la méthode de G-MASSONET et ceux obtenus par logiciel **ROBOT**, indique qu'il y'a une légère différence concernant des valeurs du moment fléchissant de la poutre **8** la plus sollicitée, ce qui nous permet de conclure la fiabilité de l'utilisation du logiciel **ROBOT** pour la modélisation.

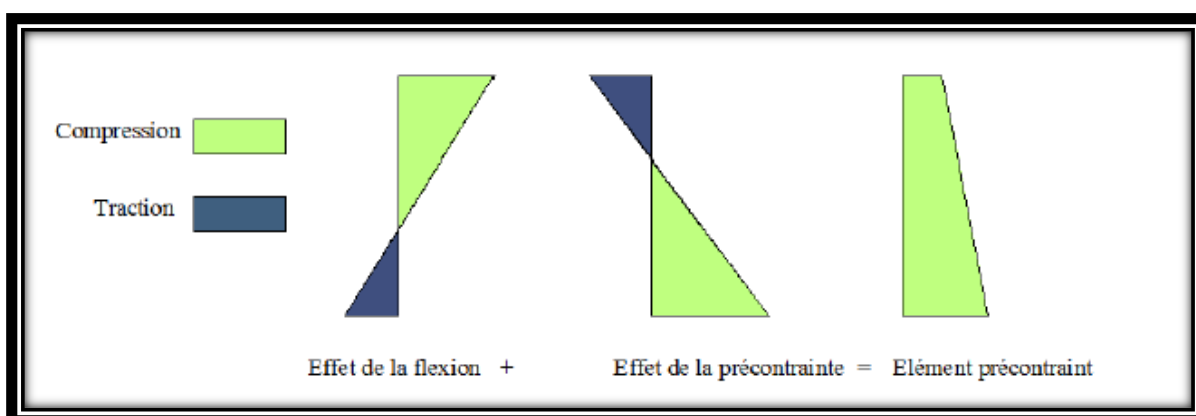
# Chapitre VIII :

*Étude de la précontrainte*

### VIII.1 Introduction

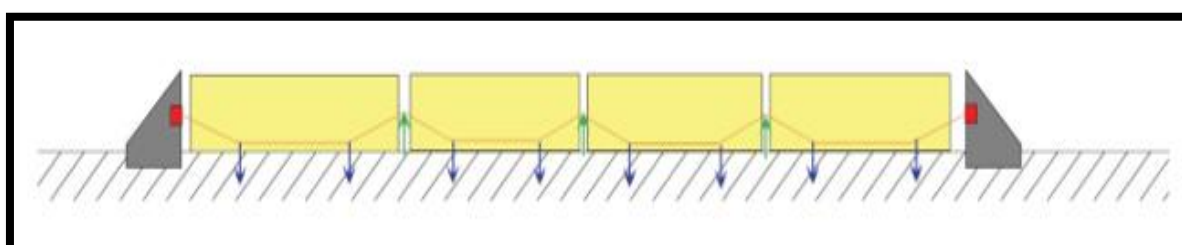
Au début de l'étude préliminaire de ce viaduc, on a choisi comme variante la conception d'un pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension (autrement dit par adhérence, d'où l'appellation PRAD), la particularité de ce type des ponts est la façon de réalisation de ces poutres, ces dernières sont préfabriquées et précontraintes dans des usines, puis elles seront transportées vers le site pour les poser sur leurs appuis définitifs au niveau des piles et des culées.

La précontrainte du béton a pour but d'annuler, ou de limiter les contraintes de traction développées par les charges appliquées à la structure, elle est obtenue par l'application d'effort de compression agissant sur la structure.



**Figure.VIII.1:** Schéma représente l'effet de la précontrainte.

Dans la pré-tension, les armatures enfilées à l'intérieur des poutres dans le banc sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.



**Figure.VIII.2 :** Banc de la précontrainte par pré tension.

### VIII.1.1 Le principe de la précontrainte

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

### VIII.1.2 Modes de précontrainte

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

#### ✓ La précontrainte par pré-tension

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'extrémité à l'autre.

#### ✓ La précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

Les procédés de précontraintes font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Les principaux procédés son :

- Le système Freyssinet exploité par la STUP (Société Technique d'utilisation de la Précontrainte) ou Freyssinet-International.

- Le système PAC exploité par la SFP (Société Française pour la Précontrainte),
- Le système BBR-B exploité par la CIPEC.

### VIII.1.3 Choix du procédé

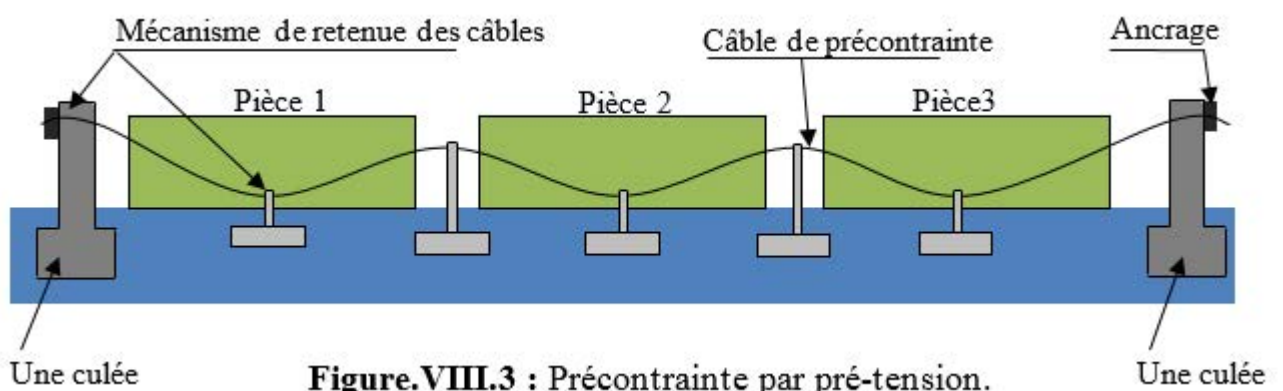
La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utilisée, en effet elle consomme environ 80% en poids des armatures de précontrainte mise en œuvre annuellement la post-tension seulement 20%.

**Note :** dans notre projet nous choisissons le précontraint par pré-tension.

#### ➤ Précontrainte par pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures ;
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons) ;
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression ;
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.



## VIII.2 Dimensionnement de la précontrainte

### VIII.2.1 Rappel sur les caractéristiques géométriques de la poutre

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre de rive **P8**).

section	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	c'=I /B.V (cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	5660	24247547,64	102,14	87,86	41,94	47,73	190
Poutre + dalle	8850	50491835,66	83,36	128,64	68,44	53,20	212

**Tableau.VIII.1** : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

**C'** : Centre de pression.

#### ✓ L'enrobage

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{190}{10} = 19 \text{ cm} \quad \text{on adopte } d = 7 \text{ cm}$$

### VIII.2.2 L'effort de précontraint minimum (avec hourdis)

La résistance caractéristique à 28 jours égale a  $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$

Les contraintes de traction admissible du béton (en classe II de précontrainte) sont :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte admissible du béton : } f_{cj} = \frac{f_{c28 \cdot j}}{4,76 + 0,83 \cdot j}$$

#### ✓ En exploitation :

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = \mathbf{27 \text{ MPa}}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5 f_{t28} = -1,5(0,6 + 0,06 \times 45) = \mathbf{-4,95 \text{ MPa}}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t28} = -3,3 \text{ MPa} .$$

- ✓ **En construction** (à 14 jours)

$$f_{c14} = \frac{f_{c28,j}}{4.76+0.83,j} = \frac{40 \times 14}{4.76+0.83 \times 14} = 38,462 \text{ MPa}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$f_{t14} = 0,6+0,06 \times 38,462 = 2,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -4,365 \text{ MPa}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = -2.91 \text{ MPa}$$

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

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

Avec :  $P_I$  : précontrainte minimale en section sous critique.

$P_{II}$  : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$P_I = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P_{II} = \frac{\left(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}\right) + M_{\max}}{\rho V + V' - d} \quad \text{Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$



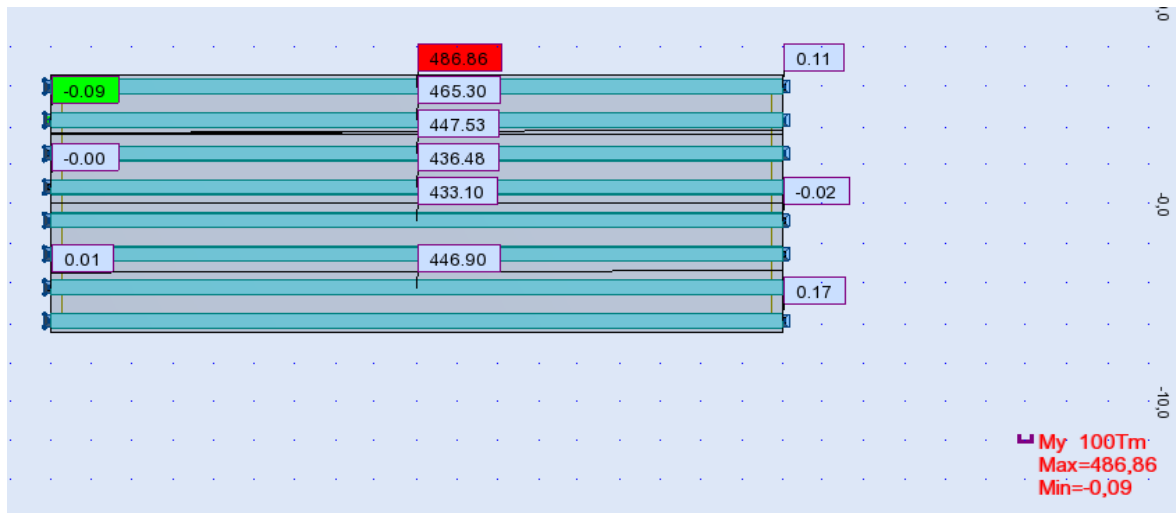


Figure.VIII.4 : Moment fléchissant sous les charges permanents.

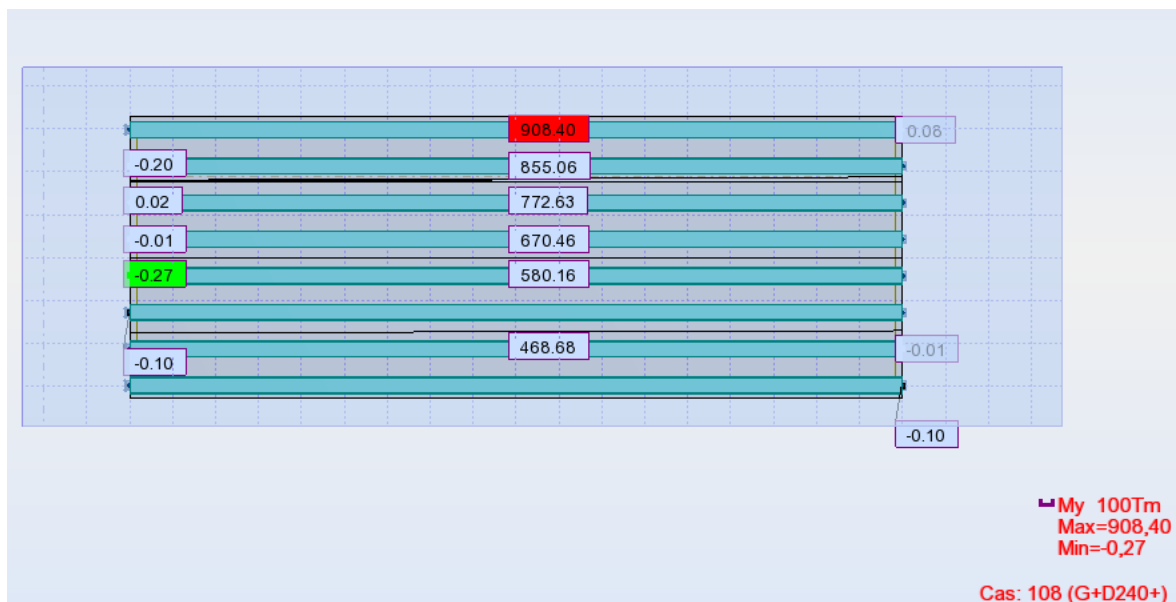


Figure.VIII.5 : Moment fléchissant sous (G+D240).

$M_{\min} = 486,86 \text{ t.m}$  (Moment fléchissant sous G).

$M_{\max} = 908,40 \text{ t.m}$  (Moment fléchissant de la poutre 8 sous (G+D240 à l'ELS)).

$\Delta M = 421,54 \text{ t.m}$

Donc :  $\begin{cases} P_I = 75,97 \text{ t} \\ P_{II} = 467,30 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_{II} > P_I$  (la section est sur critique).

Alors :  $P_{\min} = \text{Max}(75,97; 467,30) = 467,30 \text{ t}$

### VIII.2.3 Calcul du nombre des câbles

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 32%.

$$0,68 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,68} = \frac{467,30}{0,68} = 687,19 \text{ t}$$

$$P_0 = 687,19 \text{ t}$$

#### 1. Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des torons **T15 de 15,2 mm** à très basse relaxation (TBR).

##### a. Caractéristiques géométriques

-Section nominale de l'acier :  $A_p = 0,000139 \text{ m}^2$ .

##### b. Caractéristiques mécaniques :

- Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ .

- Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$ .

- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000} = 2,5 \%$  **TBR**.

- Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190000 \text{ MPa}$ .

#### 2. La force de la précontrainte par câble

$$\sigma_{p0} = \min\{0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg}\} = 1560,85 \text{ MPa}$$

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{687,19 \times 10^4}{139 \times 1560,85} = 31,67 \Rightarrow n \geq 32$$

**On adopte en 1<sup>er</sup> temps 32T15, et après calcul des pertes et les vérifications exactes, on a trouvé des conditions qui ne vérifient pas.**

**Donc on adopte une nouvelle adaptation de 34T15.**

Soit 34 torons T 15 :

$$P = 34 \times (139 \times 1560,85 \times 10^{-4}) = 737,65 \text{ t} \quad \mathbf{P = 737,65 \text{ t.}}$$

✓ **Note :**

Les armatures de précontrainte par pré-tension ne doivent pas être groupées en paquets, on préconise de placer tous les torons à l'about des deux extrémités de la poutre à cause de la facilité de leur mise en place sans encombrement, puis on fait la vérification des contraintes si elles sont satisfaites ou non.

**VIII.2.4 Vérification des contraintes à la mise en tension****VIII.2.4.1 En construction (section sans hourdis)**

- **Les contraintes limites**

$$f_{c28} = 45 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 38,46 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,91 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 23,076 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -4,365 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,91 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$  : Les contraintes admissibles de compression sur la fibre inférieure et supérieure.

$\bar{\sigma}_{ts}, \bar{\sigma}_{ti}$  : Les contraintes admissibles de traction sur la fibre inférieure et supérieure.

Avec  $K_1 = 0,9$ .

- **En fibre supérieure**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) >? \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{\text{min}} = 486,86 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(102,139 - 7) \Rightarrow e_0 = -95,139 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 8,94 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -4,365 \text{ MPa} \dots (\text{CV}).$$

- **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \left( \frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 9,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 23,076 \text{ MPa} (\text{CV}).$$

#### VIII.2.4.2 En exploitation (section avec hourdis)

Avec  $K_1 = 0,7$

- **En fibre supérieure**

$$\sigma_{\text{sup}} = k \cdot \frac{p_0}{B} + \frac{M_{\text{max}} \cdot V}{I} - K_1 \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V \leq? \bar{\sigma}_M$$

$$M_{\text{max}} = 908,40 \text{ t. m.}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(128,64 - 7) \Rightarrow e_0 = -121,64 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{max}} V}{I} + K_1 P \left( \frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 10,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 23,076 \text{ MPa} \dots (\text{C. V})$$

- **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{max}} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \left( \frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = >? \bar{\sigma}_m$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -1,31 \text{ MPa} > -3,3 \text{ MPa} \dots (\text{C. V})$$

#### VIII.2.5 Emplacement des torons

La précontrainte appliquée par le processus du pré-tension diffère avec celle appliquée en post-tension en ce qui concerne la disposition constructive des câbles et leurs angles de relevage.

- ❖ **En post-tension**, généralement appliqué sur des pièces de section variable, le

tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi, l'angle de relevage de ces câbles varie de quelques degrés (1 à 2 degrés) pour le câble le plus bas, à une vingtaine de degrés pour le câble le plus haut, ce qui correspond à une inclinaison moyenne de 10 à 12 degrés, apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

❖ **En pré-tension**, généralement appliqué sur des pièces de section constante, les armatures actives ne doivent pas être groupées en paquets, leurs tracés sont rectilignes le long du banc et dans le cas courant ne comporte aucune déviation dans le plan vertical.

✓ **Le BPEL** indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivant :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à  $3d$ .

Avec  $d = 1,52 \text{ cm}$  pour un toron de 7 fils standards ( $A_p = 139 \text{ mm}^2$ )

$$D \geq 3 \cdot d = 3 \times 1,52 = 4,56 \text{ cm}, \text{ on prend } \mathbf{D = 5 \text{ cm.}}$$

- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieur à :  $D' \geq 2,5.d = 2,5 \times 1,52 = 3,8 \text{ cm}$  , on prend  $D' = 7 \text{ cm}$ .

VIII.2.6 Caractéristiques géométriques de la section

VIII.2.6.1 Caractéristiques de la poutre de rive sans hourdis

La présence des torons change les caractéristiques géométriques de la poutre :

Nombre des câbles	10	8	8	4	2	2	34
Distance/R base (cm)	10×7	8×12	8×17	4 × 22	2 × 27	2 × 183	818

Tableau.VIII.2 : Les centres de gravité des armatures actives.

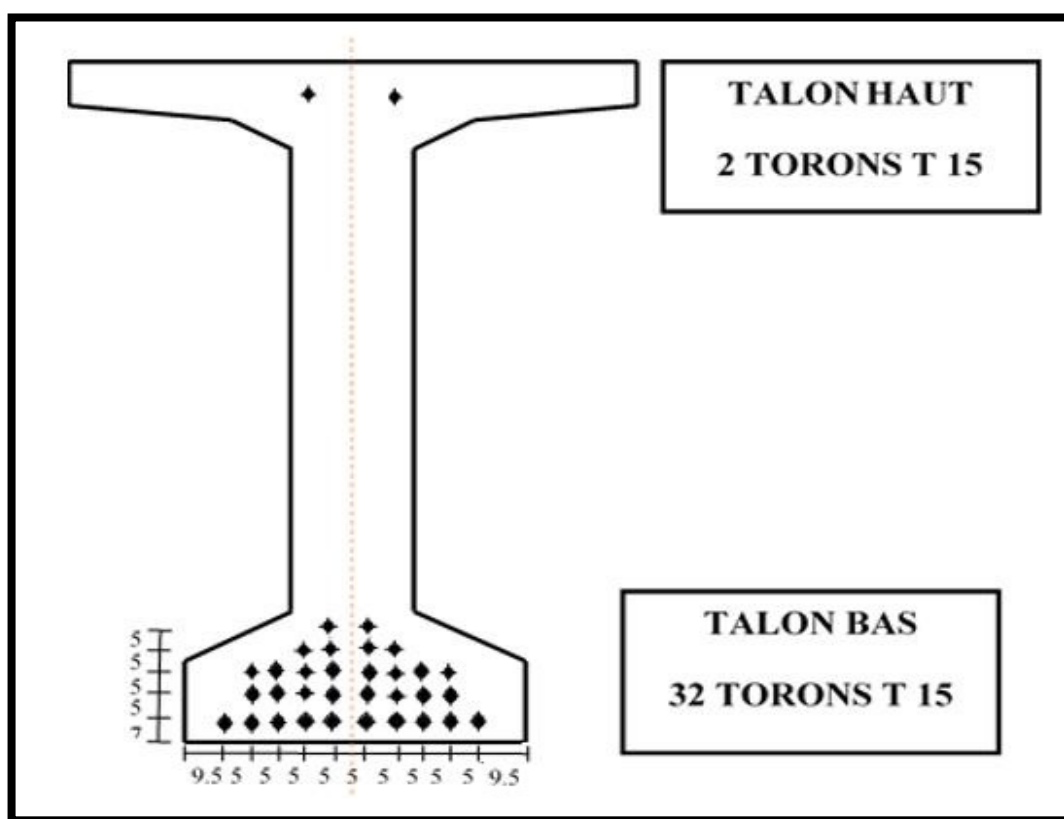


Figure.VIII.6 : Disposition des torons.

$$Y = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{8.18 \times A_i}{34 \times A_i} = 0.2406 \text{ m.}$$

$$I_{\text{toron}} = \frac{\pi \times \varphi^4}{64} = 0.2619 \text{ cm}^4.$$

$$S_{/\Delta} = B \times y = 1137.0756 \text{ cm}^3$$

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	S(Δ) (cm <sup>3</sup> )
Câbles	47,26	249166,3011	165,94	24,06	/	/	1137,0756

Tableau.VIII.3 : Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive sans hourdi.

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	S(Δ) (cm <sup>3</sup> )
Section nette	5612,74	23756118,75	101,60	88,40	4232,54	48,08	496149,0244

Tableau.VIII.4 : Les Caractéristique de la section de rive (nette) sans hourdis.

	B (cm <sup>2</sup> )	IG (cm <sup>4</sup> )	v (cm)	v' (cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	ρ (%)	h (cm)
Brute	5660	24249103,01	102,14	87,86	497286,1	47,74	190
Câbles	47,26	249166,3011	165,94	24,06	1137,0756	/	/
Nette	5612,74	23756118,75	101,60	88,40	496149,0244	47,13	190
Homogène	5842,4236	24967066,97	104,13	85,87	501675,2118	47,79	190

Tableau.VIII.5 : Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre de rive homogène sans hourdis.

Avec :

$$B_h = S_{\text{nette}} + S_{\text{acier}} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_P}{E_{VJ}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000^3 \sqrt{f_{c28}}} = 4,86$$

$$B_h = 5612,74 + (47,26 \times 4,86) = 5842,4236 \text{ cm}^2$$

$$S/\Delta_h = 496149,0244 + 1137.0756 \times 4,86 = 501675,2118 \text{ cm}^3$$

$$I_{Gh} = 23756118,75 + 249166,3011 \times 4,86 = 24967066,97 \text{ cm}^4$$

VIII.2.6.2 Caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis

Désignation	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	V' (cm)	r <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	S(Δ) (cm <sup>3</sup> )
Câbles	47,26	249166,3011	187,94	24,06	/	/	1137,0756

Tableau.VIII.6 : Les Caractéristique des câbles de la poutre de rive avec hourdis.

	B (cm <sup>2</sup> )	I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> )	v (cm)	v' (cm)	S/Δ (cm <sup>3</sup> )	ρ (%)	h (cm)
Brute	8850	50491835,7	83,36	128,64	1138476,1	0,53203984	212
Câbles	47,26	249166,301	187,97	24,06	1137,0756	/	/
Nette	8802,74	50242669,4	82,80	129,20	1137339,024	0,53354043	212
Homogène	9032,4236	51453617,6	85,47	126,53	1142865,212	0,52674821	212

Tableau.VIII.7 : Les caractéristiques géométriques de la poutre de rive homogène avec hourdis.

VIII.2.6.3 Caractéristiques des sections

Avec l'emplacement des torons, il ya une nouvelle excentricité des câbles.

$$e_{p0} = v_{cable} - v_{homogène}$$

Section a mi travée					
A <sub>p</sub> = 47,26 cm <sup>2</sup> (Tous les torons sont actifs.)					
sans hourdis			Avec hourdis		
V câble	V homogène	ε <sub>p0</sub>	V câble	V homogène	ε <sub>p0</sub>
165,94	104,13	61,77	187,97	85,47	102,5

Tableau.VIII.8 : Excentricité des câbles.

- **Le noyau central**

Le noyau central est le domaine à l'intérieur duquel, peut se déplacer le centre de pression sans qu'il soit de traction dans la section considérée.

$$C' \leq e_c \leq C \quad \text{Avec :}$$



$$C' = \frac{I}{B.V} = \frac{24249103,01}{5660 \times 87,86} = 48,76 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{I}{B.V'} = \frac{24249103,01}{5660 \times 102,14} = 41,94 \text{ cm.}$$

• **Le noyau limite**

C'est le domaine à l'intérieur du quel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contrainte limite,  $\sigma_m, \sigma_M$ , soient dépassés dans la section considérée.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} + \left[ \frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[ \frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[ \frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\}$$

$$\sup \left( \begin{array}{l} \left[ \frac{+3,3 \times 24249103,01}{737,66 \times 10^2 \times 87,86} \right] - 48,76 \\ - \left[ \frac{27 \times 24218619,3}{737,66 \times 10^2 \times 102,14} \right] + 41,94 \end{array} \right) \leq e_c$$

$$\leq \inf \left( \begin{array}{l} \left[ \frac{27 \times 24249103,01}{737,66 \times 10^2 \times 87,86} \right] - 48,76 \\ \left[ \frac{3,3 \times 24218619,3}{737,66 \times 10^2 \times 102,14} \right] + 41,94 \end{array} \right)$$

$$\sup \left( \begin{array}{l} -36,41 \text{ cm} \\ -44,96 \text{ cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left( \begin{array}{l} 52,26 \\ 52,56 \end{array} \right)$$

$$(-36,37) \leq e_c \leq (52,50)$$

### VIII.3 Pertes de la précontrainte

On désigne sous le nom de perte de précontrainte ou perte de tension, toute différence entre l'effort exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et l'effort qui s'exerce dans l'armature en un point quelconque et à un instant donné.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte.

En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions. L'application de ce processus de pré tension engendre les quatre familles de pertes suivantes :

- ✓ Pertes instantanées à la mise en tension :
  - Pertes par frottement.
  - Pertes par recul d'ancrage.
- ✓ Pertes de la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des produits :
  - Pertes dues au retrait du béton.
  - Pertes dues à la relaxation des aciers.
  - Pertes dues à la déformation différentielle de l'armature et du béton sous l'effet

d'un éventuel traitement thermique du béton.

- ✓ Pertes de tension à la mise en précontrainte des produits :
  - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton
- ✓ Pertes différées :
  - Pertes dues au retrait du béton.
  - Pertes dues au fluage du béton.
  - Pertes dues à la relaxation des aciers.

### VIII.3.1 Calcul des pertes

#### VIII.3.1.1 Calcul des pertes à la section intermédiaire $X=0,5L$

##### a. Les pertes instantanées

##### 1. Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{P0} = \frac{1}{100} \times 1560,85 = \mathbf{15,61 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_f = 1\%$$

## 2. Les pertes thermiques

Les pertes thermiques est l'origine des pertes importantes dites pertes thermiques (liée a la dilatation thermiques).

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = E_p \cdot \alpha_b \cdot (\theta_{\max} - \theta_0) \cdot (1 - \lambda) .$$

$\alpha_b$ : coefficient de la dilatation thermique du béton.

$$\alpha_b = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

$\theta_{\max}$ : la températures de l'acier lors de la mise en tention.

$$\theta_{\max} = 75^\circ .$$

$$\theta_0 = 22^\circ .$$

$\lambda$ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5 il est prudent de prendre 0,1.

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 190000 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = \mathbf{108,76 \text{ MPa}} .$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,97\% .$$

## 3. Pertes par glissement d'ancrage sur le banc de prétention

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

Dans le cas de la prétention, il est tenu compte de la perte qui résulte du glissement éventuel de l'armature du précontrainte dans son ancrage sur banc. Ce glissement se présenté sans s'atténue sur toute la longueur du fil.

$$\Delta\sigma_g = E_p \cdot g/L .$$

$g$  : glissement sur banc, on fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé.

$$g = 1\text{mm};$$

$E_p$  = module de young pour les torons **T15** ;

$$E_p = 190000 \text{ MPa} ;$$

L = longueur totale du fil(banc de la prétention) ;

$$L = 100\text{m.}$$

$$\Delta\sigma_g = \frac{190000 \times 1}{100000} = \mathbf{1,9 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_g = 0,12 \text{ \%}.$$

#### 4. Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

Un traitement permet d'attendre  $f_{c28}$  avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left( 1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

$\sigma_{bj}$ : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$I_G = 24967066,97 \text{ cm}^4$$

$$B = 5842,4236 \text{ cm}^2$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \mathbf{4273,40 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-486,86 \times 61,77}{24967066,97} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,407 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{5842,4236} \times \left( 1 + \frac{61,77^2}{4273,40} \right) 47,26$$

$$\sigma_{bj} = \mathbf{9,85 \text{ MPa.}}$$

$$f_{c14} = 38,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bj} \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPa}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 37130,36 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left( \frac{9,85}{37130,99} \right) = 50,40 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{50,40 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 3,23\%.$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPa</b>	15,61	108,76	1,90	50,40	176,67
<b>%</b>	1	6,97	0,12	3,23	11,32

**Tableau.VIII.9** : Les pertes instantanées à X=0,5L.

## b. Les pertes différées

### 1. Pertes dues aux retrais du béton

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

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

$$t = 1000 \text{ h} = 42 \text{ jours}$$

$$B = 5660 \text{ cm}^2$$

$$P = 580,22 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre de la section}}$$

$$r_m = 9,754 \text{ cm}$$

Calcule  $\varepsilon_r$  :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 .$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

$A_s$ : section d'armatures longitudinales adhérentes.

$B$ : section du béton.

$$S_s = \frac{47,26}{5660} = 0,00835.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,00835} = 0,857 .$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left( 6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)} \right) \cdot 10^{-6} .$$

$$\varepsilon_0 = 2,029 \cdot 10^{-4} .$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,857 \times 2,029 \cdot 10^{-4} = 1,739 \cdot 10^{-4} .$$

$$\varepsilon_r = 1,739 \cdot 10^{-4} .$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 0.$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 9,754} = 0,323.$$

$$r(t) = \mathbf{0,323}.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,739 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,323) = 22,37 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{22,37 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,43 \text{ \% .}$$

## 2. Pertes par fluage

Le fluage du béton noté  $\varepsilon_f$ , est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

La perte de tension s'obtient en écrivant l'égalité des déformations de l'acier et de béton, le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$\varepsilon_{ic1}$  : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte  $\sigma_i$ .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps, varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

- Préfabrication des poutres ;
- Stockage provisoire avant la mise en œuvre ;

- Mise en œuvre des poutres et coulage de la dalle ;
- Service.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{avec } \sigma_i < 0.5 f_{c28} .$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left( \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{avec } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28} .$$

$$k_i = 4 \times \left[ \left( \frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2 .$$

#### a. Étape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

**$M_p = 216,67 \text{ t.m}$  (Chapitre 5).**

On prévoie un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t: Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{9,754}}$$

$$f(t) = 0,253 .$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)] .$$

$k_S = 0,857$  qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4 .$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m} .$$



$\rho$ : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend :  $\rho_n = 70\%$

$$k_c = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 9,754} = 2,338.$$

$$k_c = 2,338.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1 .$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \cdot [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,857 \times (0,4 + 2,338 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,346.$$

$$E_{i28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 37130,99 \text{ MPa} .$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times n \cdot A_p .$$

$$P = (1560,85 - (176,67 + 22,37)) \times 10^{-4} \times 34 \times 139 = 664,736 \text{ t}.$$

$$\mathbf{P = 664,736 \text{ t} .}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e^2_0}{I}$$

$\sigma_i$  : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\mathbf{B \text{ homogène} = 5842,4236 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{I_G \text{ homogène} = 24967066,97 \text{ cm}^4}$$

$$\mathbf{M_g = 216,67 \text{ t.m} .}$$

$$e_0 = 61,77 \text{ cm}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{664,736}{5842,4236} \cdot 100 - \frac{216,67 \times 61,77}{24967066,97} \cdot 10^4 + \frac{664,736 \times 61,77^2}{24967066,97} \cdot 100 = 11,89$$

$$\sigma_i = 11,89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_i < 0,5 \cdot f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{11,89}{39125,826} = 3,039 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,039 \cdot 10^{-4} \times 2,346 \times 0,253 = 1,80 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 1,80 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,84 \cdot 10^{-4} = 34,27 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 34,27 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,20 \text{ \%}.$$

### b. Étape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment fléchissant agissant est le moment isostatique dû au poids propre de la poutre et celui de l'hourdis :

$$M_{\text{poutre+Hourdis}} = 486,86 \text{ t. m}$$

La durée de cette phase varie entre 28 jours et 90 jours (28 j pour la prise du béton d'hourdis).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{9,754}}$$

$$f(t) = 0,335$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,335 - 0,253 = 0,082$$

$$\Delta f(t - t_1) = \mathbf{0,082}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 233,31)10^{-4} \times 34 \times 139 = 680,932t.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{680,932}{5842,4236} \cdot 100 + \frac{680,932 \times 61,77^2}{24967066,97} \cdot 100 - \frac{486,86 \times 61,77}{24967066,97} \cdot 10^4 = 11,53$$

$$\sigma_i = 11,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 11,53 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{11,53}{39125,826} = 2,95 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,95 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,95 \times 10^{-4} \times 0,082 \times 2,346 = 10,77 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{10,77 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,69 \%$$

### c. Étude de réalisation et service

Le moment fléchissant agissant est le moment isostatique dû au poids propre de la poutre et celui de l'hourdis (la section résistante est celle de la poutre avec hourdis) :

$$M_{\text{poutre+Hourdis}} = 908,40 \text{ t. m}$$

Le temps varie entre 90 j à  $\infty$ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,335 = 0,665$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,665$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n A_p$$

$$P = (1560,85 - 244,08)10^{-4} \times 34 \times 139 = 622,31 \text{ t.}$$

$$P = 622,31 \text{ t.}$$

$$B_{\text{homogène}} = 9032,4236 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{homogène}} = 51453617,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_i = \frac{622,31}{9032,4236} \cdot 100 + \frac{622,31 \times 102,5^2}{51453617,6} \cdot 100 - \frac{908,40 \times 102,5}{51453617,6} \cdot 10^4 = 1,5 \text{ t}$$

$$\sigma_i = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 1,5 \text{ MPa} < 0,5f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{1,5}{39125,826} = 3,83 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 3,83 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 3,83 \cdot 10^{-5} \times 2,346 \times 0,665 = 11,36 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{11,36 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,72 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 34,27 + 10,77 + 11,36 = \mathbf{56,4 \text{ MPa}}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 3,61 \%$$

#### d. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante en fil du temps, c'est un phénomène de même nature que le fluage.

Le calcul des pertes dues à la relaxation dans le pré-tension se diffère avec celles de la post tension, et même dans le pré tension il change en fonction de l'application du traitement thermiquement.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$\sigma_{pi}$ : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$f_{prg}$  : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 176,67 = 1384,18$$

$$\sigma_{pi} = \mathbf{1384,18 \text{ MPa}}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{1384,18}{1860} - 0,43 \right) \times 1384,18 \times 2,5 = 65,23 \text{ MPa}$$

• Pertes différées totales

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 54,36 \text{ MPa} \quad \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,48 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPa</b>	22,37	56,4	54,36	133,13
<b>%</b>	1,43	3,61	3,48	8,52

Tableau.VIII.10 : Les pertes différées à X=0,5L.

• Pertes totales

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPa</b>	176,67	133,13	309,8
<b>%</b>	11,32	8,52	19,84

Tableau.VIII.11 : Les pertes totales à X=0,5L.

VIII.3.1.2 Calcul des pertes à l'about X= 0,00L

a. Les pertes instantanées

Ce sont les pertes par frottement, par effet thermique est par glissement d'encrage sont les mêmes (15, 6085 MPa ; 108, 756 MPa ; 1,9 MPa).

**1. Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention**

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj} \\ 4 \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj} \end{cases}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left( 1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

**M<sub>g</sub> = 0 t.m (Sur appuis).**

σ<sub>pi</sub>: Contrainte de 20 câbles.

M <sub>g</sub>	I	e <sub>p</sub>	σ <sub>p0</sub>	Δσ <sub>pi</sub>	B	i <sup>2</sup>	A <sub>p</sub>	σ <sub>bj</sub>
0	24967066,97	61,77	1560,85	0.084	5842,4236	4273,40	27.80	<b>12,88</b>

**Tableau.VIII.12 :** La contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte à X=0,00L.

σ<sub>bj</sub>: Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$\sigma_{bj} = 21,89 \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPa}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

Δσ <sub>f</sub>	f <sub>c14</sub>	E <sub>i14</sub>	E <sub>p</sub>	σ <sub>bj</sub>	Δσ <sub>rac</sub>	%
15.61	19,23	37130,36	190000	12,88	<b>65,91</b>	<b>4,22</b>

**Tableau.VIII.13 :** Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention.

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left( \frac{12,88}{37130,99} \right) = 65,91 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{65,91 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 4,22 \text{ \%}.$$

**2. Totale des pertes instantanées**

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPa</b>	15,61	108,76	1,9	65,91	192,18
<b>%</b>	1	6,967	0.12	4,22	12,187

**Tableau.VIII.14** : Les pertes instantanées à X=0,00L.

**b. Les pertes différées**

**1. Pertes dues aux retrais du béton**

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t)] \cdot E_p$$

$$t = 1000h = 42 \text{ jours}$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

B (cm <sup>2</sup> )	P (cm)	t	r <sub>m</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>s</sub>	K <sub>s</sub>	ε <sub>0</sub>	ε <sub>r</sub>	r(t)	Δσ <sub>r</sub>
5660	580,22	42	9,754	27.80	4,911.10 <sup>-3</sup>	0,91	2,029.10 <sup>-4</sup>	1,846.10 <sup>-4</sup>	0,323	<b>23,75</b>

**Tableau.VIII.15** : Les Pertes dues aux retrais du béton à X=0,00L.

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left( 6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)} \right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,910 \times 2,029 \cdot 10^{-4} = 1,846 \cdot 10^{-4}.$$



$$\epsilon_r = 1,846 \cdot 10^{-4}.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,846 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,323) = 23,75 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_r = 23,75 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_r = 1,52 \text{ \%}.$$

## 2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fl_i} = E_p \cdot \Delta\epsilon_{fl_i}$$

$$\Delta\epsilon_{fl}(t) = \epsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\epsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0,5 f_{c28}$$

$$\epsilon_{ic1} = \left( \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[ \left( \frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0,5 \right]^2$$

Etape de préfabrication et stockage  Le temps varie de 0 j à 28j.		Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires  Le temps varie de 28 j à 90 j.		Etude de réalisation et service  Le temps varie entre 90 j à ∞.	
<b>f(t)</b>	0,253	<b>f(t)</b>	0,335	<b>f(t)</b>	1
<b>K<sub>s</sub></b>	0,910	<b>Δf(t-t<sub>1</sub>)</b>	0,082	<b>Δf(t-t<sub>1</sub>)</b>	0,664
<b>K<sub>e</sub></b>	0,4	<b>E<sub>i28</sub></b>	39125,826	<b>E<sub>i28</sub></b>	39125,826
<b>ρ</b>	70	<b>B</b>	5842,4236	<b>p</b>	386,82
<b>K<sub>c</sub></b>	2,338	<b>M<sub>g</sub></b>	<b>0</b>	<b>B</b>	9591.403

<b>K(t)</b>	1	<b>I</b>	24967066,97	<b>M<sub>g</sub></b>	<b>0</b>
<b>K<sub>fi</sub></b>	2,346	<b>e<sub>0</sub></b>	61,77	<b>I</b>	51453617,6
<b>E<sub>i28</sub></b>	39125,826	<b>P</b>	383,59	<b>e<sub>0</sub></b>	102,5
<b>P</b>	373,89	<b>σ<sub>i</sub></b>	<b>12,43</b>	<b>σ<sub>i</sub></b>	<b>11,93</b>
<b>B</b>	5842,4236	<b>ε<sub>ic1</sub></b>	0,0003177	<b>ε<sub>ic1</sub></b>	0,0003049
<b>M<sub>g</sub></b>	<b>0</b>	<b>Δσ<sub>fl</sub></b>	<b>11,61</b>	<b>Δσ<sub>fl</sub></b>	<b>90,25</b>
<b>I</b>	24967066,97	<b>%</b>	0,74	<b>%</b>	5,78
<b>e<sub>0</sub></b>	61,77	<b>Δσ<sub>fl total</sub> = 34,90+11,61+90,25= 139,98 MPa</b>  <b>Δσ<sub>fl total</sub> = 8.97%</b>			
<b>σ<sub>i</sub></b>	<b>12,11</b>				
<b>ε<sub>ic1</sub></b>	0,0003095				
<b>ε<sub>fi</sub></b>	0,000184				
<b>Δσ<sub>fl</sub></b>	<b>34,90</b>				
<b>%</b>	2,24				

Tableau.VIII.16 : Pertes par fluage à X=0,00L.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i < 0,5 \cdot f_{c28} = 20 \text{ MPa.}$$

### 3. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_\xi = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ<sub>pi</sub>: Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f<sub>prg</sub> : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 192,18 = \mathbf{1368,67 \text{ MPa}}$$

$u_0 = 0,43$  pour les aciers TBR.

$\sigma_0$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$F_{prg}$ (MPa)	$u_0$	$\rho$ 1000	$\Delta\sigma_\xi$	$(5/6)\Delta\sigma_\xi$ (MPa)	%
1560,85	192,18	1368,67	1860	0,43	2,5	62,79	<b>52,32</b>	<b>3,35</b>

Tableau.VIII.17 : Pertes par relaxation des aciers à X=0,00L.

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 52,32 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 3,35\%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPa</b>	23,75	139,98	52,35	216,08
<b>%</b>	1,52	8,97	3,35	13,84

Tableau.VIII.18 : Les pertes différées à X=0,00L.

- Pertes totales

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
<b>MPa</b>	192,18	216,08	408,26
<b>%</b>	12,187	13,84	26,027

Tableau.VIII.19 : Les pertes totales à X=0,00L

### VIII.3.1.3 Calcul des pertes à X= 0,25L

$$M\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{3}{4}M\left(\frac{1}{2}\right) \quad M_{min} = 486.86t. m.$$

**a. Les pertes instantanées**

Les pertes par frottements, pertes thermique est par glissement d'encrage sont les même.

**1. Perte par raccourcissent élastique du béton lors de la détention**

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{pour } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj} \\ 4 \cdot \left( \frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{pour } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj} \end{cases}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left( 1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

<b>M<sub>g</sub></b>	<b>I</b>	<b>e<sub>p</sub></b>	<b>σ<sub>p0</sub></b>	<b>Δσ<sub>pi</sub></b>	<b>B</b>	<b>i<sup>2</sup></b>	<b>A<sub>p</sub></b>	<b>σ<sub>bj</sub></b>
(t.m)	(cm <sup>4</sup> )	(cm)	(MPa)	(MPa)	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	(MPa)
365,145	24967066,97	61,77	1560,85	0.084	5842,4236	4273,40	47,26	<b>12,86</b>

**Tableau.VIII.20 :** La contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte à X= 0,25L.

$$\sigma_{bj} = \mathbf{12,86 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_{bj} = 12,86 \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPa}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left( \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right)$$

<b>Δσ<sub>f</sub></b>	<b>f<sub>c14</sub></b>	<b>E<sub>i14</sub></b>	<b>E<sub>p</sub></b>	<b>σ<sub>bj</sub></b>	<b>Δσ<sub>rac</sub></b>	<b>%</b>
15,61	38,46	37130,36	190000	11,05	<b>65,81</b>	<b>4,21</b>

**Tableau.VIII.21 :** Perte par raccourcissent élastique du béton lors de la détention à 0,25L.

## 2. Totale des pertes instantanées

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
<b>MPa</b>	15,61	108,756	1,9	65,81	192,076
<b>%</b>	1	6,967	0,12	4,21	12,297

**Tableau.VIII.22** : Les pertes instantanées à X=0,25L.

### b. Les pertes différées

#### 1. Pertes dues aux retrais du béton

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

$$t = 1000\text{h} = 42 \text{ jours.}$$

B	P	$r_m$	$A_s$	$S_s$	$K_s$	$\varepsilon_0$	$\varepsilon_r$	r(t)	$\Delta\sigma_r$
(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )						
5660	580,22	9,754	47,26	$8,349 \cdot 10^{-3}$	0,856	$2,029 \cdot 10^{-4}$	$1,737 \cdot 10^{-4}$	0,32	<b>22,44</b>

**Tableau.VIII.23** : Les Pertes dues aux retrais du béton à X=0,25L.

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,737 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,32) = 22,44 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{22,44 \text{ MPa.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,44 \%$$

## 2. Pertes par fluage

Étape de préfabrication et stockage Le temps varie de 0 j à 28 j.		Étape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires Le temps varie de 28 j à 90 j.		Étude de réalisation et service Le temps varie entre 90 j à ∞.	
f(t)	0,243	f(t)	0,335	f(t)	1
K <sub>s</sub>	0,856	Δf(t-t <sub>1</sub> )	0,082	Δf(t-t <sub>1</sub> )	0,665
K <sub>e</sub>	0,4	E <sub>i28</sub>	39125,826	E <sub>i28</sub>	39125,826
ρ	70	B	5842,4236	p	685,83
K <sub>c</sub>	2,338	M <sub>g</sub>	365,145	B	9032,4236
K(t)	1	I	24967066,97	M <sub>g</sub>	681,30
K <sub>fl</sub>	2,346	e <sub>0</sub>	61,77	I	51453617,6
E <sub>i28</sub>	39125,826	P	680,10	e <sub>0</sub>	10,5
p	657,49	σ <sub>i</sub>	13,00	σ <sub>i</sub>	8,02
B	5842,4236	ε <sub>ic1</sub>	0,000332	ε <sub>ic1</sub>	0.0002049
M <sub>g</sub>	162.52	Δσ <sub>fl</sub>	<b>12,14</b>	Δσ <sub>fl</sub>	<b>60,76</b>
I	24967066,97	%	0,78	%	3,89
e <sub>0</sub>	61,77	$\Delta\sigma_{fl\ total} = 47,84 + 12,14 + 60,76 = 120,74\ MPa$  $\Delta\sigma_{fl\ total} = 7,73\ \%$			
σ <sub>i</sub>	17,28				
ε <sub>ic1</sub>	0,000442				
ε <sub>fl</sub>	0,0002518				
Δσ <sub>fl</sub>	<b>47,84</b>				
%	3,06				

Tableau.VIII.24 : Pertes par fluage à X=0,25L.

### 3. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$\sigma_{pi}$ : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$f_{prg}$  : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 192,076 = \mathbf{1368,774 \text{ MPa}}$$

$u_0 = 0,43$  pour les aciers TBR .

$\sigma_0$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$F_{prg}$ (MPa)	$u_0$	$\rho_{1000}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$(5/6)\Delta\sigma_{\xi}$ (MPa)	%
1560,85	192,076	1368,774	1860	0,43	2,5	64,26	<b>52,34</b>	<b>3,35</b>

**Tableau.VIII.25** : Pertes par relaxation des aciers à X=0,25L.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left( \frac{1368,774}{1860} - 0,43 \right) \times 1368,774 \times 2,5 = 62,80 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = \mathbf{52,34 \text{ MPa}}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = \mathbf{3,35 \%}$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	22,44	120,74	52,34	195,52
%	1,44	7,73	3,35	12,52

**Tableau.VIII.26** : Les pertes différées à X=0,25L.

- **Pertes totales**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
<b>MPa</b>	192,076	195,52	387,596
<b>%</b>	12,297	12,52	24,817

Tableau.VIII.27 : Les pertes totales à X=0,25L.

- **Pourcentage des pertes totales**

Pourcentage des pertes totales

$$\% \text{des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{piTOTAL}}{\sigma_{P_0}} \times 100$$

Section	0L	0,25L	0,5L	section	0L	0,25L	0,5L
Abscisse(m)	0	9	18	Abscisse(m)	0	9	18
$\Delta\sigma_f$	15,61	15,61	15,61	$\% \Delta\sigma_f$	1	1	1
$\Delta\sigma_{0max}$	108,76	108,76	108,76	$\% \Delta\sigma_{0max}$	6,97	6,97	6,97
$\Delta\sigma_g$	1,9	1,9	1,9	$\% \Delta\sigma_g$	0,12	0,12	0,12
$\Delta\sigma_{rac}$	65,91	65,81	50,40	$\% \Delta\sigma_{rac}$	4,22	4,21	3,32
$\Delta\sigma_r$	26,75	22,44	22,37	$\% \Delta\sigma_r$	1,52	1,44	1,43
$\Delta\sigma_{fl}$	139,98	120,74	56,40	$\% \Delta\sigma_{fl}$	8,97	7,73	3,61
$\Delta\sigma_{\zeta}$	52,32	52,34	54,36	$\% \Delta\sigma_{\zeta}$	3,35	3,35	3,48
$\Delta\sigma_{total}$	411,23	387,6	309,8	$\% \Delta\sigma_{total}$	<b>26,15</b>	24,82	19,93

Tableau.VIII.28 : Les pertes totales dans les différentes sections.

➤ **Conclusion**

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à X= 0,00L (26,15% le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 32% qui a été proposé au début de ce chapitre dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat (donc le nombre des torons (34 torons T15) est suffisant pour supporter les charges appliquées sur les poutres de notre pont.



## VIII.4 Vérification des contraintes

### VIII.4.1 Pour la section intermédiaire ( $X=0,5 L$ )

Dans cette partie de ce chapitre, nous avons déterminé l'emplacement et la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles.

Telles que :

- $\sigma$  : contrainte supérieure ( $\sigma_{sup}$ ) ou contrainte inférieure ( $\sigma_{inf}$ ) selon  $V$  et  $V'$ .
- $M_g$ : Moment dû au poids propre.
- $P$  : effort de la précontrainte.
- $M_p$ : Moment dû à la précontrainte ( $M = P \times e_0$ ).
- $e_0$ : Excentricité de la force du précontrainte.
- $\sigma_{max}$  : Contraintes maximales admissible.
- $B_n$  : Section nette.

Dans ce que suit, nous allons vérifier les conditions pour les phases de construction et service :

$$\begin{array}{l} \text{Construction} \\ \text{Service} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{ts} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{ci} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{cs} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{ti} \end{array} \right.$$

La force de précontrainte  $P$  est le max des deux valeurs caractéristique  $p_1$  ou  $p_2$ .

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de construction** : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l'ouvrage.

#### a. Phase de construction

##### 1. Poutre isostatique soumise à son poids propre

$$M_p = 216,67 \text{ t.m}$$

On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BPEL** donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

Le coefficient = 30 %

$$M(x) = 216,67 \times 0,3 + 216,67 = 281,671 \text{ t.m .}$$

✓ **Mi travée : sans hourdis**

$$P_0 = 737,66 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_i \times n \times A_p$$

$$\Delta p_0 = 34 \times 139 \times 176,67 \times 10^{-4} = 83,49 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 685,62 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = 622,72 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 654,17 \text{ t}$$

- **Caractéristique de la section homogène de la section de rive**

$$B = 5842,4236 \text{ cm}^2,$$

$$V = 104,13 \text{ cm}.$$

$$V' = 85,87 \text{ cm}.$$

$$I = 24967066,97 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 61,77 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 11,74 - 17,66 + 11,75 = \mathbf{5,82 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 11,74 + 14,56 - 9,69 = \mathbf{16,61 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 10,66 - 16,04 + 11,75 = \mathbf{6,36 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 10,66 + 13,23 - 9,69 = \mathbf{14,20 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPa} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPa} < \sigma_i < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}.$$

#### b. En service

- ✓ **Mi travée : avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type  $D_{240}$ .**

$$p_0 = 737,66 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 34 \times 309,8139 \times 10^{-4} = 146,41 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{635,28 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2\Delta p_0$$

$$p_2 = 547,21 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 591,245 \text{ t}$$

- **Caractéristique de la section**

$$B = 9032,4236 \text{ cm}^2$$

$$V = 85,47 \text{ cm}$$

$$V' = 126,53 \text{ cm}$$

$$I = 51453617,6 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 102,5 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 908,40 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 7,03 - 10,81 + 15,09 = \mathbf{11,31 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 7,03 + 16,01 - 22,33 = \mathbf{0,71 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,058 - 9,32 - 15,09 = \mathbf{11,83 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,058 + 13,79 - 22,33 = \mathbf{-2,48 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPa} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

✓ Diagramme des contraintes pour les différents cas

• Pour  $p_1$

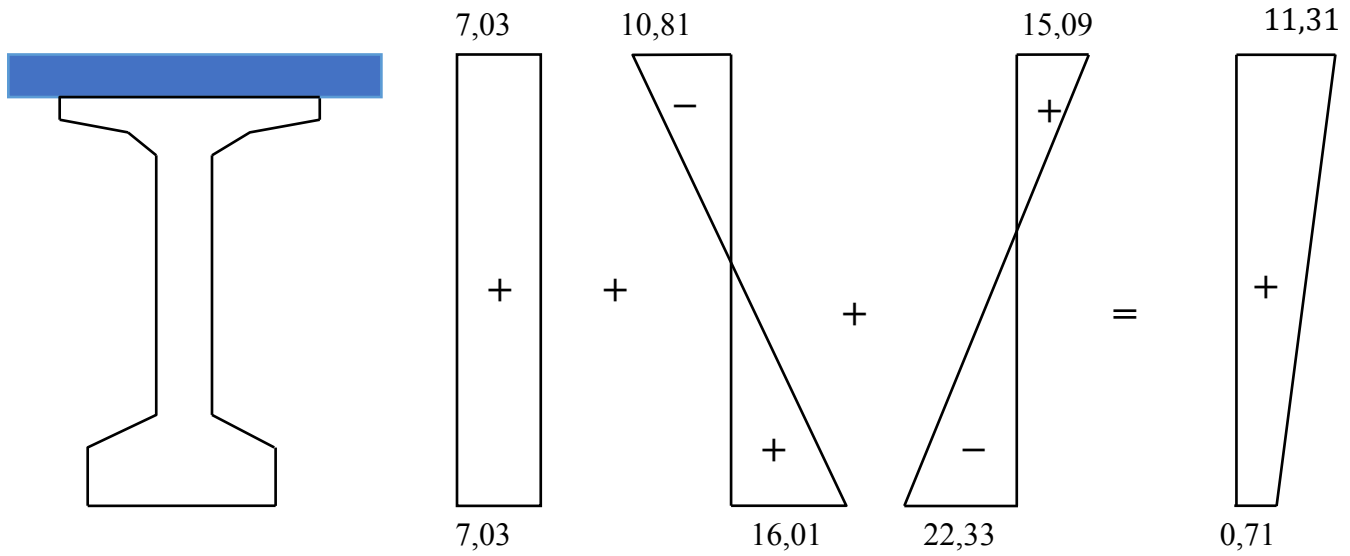


Figure.VIII.7 : Diagramme des contraintes pour  $p_1$ .

▪ Pour  $p_2$

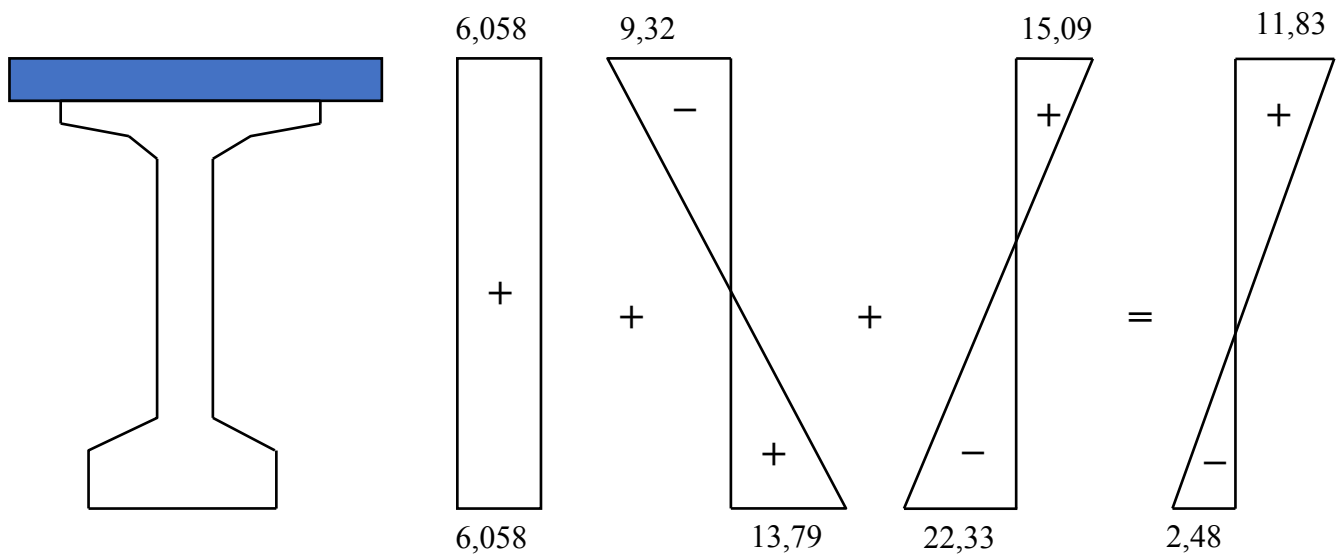


Figure.VIII.8 : Diagramme des contraintes pour  $p_2$ .

## VIII.4.2 Pour la Section D'about (X=0,00L)

## a. En construction

- En about : sans hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 433,916 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 53,43 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = \mathbf{399,503 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = \mathbf{361,122 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = \mathbf{380,313 \text{ t}}$$

- Caractéristique de la section

$$B = 5842,4236 \text{ cm}^2.$$

$$V = 104,13 \text{ cm}.$$

$$V' = 85,87 \text{ cm}.$$

$$I = 24967066,97 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 61,77 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,84 - 10,29 + 0 = \mathbf{-3,45 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,84 + 8,48 + 0 = \mathbf{15,32 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,18 - 9,30 + 0 = -3,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,18 + 7,67 + 0 = 13,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPa} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

### b. En service

En about : avec hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 433,916 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 113,49 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 351,802 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 289,049 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 320,4255 \text{ t}$$

- **Caractéristique de la section**

$$B = 9032,4236 \text{ cm}^2$$

$$V = 85,47 \text{ cm}$$

$$V' = 126,53 \text{ cm}$$

$$I = 51453617,6 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 102,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,89 - 5,98 + 0 = -2,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,89 + 8,86 + 0 = 12,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,20 - 4,92 + 0 = -1,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,20 + 7,28 + 0 = 10,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPa} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

#### VIII.4.3 Pour la section intermédiaire (X=0,25 L)

$$M(x) = 162,50 \times 0,3 + 216,67 = 211,25 \text{ t.m.}$$

✓ **Mi travée : sans hourdis**

$$P_0 = 737,66 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_i \times n \times A_p$$

$$\Delta p_0 = 34 \times 139 \times 1176,67 \times 10^{-4} = 90,78 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 679,78 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = 613,97 \text{ t}$$



$$p_{\text{moy}} = 646,87 \text{ t}$$

- **Caractéristique de la section homogène de la section de rive**

$$B = 5842,4236 \text{ cm}^2,$$

$$V = 104,13 \text{ cm}.$$

$$V' = 85,87 \text{ cm}.$$

$$I = 24967066,97 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 61,77 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 11,63 - 17,51 + 6,77 = \mathbf{0,89 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 11,63 + 14,44 - 5,58 = \mathbf{21,38 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 10,50 - 15,81 + 6,77 = \mathbf{1,46 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 10,50 + 13,04 - 6,77 = \mathbf{16,77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPa} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPa} < \sigma_i < 23,076 \text{ MPa} \dots \text{C V}.$$

### c. En service

- ✓ **Mi travée : avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type  $D_{240}$ .**

$$p_0 = 737,66 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 34 \times 139 \times 192,076 \times 10^{-4} = 90,77 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 679,79 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2\Delta p_0$$

$$p_2 = 613,98 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 646,88 \text{ t}$$

- **Caractéristique de la section**

$$B = 9032,4236 \text{ cm}^2$$

$$V = 85,47 \text{ cm}$$

$$V' = 126,53 \text{ cm}$$

$$I = 51453617,6 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 102,5 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 681,30 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 7,52 - 11,57 + 11,31 = 7,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 7,52 + 17,13 - 16,75 = 7,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,79 - 10,45 + 11,31 = 7,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,79 + 15,47 - 16,75 = 5,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPa} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 23,076 \text{ MPa} \dots C V$$

## VIII.5 Calcul ferrailage passif longitudinal

On a deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

### VIII.5.1 Armatures longitudinales de peau

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérée.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins **3 cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, **sans pouvoir être inférieure à 0,10 %** de la section du béton de la poutre.

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot P \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ 0.1\%B \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 580,22 \times 10^{-2} = 17,406 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 5660 = 5,66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = 17,406 \text{ cm}^2$$

On adopte **22 HA10** avec un espacement de **e = 15 cm**.

### VIII.5.2 Armatures dans la zone tendue

Les armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$N_{Bt}$  : L'intensité de la résultante des efforts de traction.

$B_t$  : L'aire de la partie tendue.

$f_e$  : Limite d'élasticité des armatures utilisées.

$\sigma_{bt}$  : La valeur absolue de la contrainte de traction.

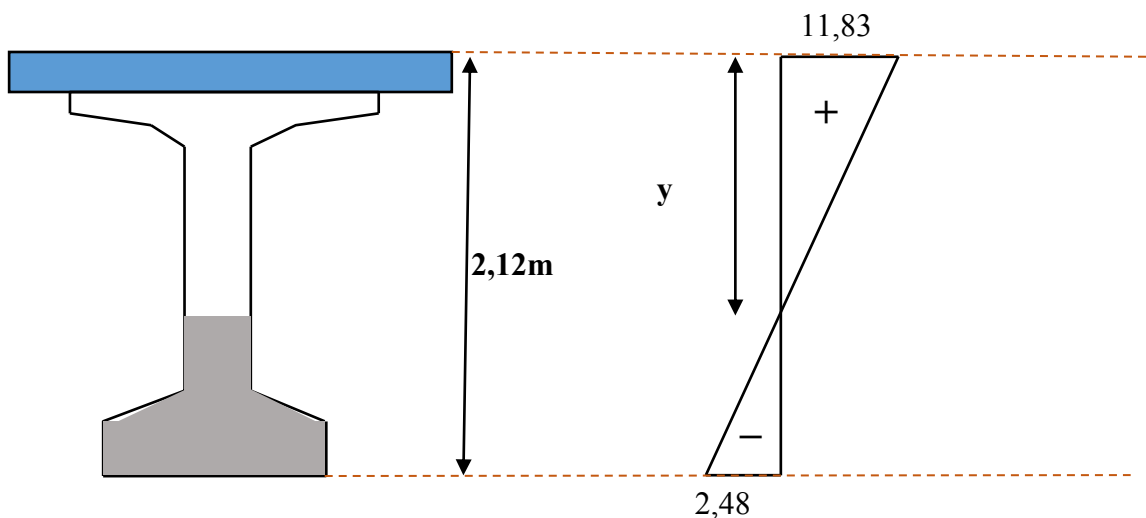


Figure.VIII.9 : Diagramme des contraintes normales.

$$\frac{y}{11,83} = \frac{2,12 - y}{2,48} \Rightarrow y = 175,26 \text{ cm}$$

$$X = 212 - 175,26 = 36,74 \text{ cm}$$

La zone tendue se trouve a une distance de 6,4 cm de l'axe neutre

$$B_t = (0,64 \times 0,20) + (0,64 + 0,20) \times 0,15 + 0,175 \times 0,2 = 0,289 \text{ m}^2$$

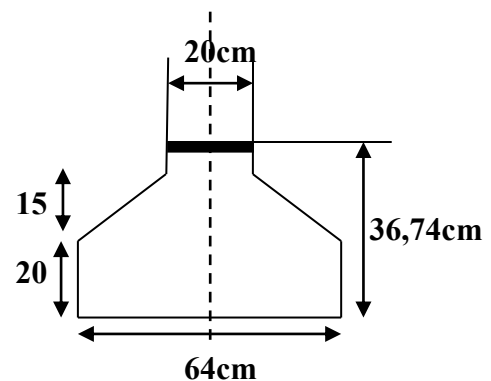
$$B_t = 0,289 \text{ m}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \cdot \sigma_t}{2} = 2,48 \cdot \frac{0,289}{2} \cdot 10^2 = 35,8$$

$$N_{Bt} = 35,8 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}} = \frac{0,289 \cdot 10^6}{1000} + \frac{35,8 \cdot 10^4 \cdot 3,3}{500 \cdot 2,48}$$

$$A_s = 12,41 \text{ cm}^2$$

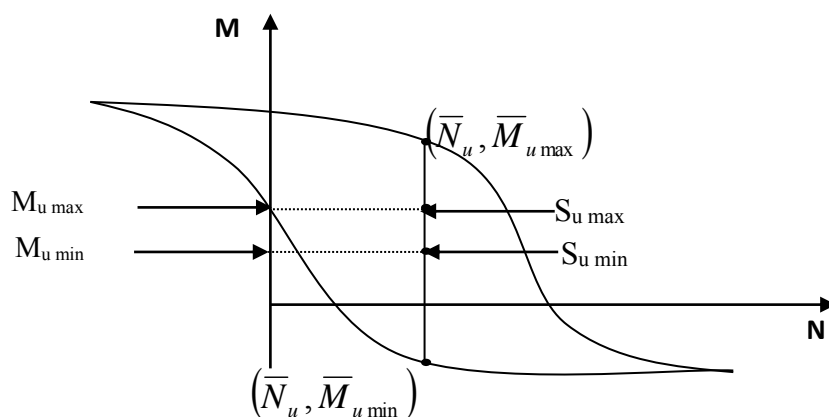


Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section : **4HA12 + 4HA16 = 12,56 cm<sup>2</sup>**.

## VIII.6 Justification à l'ELU

### VIII.6.1 Principe de la méthode de justification

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation  $\bar{s}_u$  qu'équilibre ces contraintes.



**Figure.VIII.10 :** Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes  $\bar{S}_U(\bar{N}_U, \bar{M}_U)$  qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation  $S_U$  n'a pas atteint l'ELU, il faut s'assurer que le point représentatif de  $S_U(N_U, M_U)$  Est bien à l'intérieur de ce domaine.

VIII.6.2 Démarche à suivre

- a. On fixe  $\bar{N}_U$
- b. On détermine les deux moments résistant ultimes ( $M_{U_{min}}$ ,  $M_{U_{max}}$ ) correspondants à  $N_U$
- c. On procède à la justification sur le moment à  $N_U$  et on doit avoir :

$$\bar{M}_{U_{min}} \leq M_U \leq \bar{M}_{U_{max}}$$

Avec :  $M_{U_{max}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$  et  $M_{U_{min}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$

VIII.6.3 Les sollicitations à L'ELU

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

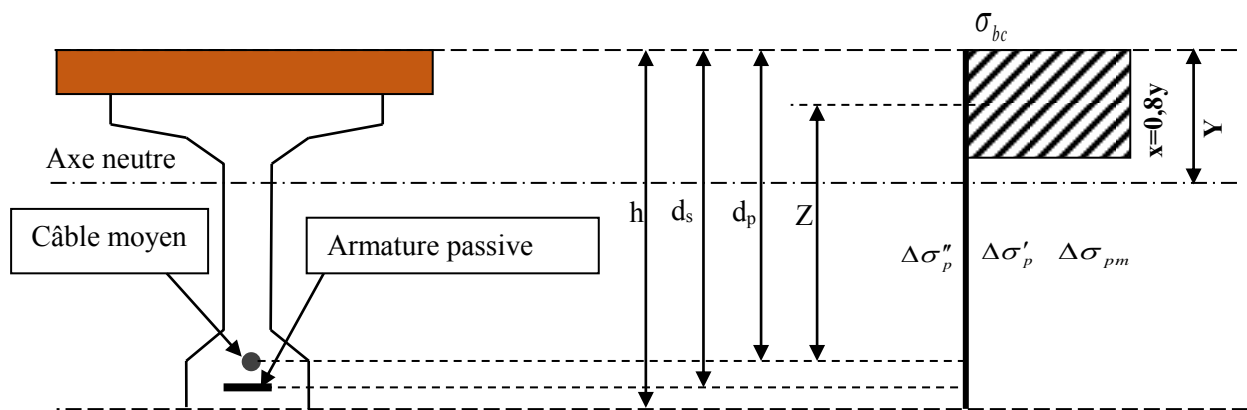


Figure.VIII.11 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec :  $\Delta\sigma_{pm}$  Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$ : 1<sup>ère</sup> complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$  : 2<sup>ème</sup> complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

- Les sollicitations à L'ELU sont :

$$N_U = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \Delta \sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$M'_{UMAX} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec  $A_p \Delta \sigma_p$ : surtention de la prétention.

$A_p \Delta \sigma_p$ : Tension dans les armatures passives

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

### VIII.6.4 Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

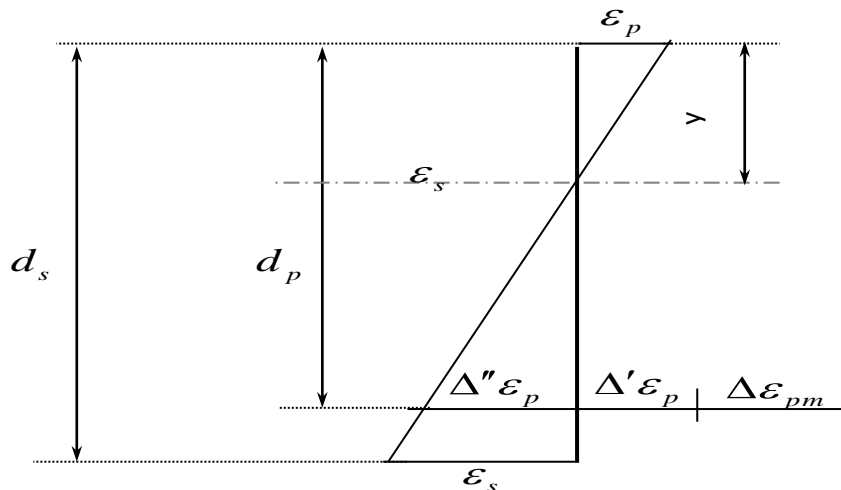
On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des DOMAINES (1) OU (2), c'est-à-dire pivot (a) ou pivot (b).





**Figure.VIII.12 :** Diagramme des déformations et des contraintes à L'ELU dans le cas d'une section partiellement comprimée.

### VIII.6.5 Équations traduisant le comportement de l'acier

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta\sigma_p = f \cdot \varepsilon_{mp} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p - f(\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

( g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_U.$$

Donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10 \%$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne :  $y$

L'équation (3) donne :  $\Delta''\varepsilon_p$

L'équation (5) donne ( $\sigma_s$ ).

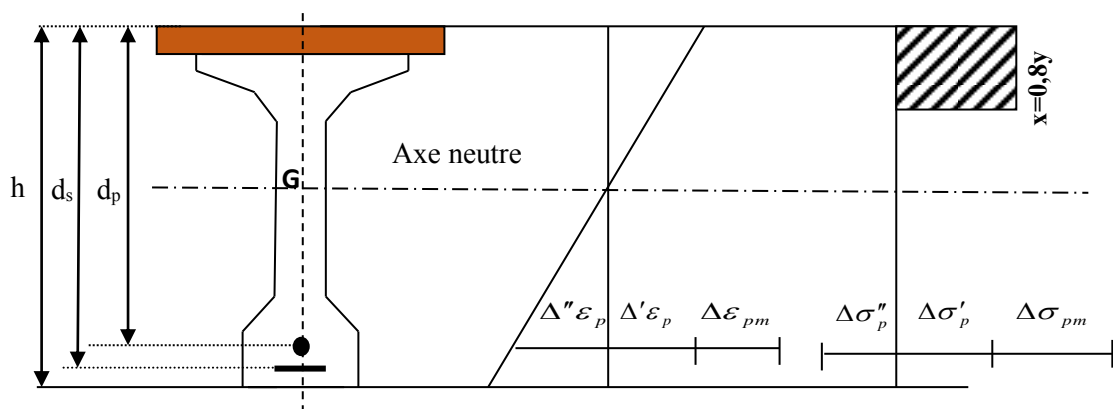
L'équation (6) donne ( $\sigma_p$ ).

Nous avons dans (1) : 
$$N_{U1} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \Delta \sigma_s = \bar{N}_U$$

On fait une comparaison entre  $N_{U1}$  et  $N_U$

- Si  $N_{U1} = N_U$  : on calcule directement  $M_U$
  - Si  $N_{U1} > N_U$  : cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de  $A$  , c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de  $\varepsilon_{bc}$
- ☞ Si  $N_{U1} < N_U$  : on fait une nouvelle itération mais en pivotant  $\varepsilon_{bc}$  autour du pivot B jusqu'à avoir  $N_{U1} = N_U$

**Application au projet : à  $x = 0,5L$  (mi travée)**



**Figure.VIII.13** : Diagramme application au projet : à  $x = 0,5L$  (mi travée).

À l'ELU :  $M_{\min} = 1.35 M_g$  et  $M_{\max} = 1.35M_g + 1.35M_q$  (Le moment max sous **D240**)

h (cm)	$e_p$ (cm)	$d_s$ (cm)	$d_p$ (cm)	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{\min}$ (t. m)	$M_{\max}$ (t. m)
212	-102,5	209,5	205	47,26	12,56	657,18	1226,259

**Tableau.VIII.29** : Caractéristiques application au projet à  $X = 0,5L$  (mi travée).

Donc :  $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 411,23) \cdot n \cdot A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 411,23) \cdot 34 \times 1,39 \cdot 10^{-4} = 5,4331 \text{ MN}$

$\Rightarrow$  Dans (1) :  $N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 45}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 47,26 \cdot \Delta\sigma_p - 12,56 \cdot \sigma_s$

$5433,1 = B(x) \times 25,5 \cdot 10^3 - 47,26 \times \Delta\sigma_p - 12,56 \times \sigma_s$

Dans (2) :  $\bar{M}_{U\max} = B(x) \times 25,5 \times Z + 1256 \times (45) \times \sigma_s$

✓ **Équations liées le l'hypothèse des sections planes**

De (3) :  $\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{205 - y}{y} = \frac{164}{x} - 1$

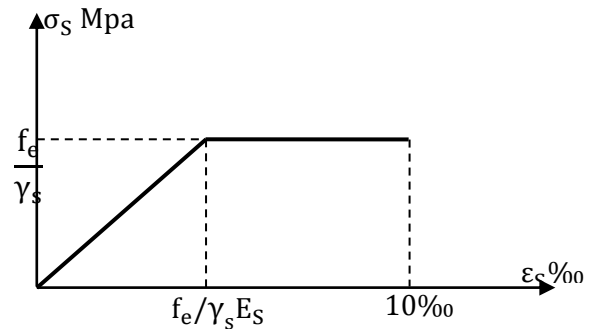
De (4) :  $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 209,5}{x} - 1 = \frac{167,6}{x} - 1$

✓ Équation traduisant le comportement des aciers

▪ Armatures passives (F<sub>e</sub>E500)

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

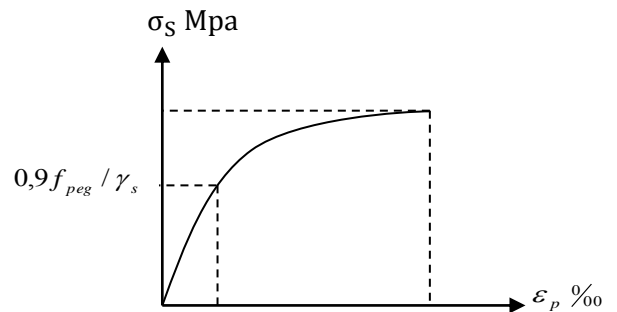
$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



▪ Armature actives (torons)

$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$



$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,826 \text{ MPA}$$

donc :  $\Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta''\varepsilon_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$

Avec :  $\sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1149,62 \text{ MPa}$

La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1149,62}{190000} = 6,05 \cdot 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{u\min}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{543,31 \cdot 10^2}{9032,4236} + (543,31 \times 10^{-2} \cdot (-102,5) + 657,18) \cdot \frac{-102,5}{51453617,6}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = 6,051 \text{ MPa}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de  $\sigma_{pm}$  ‰

$$\sigma_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{bpm}}{E_b \cdot E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 1,592 \cdot 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

Donc :

$$\text{De( 04) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_{s-y}}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{209,5 - y}{y} \Rightarrow y = 54,31 \text{ cm}$$

$$\text{De( 04) : } \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{De( 03) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} &= \frac{209,5 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{6,05 \cdot 10^{-3} \cdot (209,5 - 54,31)}{54,31} \\ &= 17,28 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 17,28 \cdot 10^{-3}$$

De( 06) :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (17,28 \cdot 10^{-3} + 1,592 \cdot 10^{-4} + 6,05 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p \text{ Pour } (6,05 \cdot 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 23,49 \cdot 10^{-3} - \sigma_p \text{ Pour } (6,05 \cdot 10^{-3}).$$

✓ Déterminations de  $\sigma_p$

$$6,05 \cdot 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_p} = 6,77 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\Rightarrow \sigma_p(6,05 \cdot 10^{-3}) = 1,9 \cdot 10^5 \times 6,05 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (6,05 \cdot 10^{-3}) = 1149,50 \text{ MPa.}$$

$$17,28 \cdot 10^{-3} > 6,77 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (17,28 \cdot 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left( \frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ avec } y = 0,5431 \text{ m}$$

$b_{moy}$ : Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{1,45 + 0,76}{2} = 1,105 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,5431 \times 1,105 = 0,480 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ul} = 4,658 \text{ MN}$$

$$N_{ul} = 4,658 \text{ MN} \leq N_u = 5,4331 \text{ MN}$$

➤ Conclusion

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot B.

Il faudra calculer  $N_{ul}$  de manière à avoisiner le plus possible la valeur  $N_u$  en diminuant  $\varepsilon_p$ .

$\varepsilon_b$	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	$N_{ul}$	$M_{u \max}$
3,5	54,31	0,00971	4801	4657,93	20326,84
3,8	57,688	0,00970	5099,61	5346,28	21429,35
3,84	58,13	0,00970	5138,69	5435,81	21571,37

D'après le tableau au-dessus, pour  $\varepsilon_b = 3,84 \%$  ,  $N_{ul} = 5,4358 \text{ MN} \approx N_u$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_p = 3,84 \%$$

$$\bar{M}_{u\max} = B(x) \times 25,5 \times Z + 1256 \times (45) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0,8 \times y = 205 - 0,8 \times 58,13 = 158,496 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u\max} = 5138,69 \times 25,5 \times 158,496 + 12,56 \times (0.45) \times 435 = 2479,388 \text{ t.m}$$

$$M_{u\text{MAX}} = 21571,37 \text{ t.m} < \bar{M}_{u\max} = 2479,388 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est **assurée**.

### VIII.7 Vérification des contraintes tangentielles

✓ **1<sup>ère</sup> phase: en cnstruction**

L'effort tranchant du au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{\max}(x) = 24,76 \text{ t}$$

▪ **La contrainte de cisaillement  $\tau$**

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{I \cdot b_\tau}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot (\frac{h}{2})}{b_n \cdot z}$$

Z: le bras de levier:  $Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$

$b_n$ : largeur brute dans le cas de prétention.

$\rho$ : rendement de la section.

Le tracé est rectiligne, donc il ne participe pas à la résistance à l'effort tranchants, car dans ce cas :  $t_p = -\sin x = 0$  :

Avec :

$t_p$ : l'effort tranchants de la précontrainte.

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 685,62 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{685,62}{5660} = \mathbf{12,11 \text{ MPa}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 622,72 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{x2} = \mathbf{11,00 \text{ MPa}}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$(\tau) < \min(\tau_1, \tau_2) = \tau$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot \left( 0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x \right) \cdot \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 12,11 \right) = 15,03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_1} = \mathbf{15,03 \text{ MPa}}$$



$$\overline{\tau_{12}^2} = 0,4 \times 3,3 \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 11,00\right) = 14,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{12}^2} = \mathbf{14,04 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{21}^2} = 2 \times \frac{3,3}{38,46} \times (0,6 \times 38,46 - 12,11) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 12,11\right) = 21,40 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{21}^2} = \mathbf{21,40 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{22}^2} = 2 \times \frac{3,3}{38,46} \times (0,6 \times 38,46 - 11,00) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 11,00\right) = 22,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{22}^2} = \mathbf{22,04 \text{ MPa}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{22})$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(15,03; 21,40) = 15,03 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(14,04; 22,04) = 14,04 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < 15,03 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < 14,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 190 \times \frac{(1 + 0,4773)}{2} = 140,344 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{24,76 \cdot 10^4}{64 \cdot 10 \cdot 140,344 \cdot 10} = 0,276 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0,276 \text{ MPa} < \tau_1 = 15,03 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\tau = 0,276 \text{ MPa} < \tau_1 = 14,04 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✓ 2<sup>ème</sup> phase: en service

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

- à ELS

$$V_S = 64,007 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 635,28 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 547,21 \text{ t}$$

$$\sigma_{x1} = \frac{635,28 \cdot 10^4}{8850 \cdot 10^2} = 7,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{547,21 \cdot 10^4}{8850 \cdot 10^2} = 6,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$

$$\overline{\tau^2}_2 = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x)$$



$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 7,17 \right) = 10,67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_1} = \mathbf{10,67 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 3,3 \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 6,18 \right) = 9,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = \mathbf{9,79 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{3,3}{45} \times (0,6 \times 45 - 7,17) \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 7,17 \right) = 23,50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = \mathbf{23,50 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{3,3}{45} \times (0,6 \times 45 - 6,18) \times \left( 3,3 + \frac{2}{3} \times 6,18 \right) = 22,66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = \mathbf{22,66 \text{ MPa}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(10,67 ; 23,50) = 10,52 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(9,79 , 22,66 ) = 9,58 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < 10,67 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < 9,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 212 \times \frac{(1 + 0,5320)}{2} = 162,39 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{64,007 \cdot 10^4}{64 \times 10 \times 162,39 \times 10} = 0,62 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0,62 \text{ MPa} < \tau_1 = 10,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

$$\tau = 0,62 \text{ MPa} < \tau_2 = 9,79 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

- **ELU**

$$V_U = 99,534 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{99,534 \cdot 10^4}{(64 \times 10) \times (162,39 \times 10)} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,96 \text{ MPa} < f_{cj} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

### VIII.7.1 Minimum d'armatures transversales

Elles sont caractérisées par leur section ( $A_G$ ) et leur espacement ( $S_t$ )

$$S_t \leq \min(1\text{m}, 0,8h, 3b_0) = \min(1\text{m}, 0,8 \times 1,90; 3 \times 0,64) \Rightarrow S_t \leq 1\text{m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 64 \times 1,15}{500 \cdot 10^{-2}} = 8,832 \text{ cm}$$

✓ **Dans la zone médiane**

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins 2 cm<sup>2</sup>/ml de parement.

On prend **2 cadre HA12** soit ;  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,08832 \Rightarrow s_t \leq \frac{A_t}{0,08832} = \frac{2,26}{0,08832} = 25,59 \text{ cm}$$

On adopte  $s_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone d'appuis**

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

Justification des armatures transversales

### VIII.7.2 Justification des armatures transversales

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

$$\tau_{red}^u \leq \tau_u = \left( \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cot \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Par le BPEL91: } \text{tg} 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

Avec :

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{\text{red}}^U = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{\text{umax}} = 99,534 \text{ t} \quad \text{et} \quad V_{\text{red}}^U = 99,534 \text{ t}$$

$$\tau_{\text{red}}^u = \frac{V_{\text{red}}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{99,534 \cdot 10^{-2}}{0,8 \times 2,12 \times 0,64} = 0,92 \text{ MPa}$$

#### ❖ Angle d'inclinaison $\beta_U$

$$P_U = (\sigma_p - \Delta\sigma_p) \cdot A_p = (1560,85 - 408,26) \times 1,39 \times 10 \times 10^{-4} = 1,602 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{1,602 \times 10^4}{9032,4236} = 1,774 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}2\beta = \frac{2 \times 0,92}{1,774} = 1,037$$

$$\beta_u = 23,02^\circ$$

#### ❖ Armatures transversales supérieures

Elles doivent être au moins à 2 cm<sup>2</sup> /ml, soit un cadre HA10 tous les 15 cm.

### VIII.7.3 Justification des bielles de compression du béton

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{\text{red}}^2 \leq \left( \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (1,18)^2 \leq \left( \frac{45}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 1,3924 < 56,25$$

⇒ Condition vérifié

### VIII.8 Calculs justificatifs réglementaires en section particulières

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés, ce sont :

- Les zones d'application des réactions d'appuis.
- Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

### VIII.8.1 Zone d'appuis

On effectuera deux vérification qui portent sur

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur du béton.

#### ✓ L'équilibre de la bielle d'about

L'appui transmet au béton une réaction  $R$  (poids propre, charge d'exploitation) et une réaction  $H$  (freinage, effet de température...etc.) dans le béton cet effort se de compose en :

- Un effort horizontal  $H+R \cotg B_u$
- Un effort incliné  $R/\sin B_u$

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal coudre.

Par étriers la fissure qui tend à séparer la bielle du reste du béton la contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte à pour valeur.

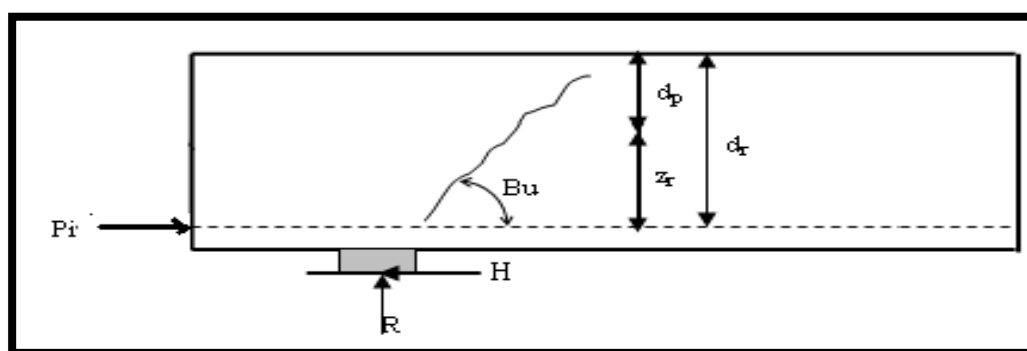


Figure.VIII.14 : Schéma représentatif de l'équilibre de la bielle d'about.

## ✓ Étapes de calcul

Le calcul consiste à chercher le niveau R de la poutre tel que :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

$P_i$  : Effort composition à la contrainte limite.

$H_u$  : réaction horizontale a l'ELU

$R_u$  : réaction verticale a l'ELU

$$B_U \leq 30^\circ$$

$$R_U = 99,534 \text{ t}$$

▪ Calcul de  $P_i$ 

$\sigma_{pi}$  : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left( 1,2 \sigma_{pm} ; \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left( 1,2 \times 1152,59 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1383,108 \text{ MPa}$$

$$p_i = 20 \times 1,39 \times 10^{-2} \times 1383,108 = \mathbf{384,50 \text{ t}}$$

▪ Calcul de  $H_u$ 

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontale a est prise, égale à 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 833,95 = \mathbf{83,395 \text{ t}}$$

## ▪ Recherche du niveau R

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u \Rightarrow 384,50 - 83,395 > 172,39$$



$$301,105 > 172,39 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le niveau  $r$  est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10} \quad : \text{Hauteur e la membrane comprimée.}$$

$$d_r = h - y_r \quad : \text{Distance de R à la fibre supérieure.}$$

$$z_r = d_r - d_p \quad : \text{Hauteur de bielle}$$

$$z = 2\frac{h}{3}$$

Si :  $z_r < z$  : La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par  $z/z_r$  et placée sur la longueur  $z_r \cotg \beta_u$

Si :  $z_r \geq z$  : La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur  $z \cotg \beta_u$

➤ **Pour notre cas**

$$d_r = 1,90 - 0,2406 = 1,6594 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,6594 - \frac{1,9}{10} = 1,4694 \text{ m}$$

$$Z = 1,9 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) = 1,27 \text{ m} \Rightarrow Z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 1,27 \times \cotg 30^\circ = 2,199 \text{ m}$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau :

**4HA10 +4HA16 ( $A_t=11,18 \text{ cm}^2$ ).**

✓ **Équilibre du coin inférieur**

$$R = R_U - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_U + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P est inférieur à ce angle de frottement interne du béton :

$$\text{tg}\alpha \leq \text{tg}\varphi \text{ avec } \text{tg}\alpha = \frac{R \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \sin \theta + H \cdot \cos \theta}$$

Il faut donc vérifier que :

$$H > \frac{R(1 - \text{tg}\varphi \cdot \text{tg}\theta)}{\text{tg}\varphi \cdot \text{tg}\theta} \quad \text{tg}\varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} \dots \dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontaux Al tel que :

$$H = Al \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

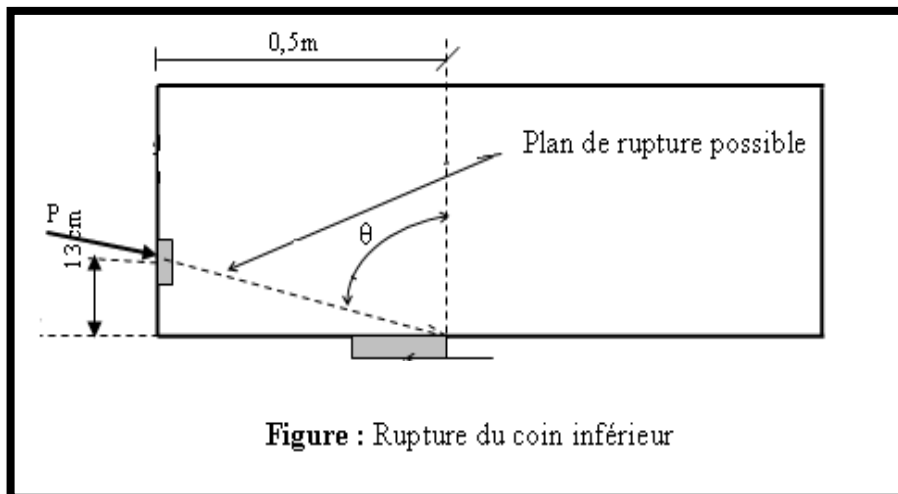


Figure.VIII.15 : Rupture de coin inférieur.

✓ **Remarque**

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c'est à dire même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_U \cdot \gamma_S}{f_e} \cdot (5 - 4k)$$

Avec :  $0 < K < 1$ .

➤ **Application**

$\theta = 0$  (car les câbles est rectiligne)

$R = 99,534 \text{ t}$  et  $H = 301,105 \text{ t}$

$$301,105 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 1,5 \times 99,534 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,04 \times 99,534 \times 10^2 \times 1,15}{500} (5 - 4k) = 0,916 \text{ cm}^2$$

En prend :  $K = 1$

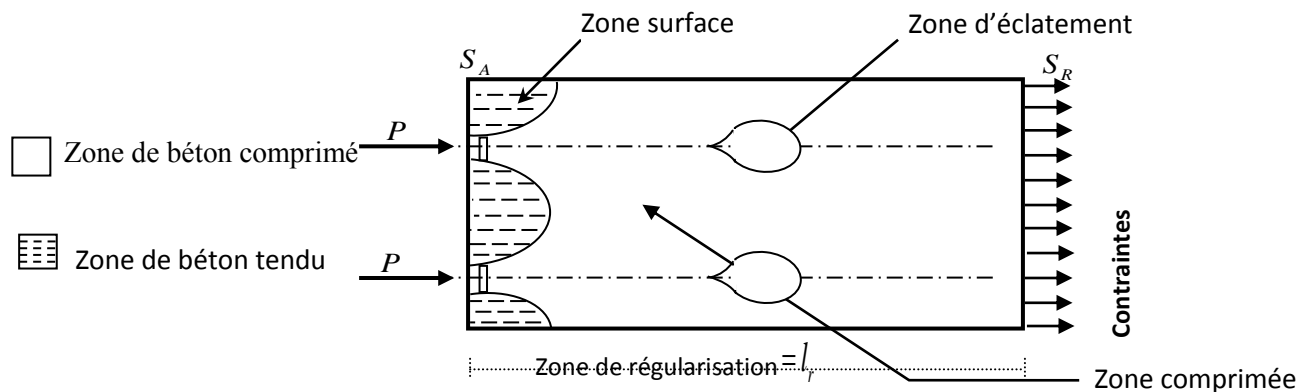
soit de cadre de **2HA12(2, 26cm<sup>2</sup>)** .

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

**VIII.8.2 Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes**

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Une zone de surface soumise à des tractions.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.



**Figure.VIII.16 :** Les trois zones à l’aval d’application de la précontrainte et la zone de régularisation.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d’une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D’autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l’intérieur d’un prisme symétrique de dimensions (d×d), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d’éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

**a. Effet de la surface**

Au voisinage de la section( $S_A$ ), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_S = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \dots \dots \dots (8)$$

$F_{j0}$ : force à l’origine du câble au niveau (j)

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

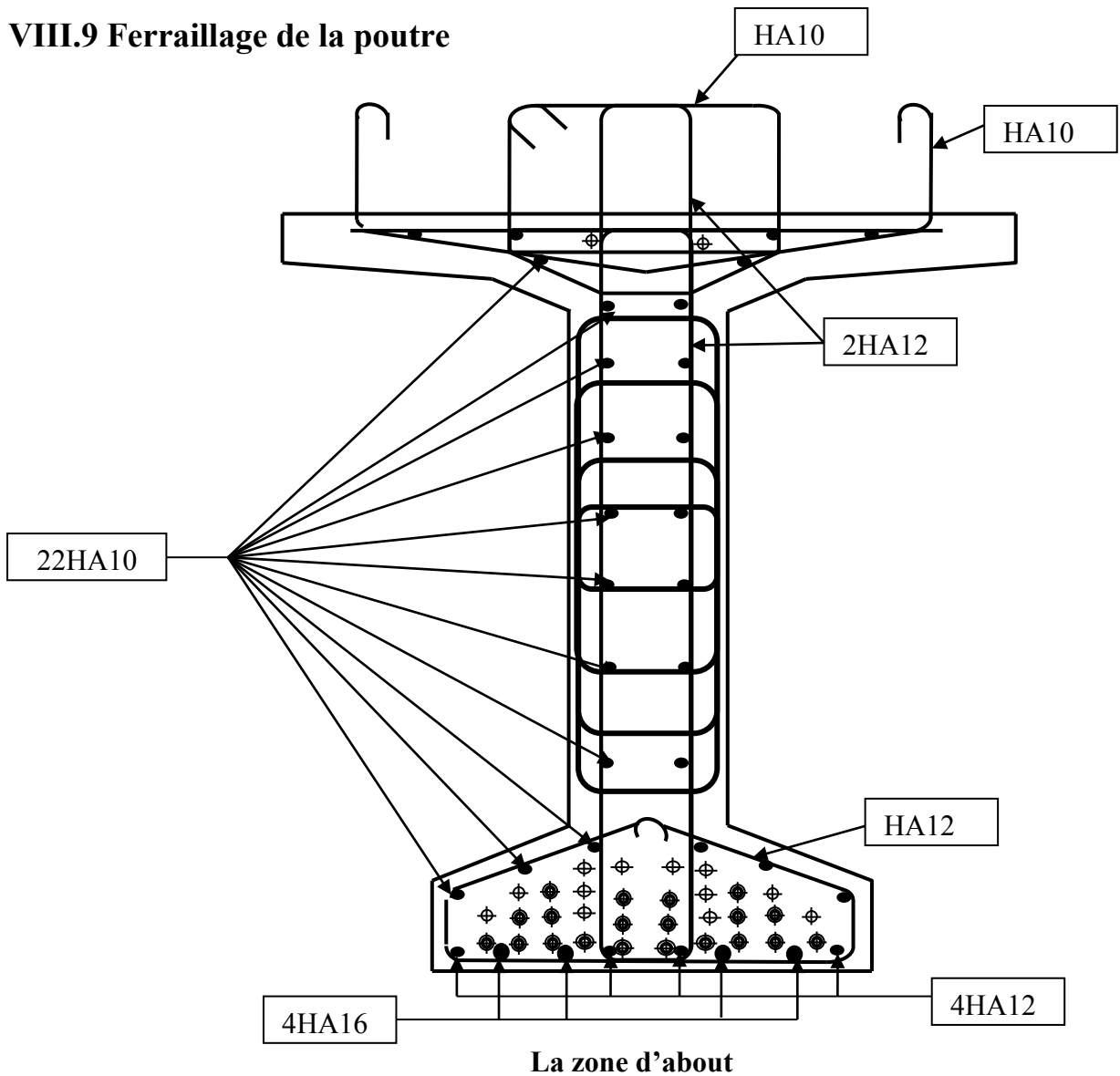
✓ **Plan Horizontal**

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 20 \times 1560,85 \times 139 = 433,916t$$

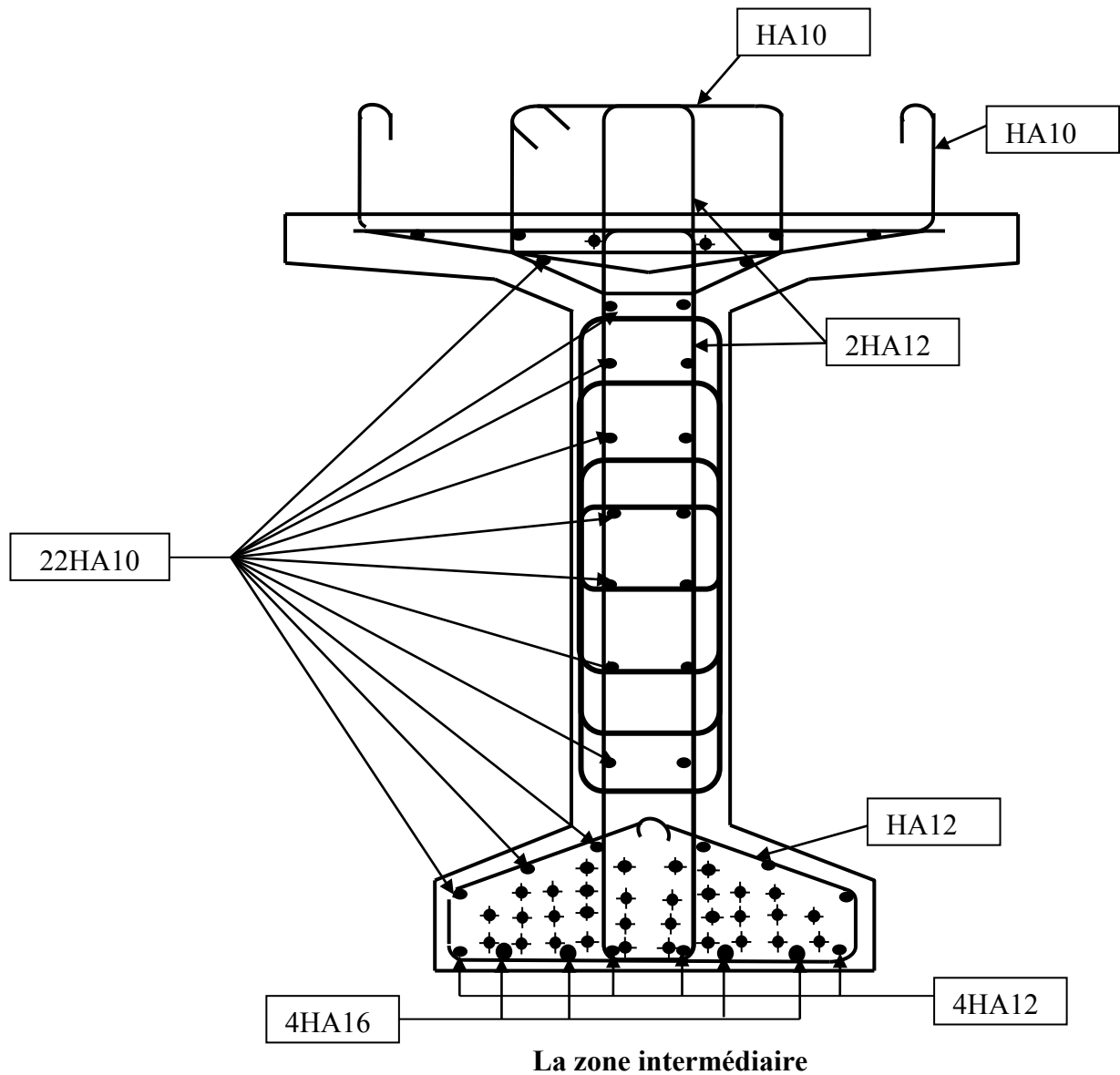
$$A_s = 0,04 \times \frac{433,916 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 500} = 5,21 \text{cm}^2$$

On adopte : 5HA12 Soit 5,65 cm<sup>2</sup> .

**VIII.9 Ferrailage de la poutre**



**Figure.VIII.17** : Ferrailage de la poutre zone d'about.



**Figure.VIII.18** : Ferrailage de la poutre zone intermédiaire.

# Chapitre IX :

*Étude de la dalle et  
l'entretoise d'about*

## IX.1 Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (**flexion locale**).

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalle tes en mortier fibres ou en béton armé.

L'hourdis assure la continuité de la surface du tablier, il relie les poutres et les entretoises, l'épaisseur de l'hourdis dépend de :

- L'espace entre axe des poutres ;
- Existence d'entretoise intermédiaire ;
- La nature du tablier.

## IX.2 Ferrailage de l'hourdis

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple suivant les valeurs des moments fléchissant max et min, obtenus par la combinaison à ELU et ELS, ces derniers sont calculés par le logiciel : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020.



## IX.2.1 Distribution du moment fléchissant sur la dalle

## IX.2.1.1 Distribution du moment fléchissant transversal

- ELU (1.35G+1.35D240)

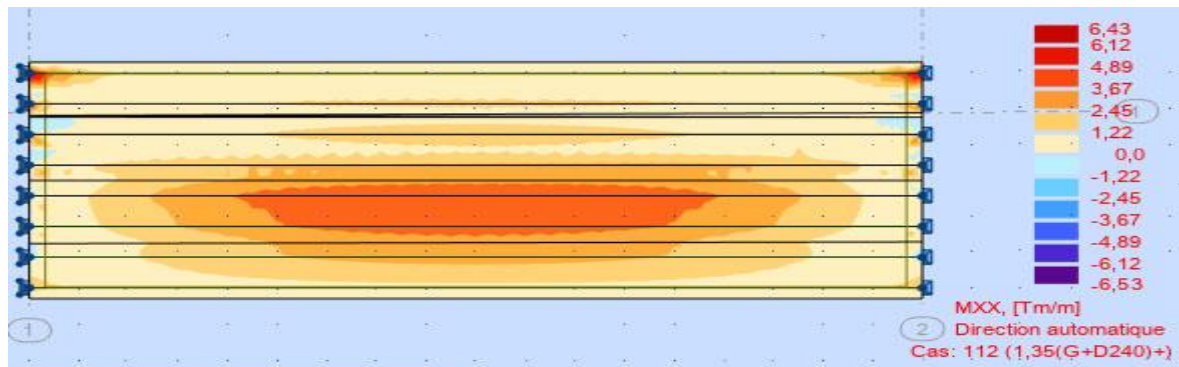


Figure.IX.1 : Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELU).

- ELS (G+D240)

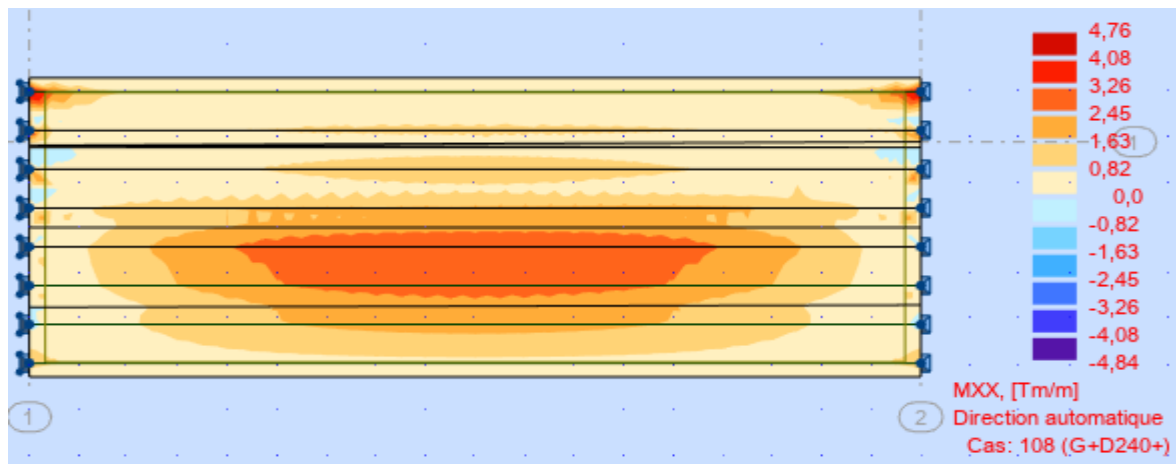


Figure.IX.2 : Distribution du moment fléchissant transversal sur la dalle (ELS).

IX.2.1.2 Distribution du moment fléchissant longitudinal

- ELU (1.35G+1.35D240)

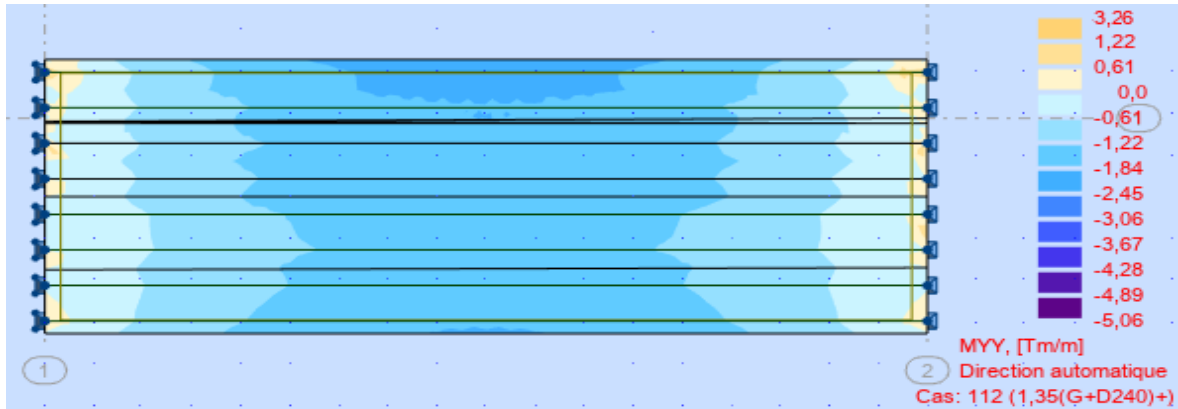


Figure.IX.3 : Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle (ELU).

- ELS (G+D240)



Figure.IX.4 : Distribution du moment fléchissant longitudinal sur la dalle (ELS).

IX.2.3 Valeurs extrêmes des moments

- ELU

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
<b>MAX</b>	6,43	3,26	3,44
Panneau	9	9	9
Noeud	9	10	257
Cas	1.35(G+D240)ex	1.35(G+D240)ex	1.35(G+D240)ex
<b>MIN</b>	-6,53	-5,06	-3,61
Panneau	9	9	9
Noeud	281	281	108
Cas	1.35(G+D240)/1	1.35(G+D240)/1	1.35(G+D240)ex

Figure.IX.5 : Valeurs max des moments fléchissant à L'ELU.

- ELS

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
<b>MAX</b>	4,76	2,42	2,26
Panneau	9	9	9
Noeud	10	7	155
Cas	G+D240/13	G+D240/19	G+D240/15
<b>MIN</b>	-4,82	-3,70	-2,12
Panneau	9	9	9
Noeud	1013	1013	282
Cas	G+D240/10	G+D240/10	G+D240/4

Figure.IX.6 : Valeurs max des moments fléchissant à L'ELS.

### IX.2.3.1 Moments transversals

➤ **Moment sur appui**

$$M_U = 6,43 \text{ t.m}$$

$$M_S = 4,76 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_U = 6,53 \text{ t.m}$$

$$M_S = 4,82 \text{ t.m}$$

### IX.2.3.2 Moments longitudinals

➤ **Moment sur appui**

$$M_U = 3,26 \text{ t.m}$$

$$M_S = 2,42 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_U = 5,06 \text{ t.m}$$

$$M_S = 3,70 \text{ t.m}$$

## IX.3 Étude de la flexion transversale

### X.3.1 Ferrailage sous la flexion transversale

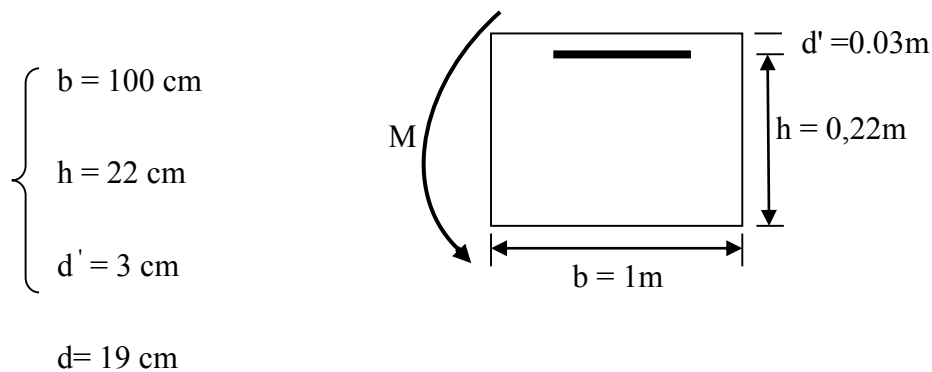
➤ **Sur appui**

• **ELU**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel **SOCOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple.
- ✓ Fissuration préjudiciable.
- ✓ Béton  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .
- ✓ Acier FeE 500 MPa.

Section rectangulaire :



- Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2$

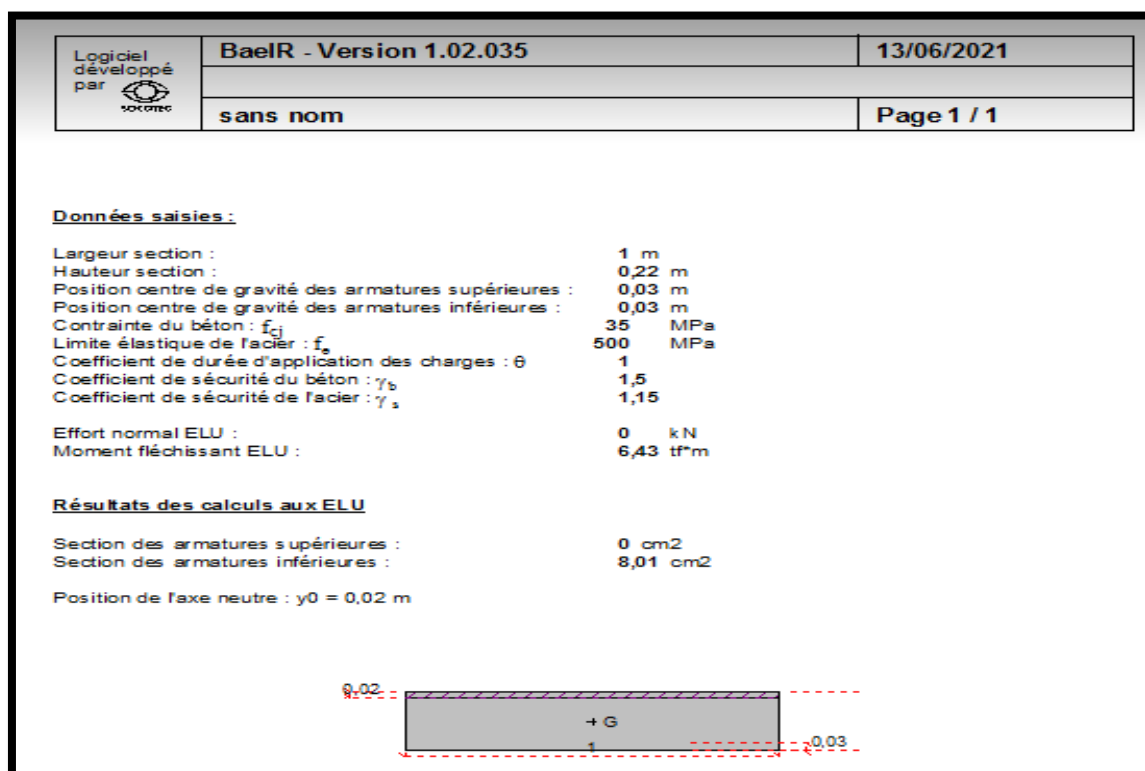


Figure.IX.7 : Calcul de la section d'armature tendue sur appui sous la flexion transversale à l'ELU.

- ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s} = 0,568$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15,40 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 17,45 \text{ t.m} \geq M_S = 4,76 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \sigma_s} = 12,28 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

- ELU

- Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 8,15 \text{ cm}^2$

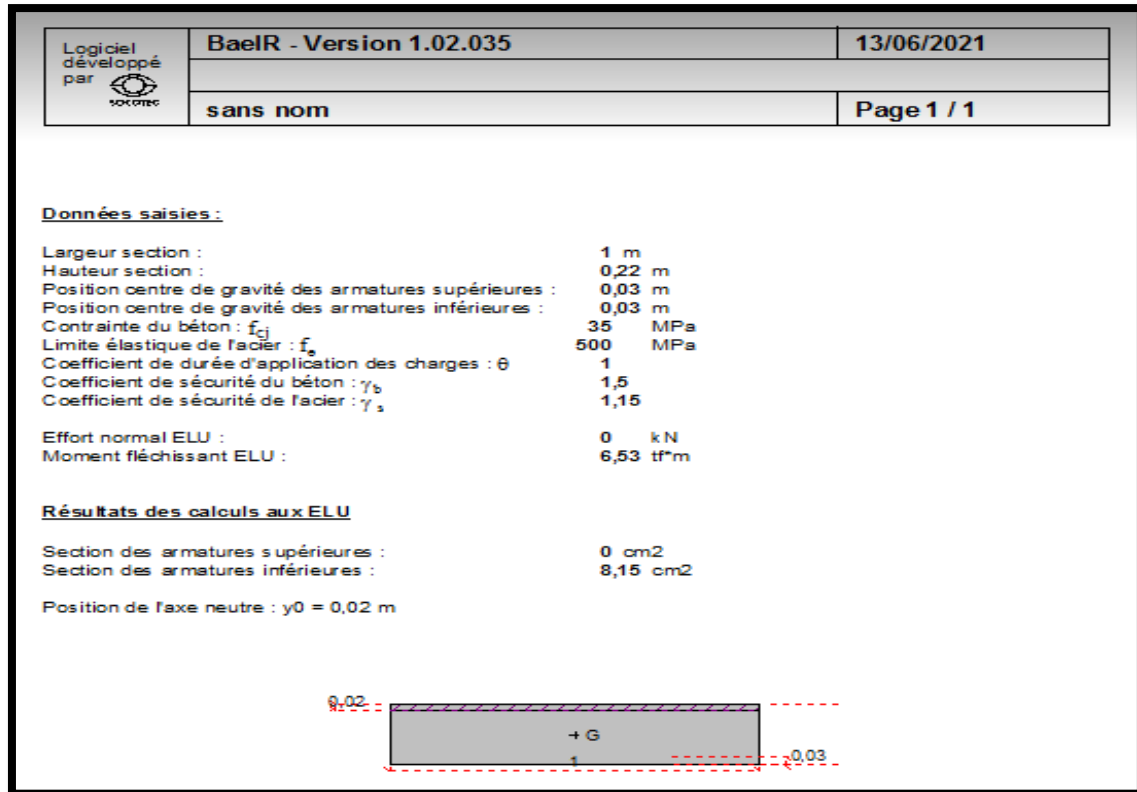


Figure.IX.8 : Calcul de la section d'armature tendue en travée sous la flexion transversale à l'ELU.

- ELS

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 13,04 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 19 = 2,09 \text{ cm}^2$$

- Section des armatures

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s \text{ ser}}, A_{s \text{ min}})$$

- Sur appui

$$A_s = \max (8,01 ; 12,28 ; 2,09) = 12,28 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 (10,05 cm<sup>2</sup>)

➤ **En travée**

$$A_s = \max (8,15 ; 13,04 ; 2,09) = 13,04 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20**(15,71cm<sup>2</sup>)

**IX.4 Étude de la flexion longitudinale****IX.4.1 Ferrailage sous la flexion longitudinale**➤ **Sur appui**• **ELU**

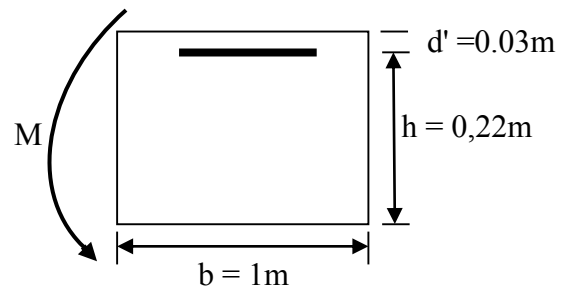
Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel **SOCOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple.
- ✓ Fissuration préjudiciable.
- ✓ Béton  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .
- ✓ Acier FeE 500 MPa.

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 22 \text{ cm} \\ d' = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d = 19 \text{ cm}$$



- Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 3,96 \text{ cm}^2$



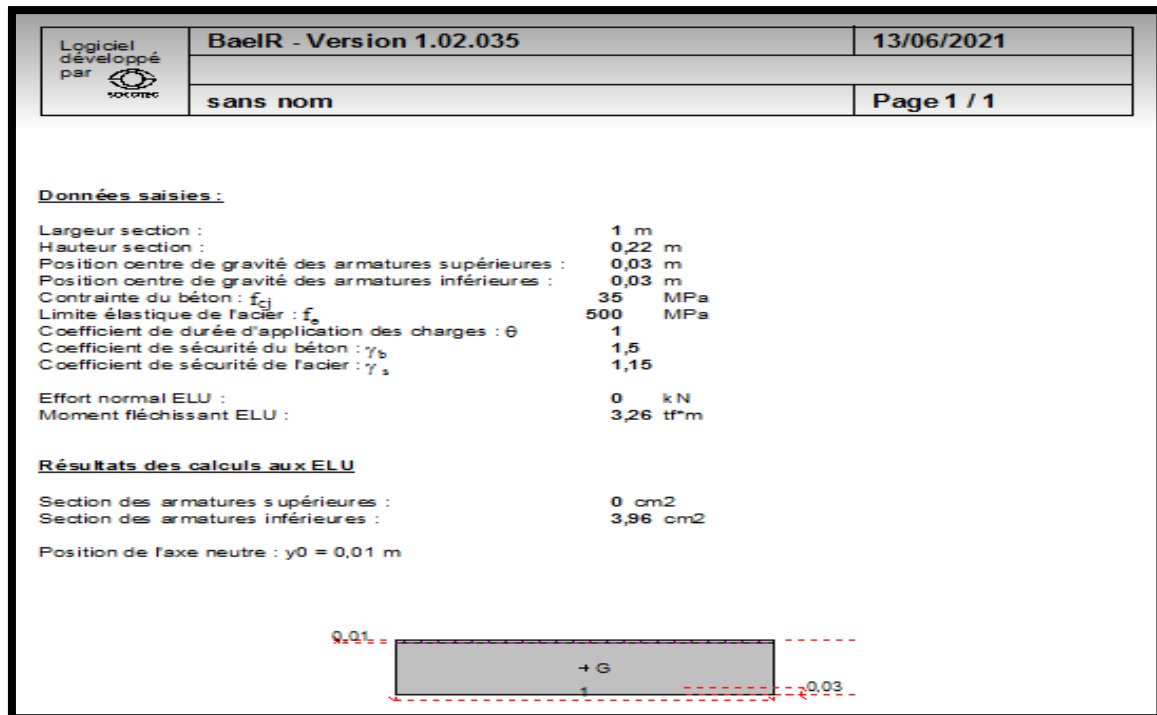


Figure.IX.9 : Calcul de la section d'armature tendue sur appui sous la flexion longitudinale à l'ELU.

- ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,568$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 15,40 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 17,45 \text{ t.m} \geq M_S = 2,42 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 6,55 \text{ cm}^2$$

- En travée
- ELU
  - Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Section d'armature tendue :  $A_{st} = 6,24 \text{ cm}^2$

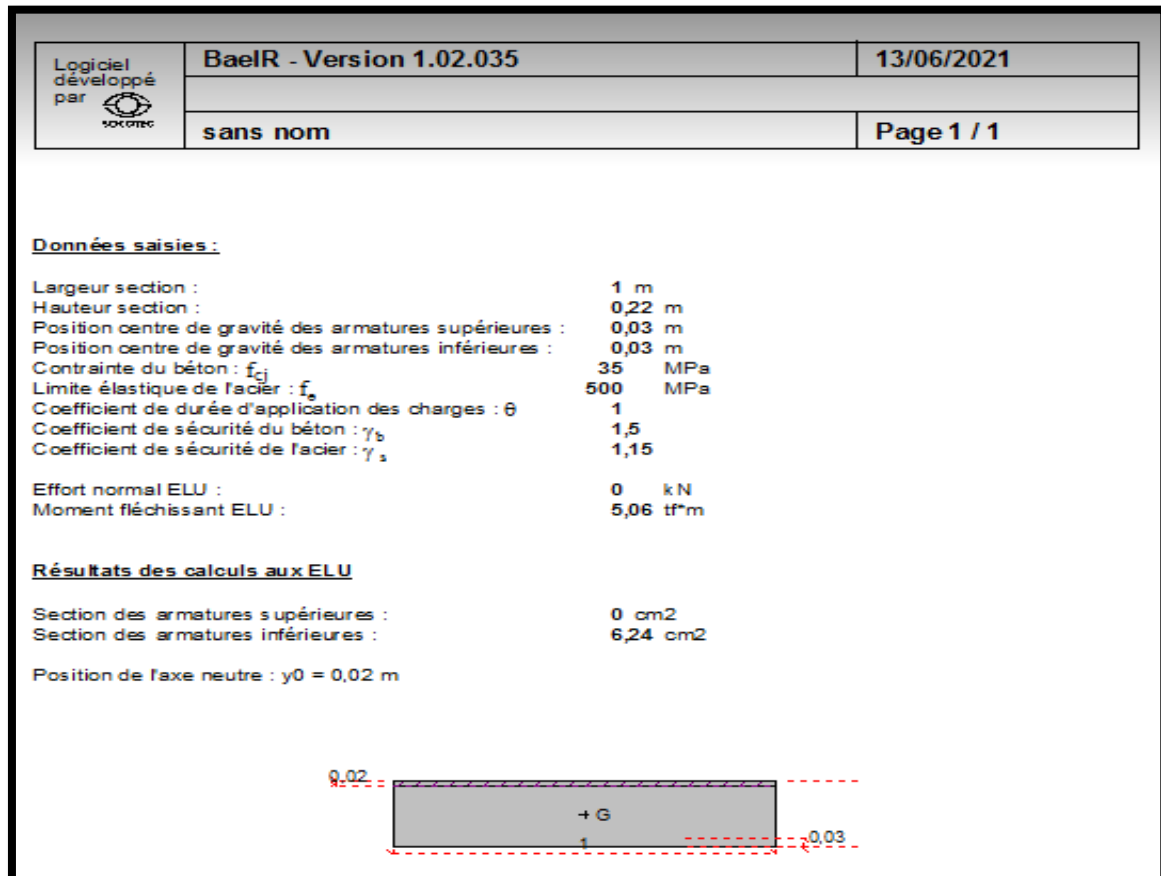


Figure.IX.10 : Calcul de la section d'armature tendue en travée sous la flexion longitudinale à l'ELU.

- ELS

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 10,01 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 19 = 2,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s\ ser}, A_{s\ min})$$

➤ **Sur appui**

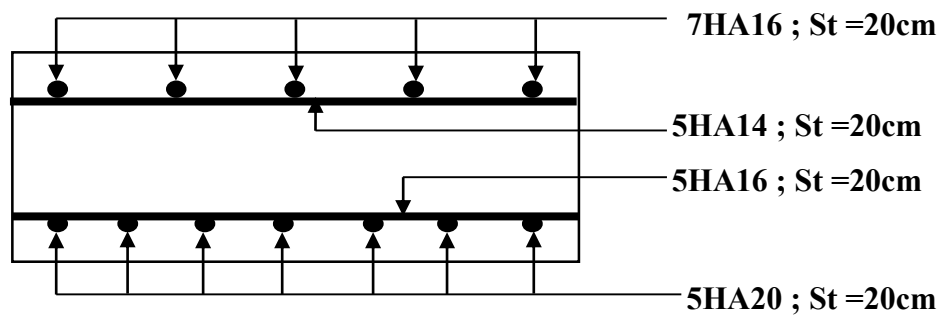
$$A_s = \max (3,96 ; 6,55 ; 2,09) = 6,55 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA14 (10,05 cm<sup>2</sup>)**

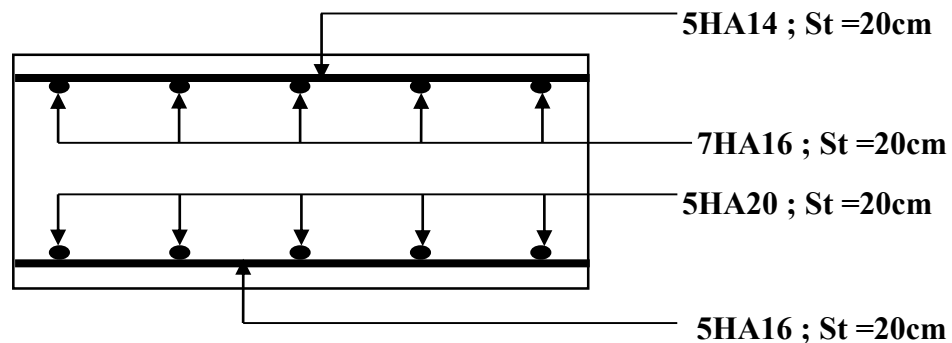
➤ **En travée**

$$A_s = \max ( 6,24 ; 10,01 ; 2,09 ) = 10,01 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA16 (10,05 cm<sup>2</sup>).**



**Coupe longitudinale**



**Coupe transversale**

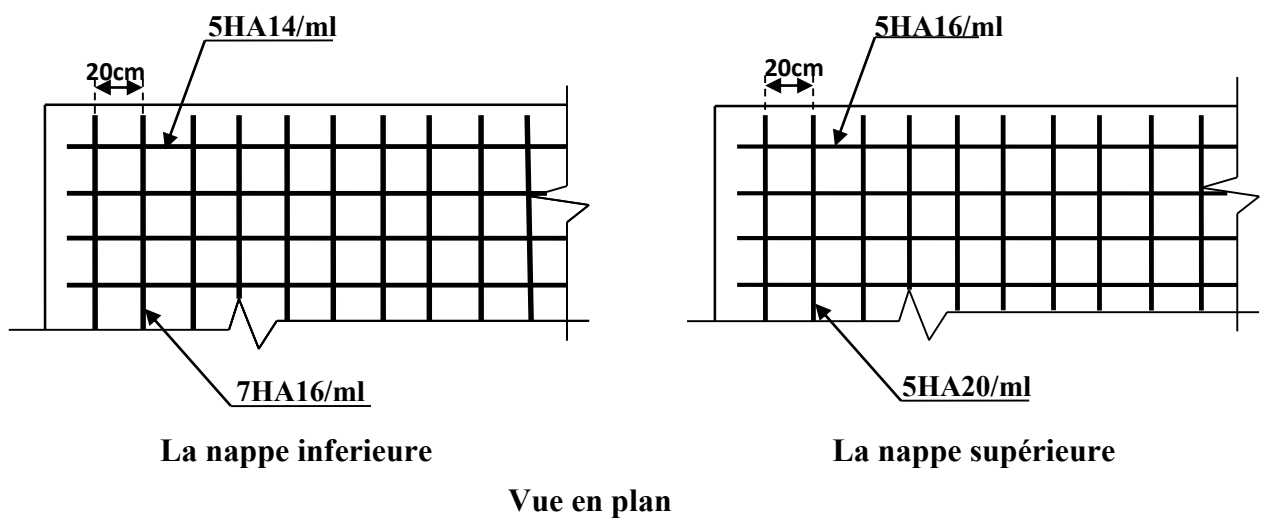


Figure.IX.11 : Schéma de ferrailage de la dalle.

## IX.5 Étude de l'entretoise d'about

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres ont assemblé sur les poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoires pour le levage du tablier pendant le remplacement et la réparation des appareils d'appuis.

### X.5.1 Dimensions de l'entretoise

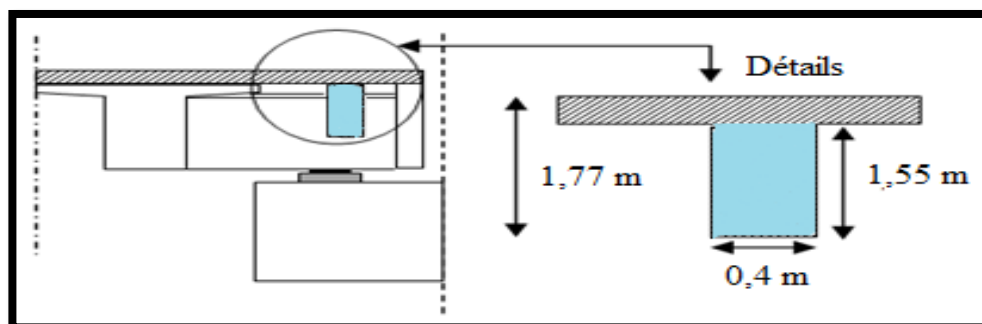


Figure.IX.12 : Coupe longitudinale de l'entretoise.

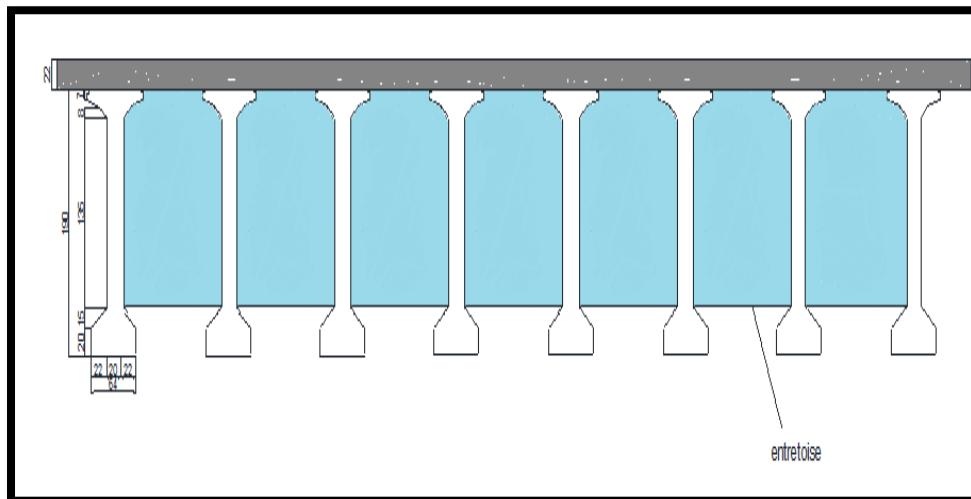


Figure.IX.13 : Coupe transversale de l'entretoise.

### X.5.2 Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres.

Lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

### X.5.3 Calcul des efforts

#### ➤ Le poids propre d'entretoise

$$S_{ent} = 2,2588 \text{ m}^2$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,4 \times 2,5 = 2,2588 \text{ t}$$

#### • Le poids total des entretoises

$$P_{tot} = P_{ent} \times 7 = 15,81 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{15,81}{11,9} = 1,33 \text{ t/m}$$

#### ➤ L'effort du au tablier

$$G_{tab} = G_{tot} - G_{ent} = 833,95 - 15,81 = 818,14 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 409,07 \text{ t}$$

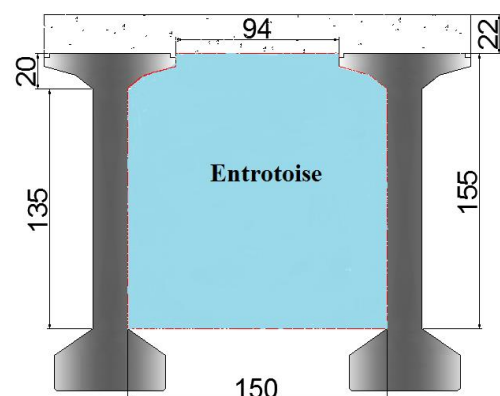


Figure.IX.14 : Détails de l'entretoise.

$$P_{\text{tab}} = \frac{P_{\text{tab}}}{8} = 51,13 \text{ t/poutre}$$

**X.5.4 Emplacement des vérins**

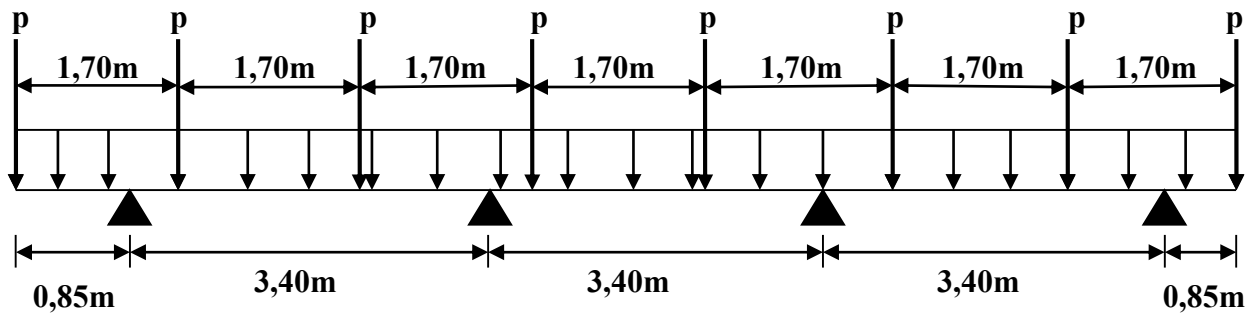


Figure IX.15 : Emplacement des vérins.

**X.5.5 Calcul des sollicitations**

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
<b>ELU</b>	1,35x1,33= 1,80	1,35x51,13= 69,01
<b>ELS</b>	1,33	51,13

➤ **Diagramme des moments fléchissant**

✓ **ELU**

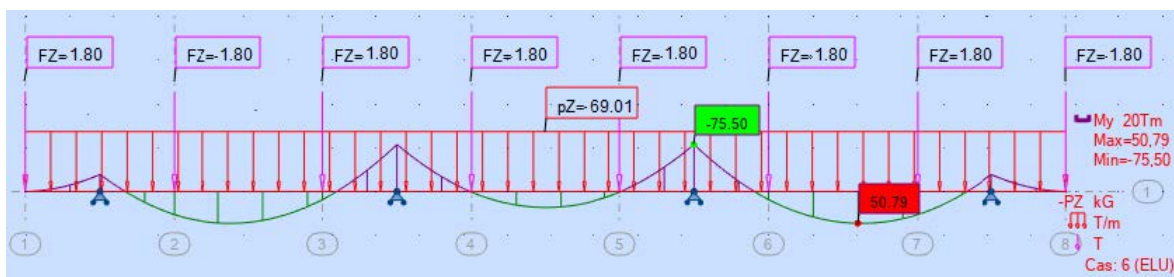


Figure IX.16 : Diagramme moments fléchissant à l'ELU.

$M_{uappui} = 75,50 \text{ t.m.}$

$M_{utravée} = 50,79 \text{ t.m.}$

✓ ELS

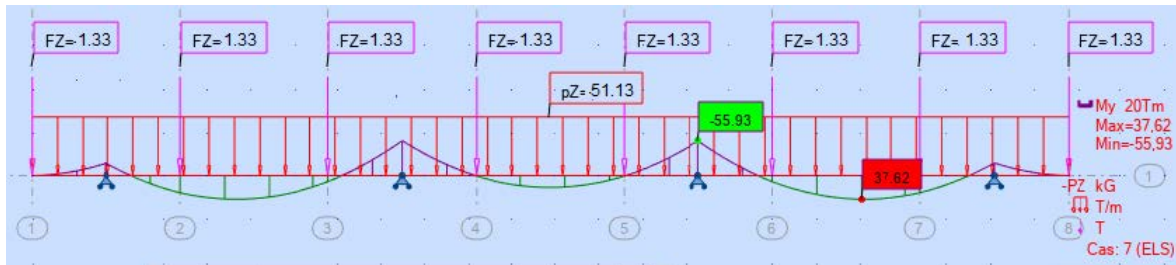


Figure IX.17 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

$M_{uappui} = 55,93 \text{ t.m.}$

$M_{utravée} = 37,62 \text{ t.m.}$

➤ Diagramme des efforts tranchants

✓ ELU

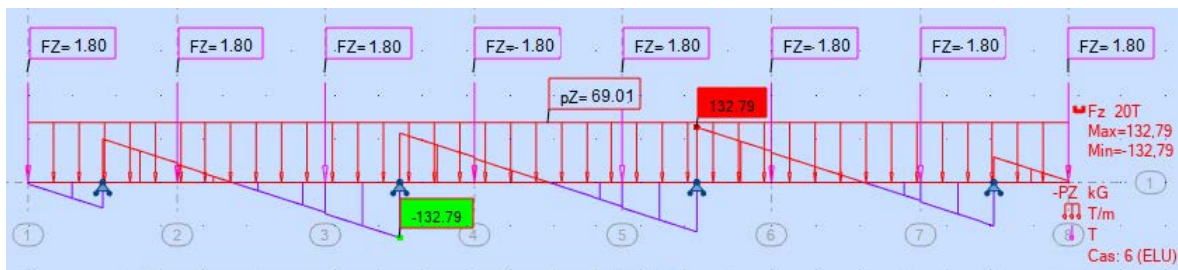


Figure IX.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

$T_{max} = 132,79 \text{ t.}$

✓ ELS

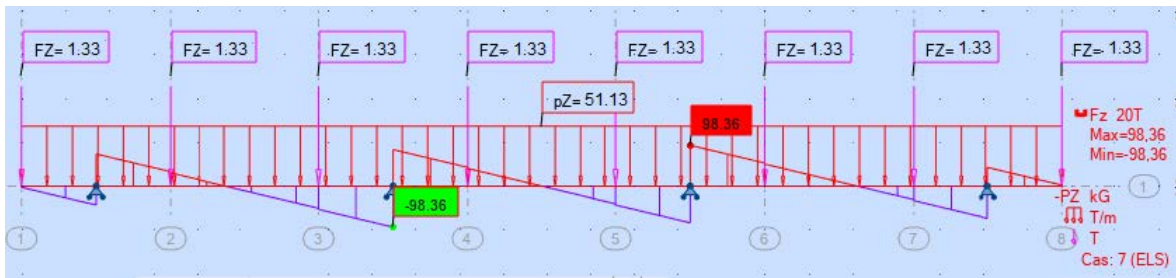


Figure IX.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

$$T_{\max} = 98,36 \text{ t.}$$

### X.5.6 Ferrailage de l'entretoise

#### Hypothèses

Fissuration préjudiciable.

Acier FeE500

$$F_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

$$b=0,4 ; d=1,5 ; c=0,05 ;$$

➤ En travée :

$$M_u = 50,79 \text{ t.m}$$

$$M_s = 37,62 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50,79}{37,62} = 1,35 \text{ MPa}$$

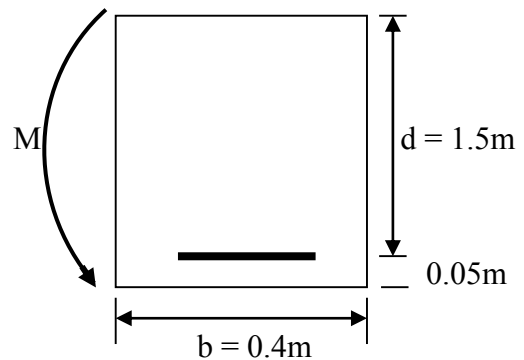
- ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{50,79 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 19,83} = 0,028$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$





La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0360$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9855$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 7,89 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 0,4 \times 1,5^2 \times 19,83 = 6,9960 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,9960}{1,35} = 5,18 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,3762 \text{ MN.m} < M_{ls} = 5,18 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{37,62 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 21} = 0,019$$

$$\alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,040$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9838$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 10,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que : } A_{ser} > A_{su} \Rightarrow A_{ser} = 10,50 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui**

$$M_u = 75,50 \text{ t.m}$$

$$M_s = 55,93 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{75,50}{55,93} = 1,35 \text{ MPa}$$

- **ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75,50 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 19,83} = 0,0423$$

$$\mu_{bu} = 0,0423 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0540$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9783$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 11,83 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{6,9960}{1,35} = 5,18 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0,5593 \text{ MN.m} < M_{ls} = 5,18 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{55,93 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 21} = 0,0295$$

$$\alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0604$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9758$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 15,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que : } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_{ser} = 15,86 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,4 \times 1,5 \times 10^4 \times \frac{2,7}{500}$$

$$A_{Smin} > 7,452 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{Stravée} = 10,50 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA20 (12,57 cm}^2\text{)} \\ A_{Sappui} = 15,86 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA25(19,63 cm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

➤ **Les armatures transversales**

$$T_{max} = 132,79 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{132,79 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5} = 2,213 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ$  (Les armatures droites sont suffisantes).

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{t28}}{0,90 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4(2,213 - 0,3 \times 1 \times 2,7)}{0,9 \times 500(0+1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{8,09}$$

➤ **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 1,11$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{11,26}$$

$$\frac{1}{8,09} > \frac{1}{11,26} \dots\dots\dots \text{CV}$$



Choix des armatures :  $\emptyset \leq \min \left\{ \emptyset_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appuis : } \emptyset \leq \min \{20 ; 42,85 ; 40\} \quad \Rightarrow \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ \text{en travée : } \emptyset \leq \min \{16 ; 42,85 ; 40\} \quad \Rightarrow \emptyset \leq 16 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,25 \text{ cm}^2$ , soit 4HA10 (3,14 cm<sup>2</sup>)

### ➤ Les armatures de peau

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L, ces armatures ont une section d'au moins **3cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5 cm<sup>2</sup>** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

**Dans notre cas**, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,\text{peau}} = 3 \times (1,77 + 1,77) = 10,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,\text{peau}} = 10,62 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8\text{HA}14 \text{ ( } 12,32 \text{ cm}^2 \text{ )}.$$

X.5.7 Schéma de Ferrailage

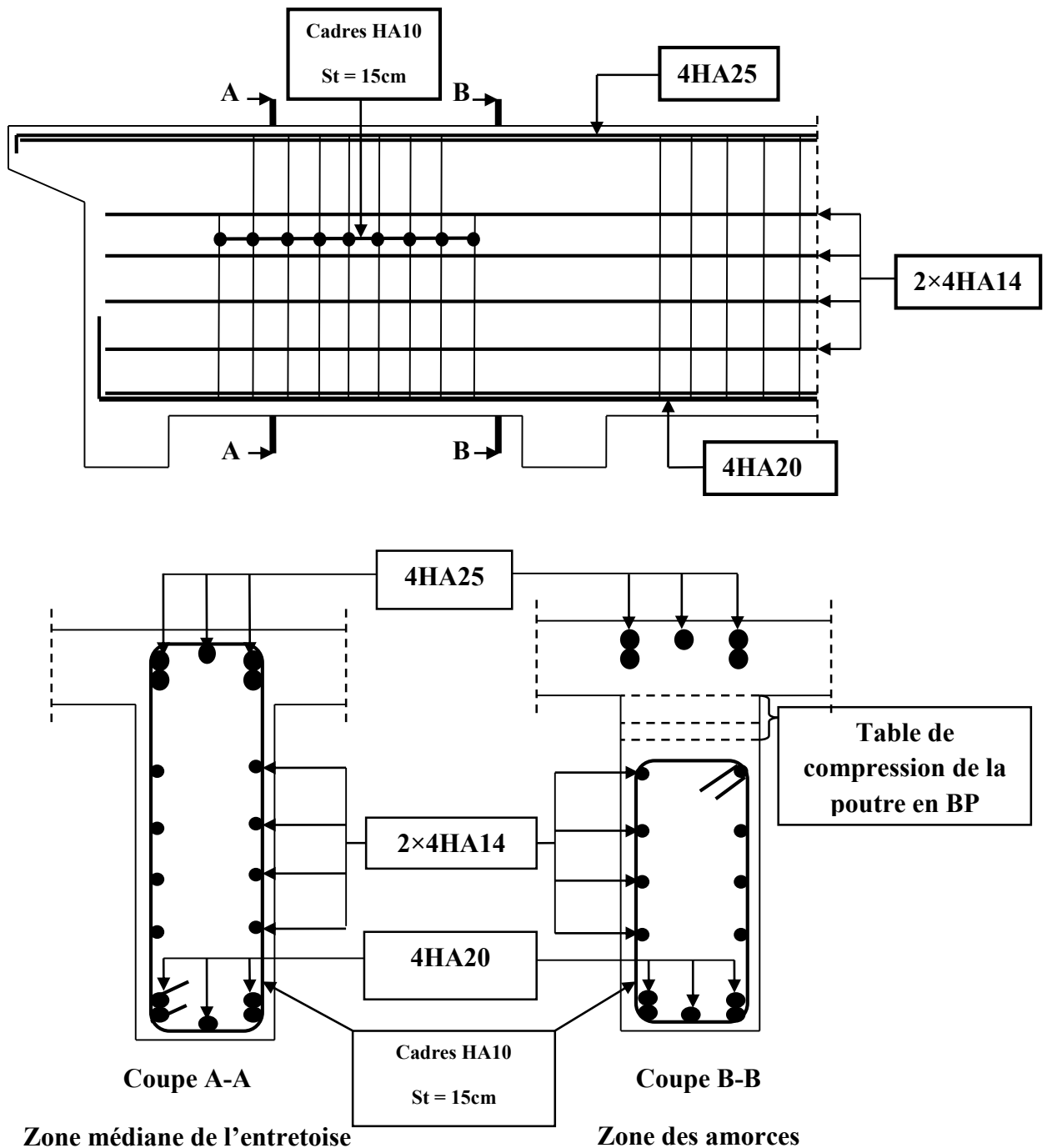


Figure.IX.20 : Schéma de ferrailage de l'entretoise.

# Chapitre X :

*Calculs des déformations*

## **X.1 Introduction**

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte de telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...etc.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte. En conséquence les poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

Les chargements cités précédemment provoquent des déformations qui se manifestent sous forme de :

- Flèche maximale à mi travée.
- Rotation d'appui.
- Déplacement horizontal du au retrait et au fluage ainsi que la température.

Le calcul des déformations est effectué pour répondre notamment à des préoccupations de deux ordres :

Ordre constructif ; afin d'assurer la continuité des déformations entre les différentes parties du pont réalisé en plusieurs phases .

Des préoccupations d'ordre fonctionnel ; afin de vérifier que les déformations ne compromettent pas l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage.

- ✓ Ces deux préoccupations conduisent notamment :
- Soit à évaluer les flèches des poutres dans le but de fixer des contre flèches ;
- Soit à limiter de façon générale les déformations en service à des valeurs fixées réglementairement.

## X.2 Déformation de la poutre (calcul des flèches)

### X.2.1 Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie, la flèche prend sa valeur maximale à mi- travée.

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi- travée, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$F_G = \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$E_v$ : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = \mathbf{131605,052 \text{ MPa}}$$

$I_G$ : Moment d'inertie (poutre +hourdis).

$M_G$ :Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$I_G$ : Moment d'inertie (poutre de rive + hourdis).

$M_G$ :Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$\mathbf{M_G = 486,86 \text{ t. m}}$$

$$\mathbf{I_G = 50491835,66 \text{ cm}^4}$$

$$F_G = \frac{5 \times 486,86 \times (36)^2}{48 \times 131605,052 \times 10^2 \times 50491835,66 \times 10^{-8}} = 0,0989 \text{ m}$$

$$\mathbf{F_G = 9,89 \text{ cm}}$$



<b>Module de déformation longitudinale différée  (MPa)</b>	131605,052
<b>La portée (m)</b>	36
<b>Moment d'inertie  (poutre de rive + hourdis)  (Cm<sup>4</sup>)</b>	50491835,66
<b>Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis  (t.m)</b>	486,86
<b>La flèche due  au  poids propre  (cm)</b>	9,89

**Tableau.X.1** : Calcul de la flèche due au poids propre.

### X.2.2 Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

$M_T$ : Moment maximum à ELS.

$$M_{\text{sur}} = 908,40 - 486,86 = \mathbf{421,54 \text{ t.m.}}$$

$$F_{sur} = \frac{5 \times 421,54 \times (36)^2}{48 \times 131605,052 \cdot 10^2 \times 50491835,66 \times 10^{-8}} = 0,0856 \text{ m}$$

$$F_{sur} = 8,56 \text{ cm}$$

<p><b>Module de déformation longitudinale différée</b></p> <p>(MPa)</p>	131605,052
<p><b>La portée (m)</b></p>	36
<p><b>Moment d'inertie (poutre de rive + hourdis)</b></p> <p>(Cm<sup>4</sup>)</p>	50491835,66
<p><b>Moment maximum à ELS</b></p> <p>(t.m)</p>	421,54
<p><b>La flèche due au surcharge</b></p> <p>(Cm)</p>	8,56

**Tableau.X.2** : Calcul de la flèche due aux surcharges.

### X.2.3 Contre flèche de la précontrainte

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi- portée est donnée par :

$$-f_s = \int_0^L \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \cdot dx$ : le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

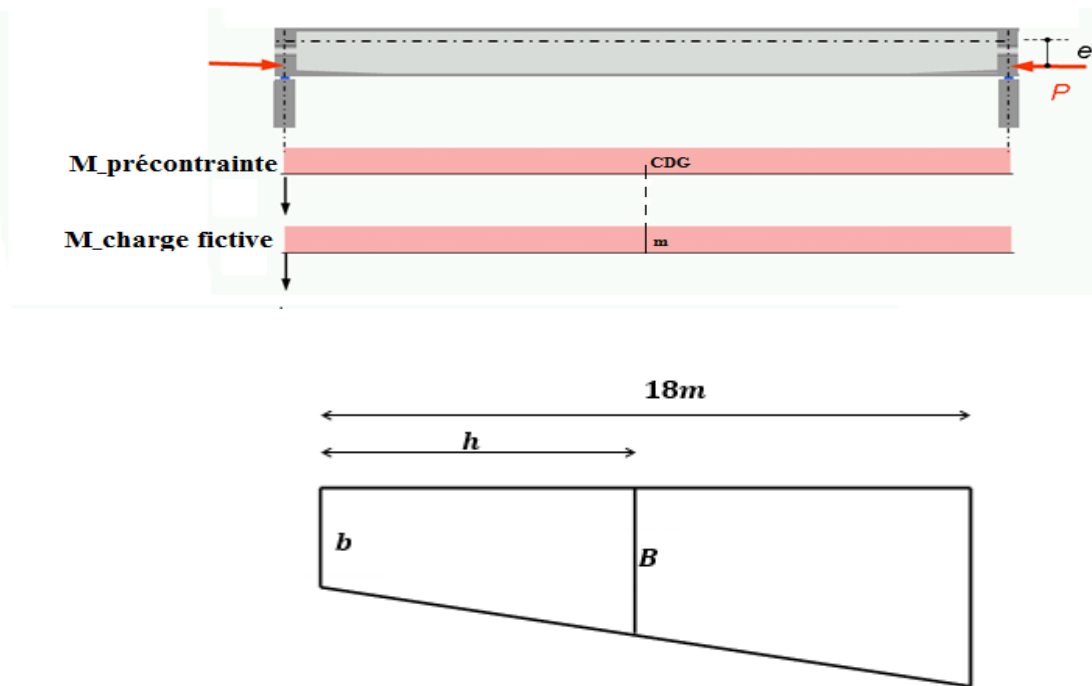


Figure.X.1 : Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée on a :

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{p0} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

$N_p$  = effort de précontrainte

$e$  = excentricité.

Dans un trapèze ( $h, b, B$ ), la distance ( $x$ ) de son centre de graviter à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \quad \text{et on a:} \quad f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t. m)
0	320,447	0,6177	197,94
L/4=9m	554,571	0,6177	342,496
L/2=18m	590,642	0,6177	364,839

Tableau X.3 : Calcul de moment sous la précontrainte.

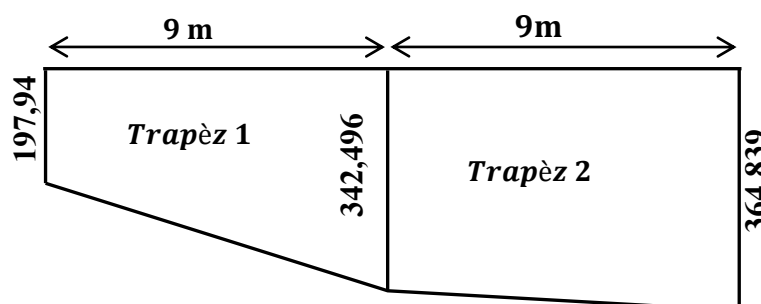


Figure.X.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

#### X.2.4 Flèche de construction

La contre flèche de précontrainte est nettement inférieur à la flèche du poids propre de la poutre. Celle-ci prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le haut pour limiter la contre flèche due à la précontrainte dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_g) = \frac{3}{4} (3,9 - 9,89) = -5,99 \text{ cm}$$

## X.2.5 Flèche total

## X.2.5.1 En service à vide

	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_i$ (m)	$A_i X_i$ (m <sup>3</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$E$ (m <sup>3</sup> )	$f_p$ (m)
Trapèze 1	2431,962	4,91	11940,93			
Trapèze 2	3183,0075	4.55	14482,68	50491835,66	13160,505	-0,039

Tableau.X.4 : Calcul de la flèche  $f_p$ .

$$f = f_c + f_G + f_p = -3,9 + 9,89 - 5,99 = 0 \text{ cm}$$

$$f = 0 < \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

## X.2.5.2 En service en charge

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = -3,9 + 9,89 - 5,99 + 8,56 = 8,56 \text{ cm}$$

$$f = 8,56 < \frac{L}{300} = \frac{3600}{300} = 12 \text{ cm} \quad (\text{CV})$$

## X.3 Calcul des rotations

## X.3.1 Sous le poids propre

La rotation ( $\beta$ ) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = 13160,505 \text{ MPa}$$

$$I_G = 50491835,66 \text{ cm}^4$$

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{486,86 \times 36}{3 \times 13160,505 \times 10^2 \times 50491835,66 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00879 \text{ rad}}$$

$$\beta_G = \mathbf{8,79.10^{-3} \text{ rad}}$$

### X.3.2 Sous les surcharges

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{421,54 \times 36}{3 \times 13160,505 \times 10^2 \times 50491835,66 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00761 \text{ rad}}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \mathbf{7,61.10^{-3} \text{ rad}}$$

### X.3.3 Sous la précontrainte

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int M_x dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\begin{aligned} \beta_p &= -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{\left(\frac{(342,496 + 197,94) \times 9}{2} + \frac{(364,839 + 342,496) \times 9}{2}\right)}{13160,505 \cdot 10^2 \times 50491835,66 \cdot 10^{-8}} \\ &= \mathbf{-0,00845 \text{ rad}} \end{aligned}$$

## X.4 Rotation résultante

### X.4.1 En service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,00879 - 0,00845 = 0,00034 \text{ rad} = \mathbf{0,34 \times 10^{-3} \text{ rad}}$$

### X.4.2 En service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{\text{sur}} = 0,00879 - 0,00845 + 0,00761 = \mathbf{7,95 \times 10^{-3} \text{ rad}}$$

## X.5 Calcul des déplacements d'appuis

### X.5.1 Déplacements due à la rotation

$$\Delta_{\beta} = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{7,95 \times 10^{-3} \times 212}{2} = \mathbf{0,8427 \text{ cm}}$$

### X.5.2 Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant :  $\varepsilon_r = \mathbf{1,846 \cdot 10^{-4}}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1,846 \cdot 10^{-4} \times 36}{2} = \mathbf{0,332 \text{ cm}}$$

### X.5.3 Déplacements due au fluage

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

$\sigma_p$ : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{45} = 39125,826 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 6,051 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 6,051}{39125,826} = \mathbf{3,09 \times 10^{-4}}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{3,09 \times 10^{-4} \times 36}{2} = \mathbf{0,556 \text{ cm.}}$$

**X.5.4 Déplacement du a la variation de la température**

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3600}{10000} = \mathbf{0,36 \text{ cm}}$$

**X.5.5 Déplacement total**

$$\Delta_{\max}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 0,8427 + 0,332 + 0,556 + 0,36$$

$$\Delta_{\max}^+ = \mathbf{2,0907 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{\max}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = 0,8427 + 0,332 + 0,556 - 0,36$$

$$\Delta_{\max}^- = \mathbf{1,3707 \text{ cm}}$$

**X.6 Conclusion**

Ce chapitre est réservé au calcul des déformations de la poutre (calcul des flèches), des rotation et déplacements au niveau d'appuis.



# Chapitre XI :

*Équipements de pont*

## **XI.1 Introduction**

Les tabliers des ponts reposent, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc.

Les déplacements du tablier sont dus aux :

- Variation de température.
- Des rotations dues aux surcharges.
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...

Il existe quatre types d'appareils d'appui :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

## **XI.2 Les appareils d'appui en élastomère fretté**

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe) renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte".

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforcer. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées,

dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir.

L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

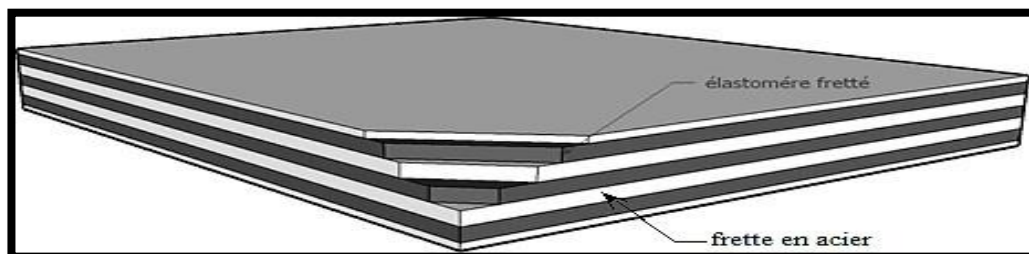
Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

A cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre ;
- Facilité de réglage et de contrôle ;
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- Ils n'exigent aucun entretien ;
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



**Figure.XI.1** : Appareil d'appui en élastomère frettée (guide SETRA).

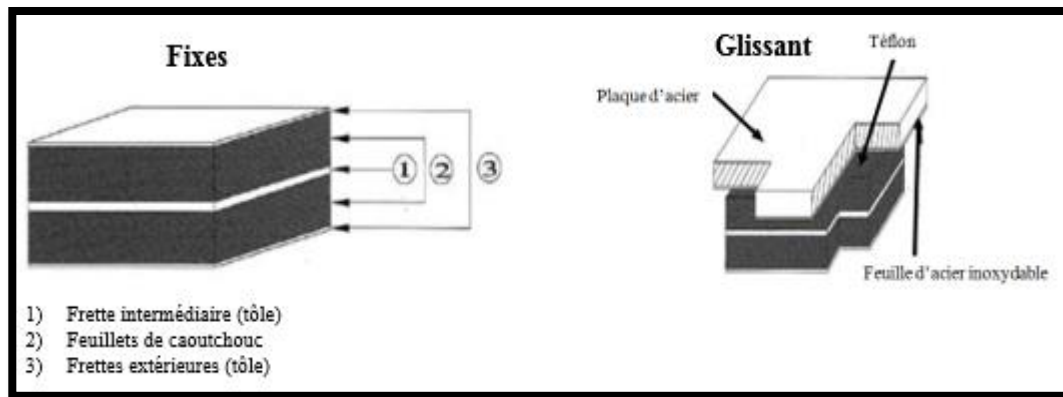


Figure.XI.2 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

### XI.3 Dimensionnement des appareil d'appui

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère.

Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement  $G$ .

**a** : le petit côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

**b** : le grand coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

**t** : épaisseur d'un feuillet.

**e** : épaisseur d'une frette intermédiaire

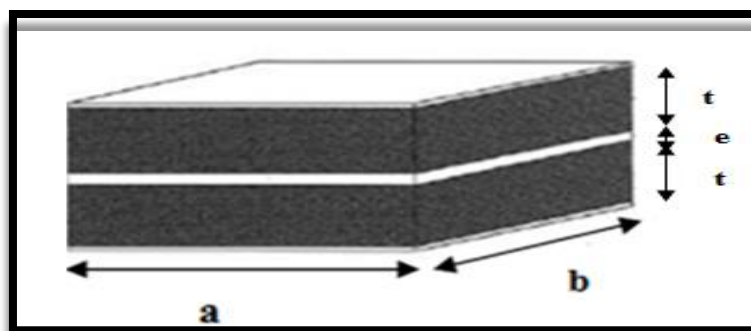


Figure.XI.3 : Appareil d'appuis.

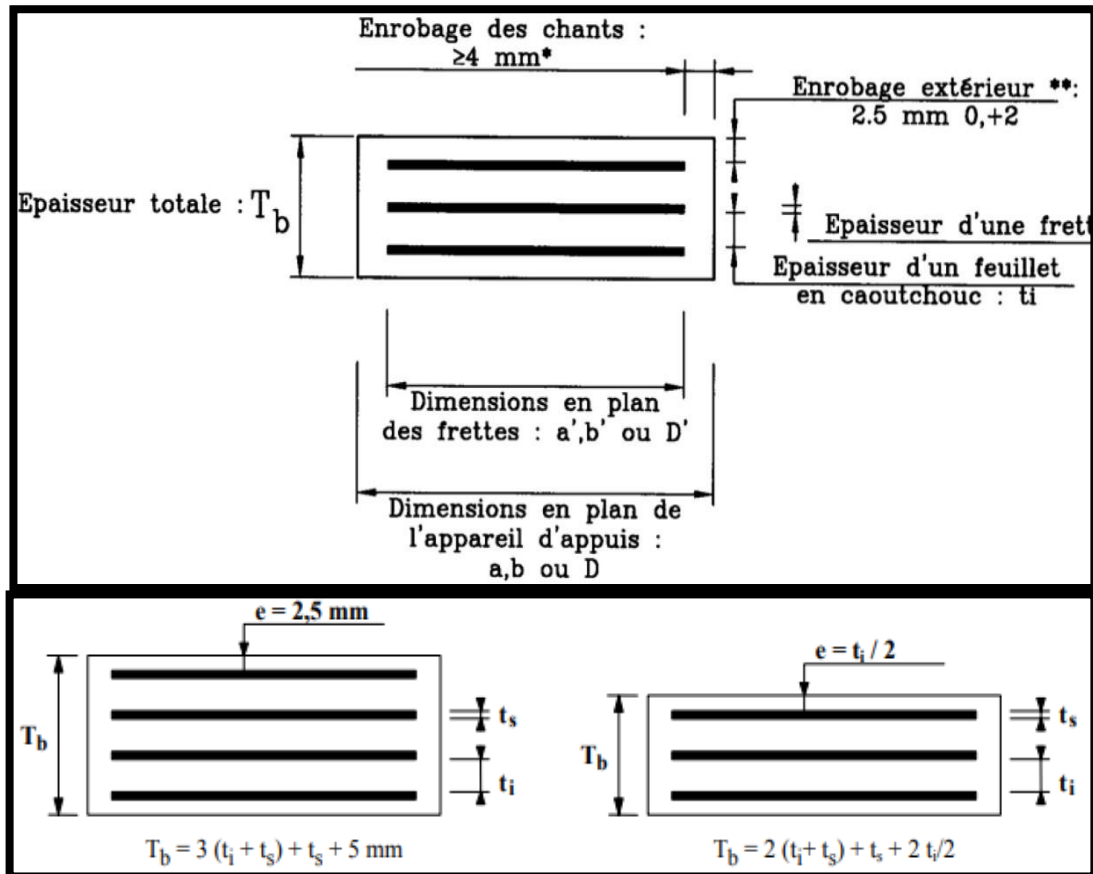


Figure.XI.4 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN.1337-3.

### XI.3.1 Aire de l'appareil d'appui

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante (condition de non écrasement) :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a.b}$$

Avec :  $\sigma_m$  : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 Kg/cm<sup>2</sup>.

a : Coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).

b: Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).

$N_{max}$ : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$a.b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$N_{\max} = 64,007 \text{ t} \Rightarrow a \cdot b \geq 0,04267 \text{ m}^2$$

On prend : **a = 35 cm** et **b = 40 cm**

$$a \times b = 35 \times 40 = 1400 \text{ cm}^2 > 426,7 \text{ cm}^2 \dots \text{c.v.}$$

### XI.3.2 Épaisseur nette de l'élastomère

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, en pratique il est recommandé de respecter la double condition :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \quad 3,5 \leq T \leq 8$$

$$a \leq b$$

$$\text{On prend : } T = 7 \text{ cm} \quad T = n \times t \text{ et } t = 1 \text{ cm}$$

$$n = \frac{T}{t} \Rightarrow n = 7$$

### XI.3.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 1(35+40)} = 9,33$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{64,007 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 4,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa}$$

Dans les cas usuels, on respectera les valeurs suivantes (en mm).

Feuillets élémentaires	Frettes intermédiaires
8	2
10	3
12	3
20	4

Tableau.XI.1 : Épaisseur des frettes en mm.

$$t_s \geq \frac{350 \times 4,57}{9,33 \times 220} = 0,78 \text{ mm} \Rightarrow t_s \geq 2 \text{ mm}$$

On prend :  $t_s = 3 \text{ mm}$ .

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera :  $T_a = 350 \times 400 \times 7 \times (10 + 3)$

### XI.3.4 Caractéristique de l'appareil d'appui

Caractéristique de l'appareil d'appui	
forme	Rectangle
Nombre d'appareil d'appuis	8
Nombre des frettes	7
Epaisseur élastomère $t_i$ (m)	0.01
$e$ (m)	0.0045
Epaisseur $T_q$ (m)	0.069
Epaisseur $T_e$ (m)	0.069
Epaisseur des frettes (m)	0.003
$a$ (m)	0.35
$b$ (m)	0.40
Aire ( $m^2$ )	0.14
$a'$	0.341
$b'$	0.391
$A' = a' \times b'$	0.133331
Module de cisaillement sous charges de service ( $t/m^2$ )	90
Module de cisaillement sous séisme ( $t/m^2$ )	120

Tableau.XI.2 : Caractéristique de l'appareil d'appui.

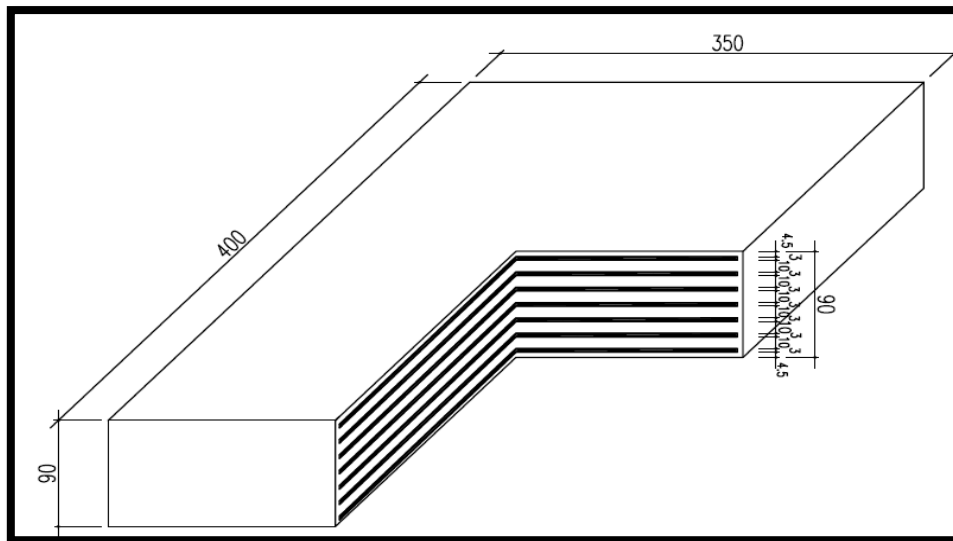


Figure.XI.5 : Détail de l'appareil d'appuis choisis (en mm).

#### XI.4 Les efforts horizontaux en tête des appuis

Les efforts horizontaux exercés sur le tablier (freinage, vent ...) sont transmis aux différents appuis, selon une répartition qu'il convient de déterminer. Il faut, d'autre part, calculer les efforts développés par le tablier en tête des appuis, du fait des déplacements imposés à ces derniers par les déformations de la structure (retrait, fluage, température).

Sur un ouvrage isostatique le point fixe (déplacement nul) se situe à mi travée

$$X_0 = L/2 = 18 \text{ m.}$$

Les efforts horizontaux exercés sur la surface de l'hourdis ont plusieurs origines, on cite :

- Réactions de freinage des systèmes  $A(L)$  et  $B_c$
- Action sismiques
- Effet du vent
- Déformations du tablier



**XI.4.1 Déformation due à la température**

**Température uniforme :** La température uniforme se traduit par un allongement

(Rétrécissement) de la poutre elle engendre un déplacement  $\Delta l_t$

$$\Delta T = 30^\circ \text{C} \quad \Longrightarrow \quad \varepsilon_t = 3 \cdot 10^{-4} m$$

$$\Delta_t = X_0 \times \varepsilon_t = 0,63 \text{cm}$$

**XI.4.2 Déplacements due au retrait**

La valeur moyenne du retrait étant :  $\Delta T = 15^\circ \text{C}$        $\varepsilon_r = 1,5 \cdot 10^{-4} m$

$$\Delta_r = \frac{1,5 \times 10^{-4} \times 36}{2} = 0,27 \text{cm}$$

**XI.4.3 Déplacements due au fluage**

$$\Delta T = 30^\circ \text{C} \quad \varepsilon_{fl} = 1,5 \cdot 10^{-4} m$$

$$\Delta_{fl} = X_0 \times \varepsilon_{fl} = 0,27 \text{cm}$$

$$U = 0,27 + 0,27 + 0,63 = 1,17 \text{ cm}$$

**XI.5 Répartition des efforts sur les appuis****XI.5.1 Action dynamique (efforts due au freinage)****a. Système B<sub>C</sub>**

Un seul camion est supposé freiné avec :  $H_{BC} = 30 \text{ t}$ .

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 8} = 1,875 \text{ t} \quad (\text{Par poutre}).$$

**b. Système A(I)**

La force de freinage maximale est donnée par le cas de trois voies chargées.

$$H_{A(I)} = \frac{A}{20 + 0,0035.S}$$

$$H_{A(I)} = F_A = 15,26 \text{ t (Calculé dans le chapitre 4)}$$

- Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{15,26}{2 \times 8} = \mathbf{0,95 \text{ t}}$$

**XI.5.2 Effort due au vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ( $p = 200 \text{ Kg/m}^2$ ) sur toute la surface du pont.

$$S = 36 \times 2,5 = \mathbf{90 \text{ m}^2}$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left( \frac{90}{2 \times 8} \right) = \mathbf{1,125 \text{ t}}$$

**XI.5.3 Effort due au séisme**

- Horizontalement :  $F_{ah} = 0,25G$
- Verticalement :  $F_{av} = \mp 0,075G$

Avec le poids propre du tablier :  $G = \mathbf{833,95 \text{ t}}$

$$F_{ah} = 0,25 \times 833,95 = \mathbf{208,49 \text{ t}}$$

$$F_{av} = 0,075 \times 833,95 = \mathbf{62,55 \text{ t}}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme :

$$F_{ah} = \frac{208,49}{2 \times 8} = \mathbf{13,03 \text{ t}}$$

$$F_{av} = \frac{62,55}{2 \times 8} = 3,91 \text{ t}$$

### XI.6 Vérification des appareils d'appui

#### XI.6.1 Calcul des contraintes de cisaillement

##### XI.6.1.1 Contrainte due à l'effort normal (N)

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left( \frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{max}}{a.b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left( \frac{N_{max}}{\beta.a.b} \right)$$

$\beta$  : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 1(35+40)} = 9,33$$

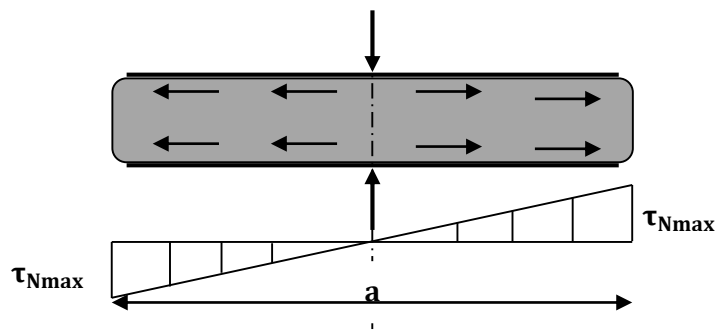


Figure.XI.6 : Diagramme contraint de cisaillement.

$$\tau_N = 1,5 \left( \frac{64,007 \times 10^{-2}}{9,33 \times 0,35 \times 0,40} \right) = 0,74 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 0,74 < 3G = 2,7 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

##### XI.6.1.2 Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{ Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{ Si l'action H due au séisme.}$$

$\tau_{H1}$ : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

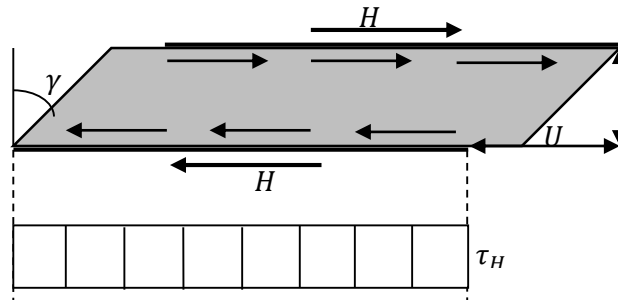


Figure.XI.7 : Effort de cisaillement max sur l'appareil d'appui.

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T} = \frac{0,9 \times 1,17 \times 10^{-2}}{9 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,117 \text{ Mpa}}$$

$\tau_{H2}$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left( \frac{H}{a \cdot b} \right) = \left( \frac{0,117 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,00836 \text{ Mpa}}$$

$$0,117 + 0,5 \times 0,00836 = \mathbf{0,1212 \text{ Mpa}} < 0,7 \times 1,2 = \mathbf{0,840 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\tau_{H2} = \left( \frac{H}{a \cdot b} \right) = \left( \frac{13,03 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = \mathbf{0,931 \text{ Mpa}}$$

$$0,117 + 0,5 \times 0,931 = \mathbf{0,582 \text{ Mpa}} < 1,3 \times 1,2 = \mathbf{1,56 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**XI.6.1.3 Contrainte de cisaillement due à la rotation**

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \cdot a^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$\alpha_0 = 1 \text{ \% rad}$  : Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = -0,008 \text{ rad}$  : Rotation en service à vide.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,9 \times 350^2(-0,008 + 0,01)}{2 \times 7^2 \times 7} = \mathbf{0,3214 \text{ Mpa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$$

$$0,74 + 0,1212 + 0,3214 = \mathbf{1,1826 \text{ Mpa}} < 5 \times 0,90 = 4,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**XI.6.1.4 Condition de non soulèvement**

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

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre de la poutre de rive.}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{58,911 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 4,2079 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{10} = \frac{-0,008 + 0,01}{10} = 0,0002 \text{ rad}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 7^2 \times 4,2079}{9,33 \times 350^2 \times 0,9} = 0,000608 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0,0002 \leq 0,000608 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**XI.6.1.5 Condition de non glissement**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2\text{Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{avec: } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bons, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{58,911 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 4,2079\text{MPa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,261$$

Pour les efforts minimaux ( $N_{\min}$ ) on a comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,9 \times 1,17 \times 10^{-2}}{7 \times 10^{-2}} (0,35 \times 0,40) = 0,0211 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 4,255 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,0211 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,261 \times 58,911 \times 10^{-2} = 0,154 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\epsilon_{h \min}} = 4,255 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{\epsilon_h} = 0,0211 \leq f \cdot N_{\min} = 0,154 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right\}$$

➤ **Conclusion**

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

**XI.7 Les dés d'appuis**

Les dés d'appuis ont des fonctions essentielles :

- 1- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- 2- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- 3- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- 4- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

**XI.7.1 Dimensionnement des dés d'appui**

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5 cm.



Le dé d'appui aura les dimensions suivantes :

$$H_{\text{dé}} \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)}$$

a et b sont les dimensions de l'appareil d'appui (a × b= 40×50 cm.

On prend :

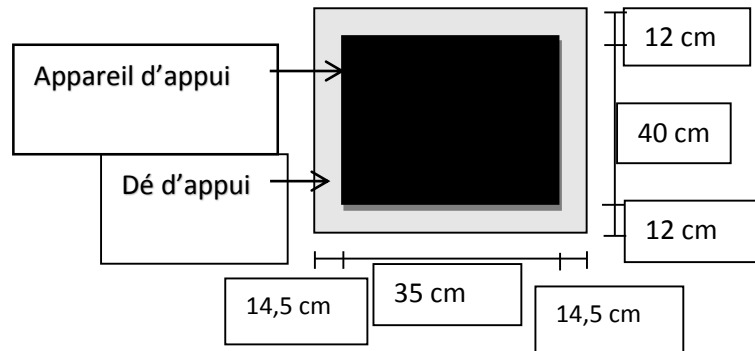
**H<sub>dé</sub> = 25 cm avec : a<sub>1</sub>= 60 cm et b<sub>1</sub>= 70 cm**

A = a + 29cm =64cm

B = b + 29cm =64cm

B<sub>0</sub> = a × b =1400cm<sup>2</sup>

P<sub>0</sub> = 2(a + b) =150cm



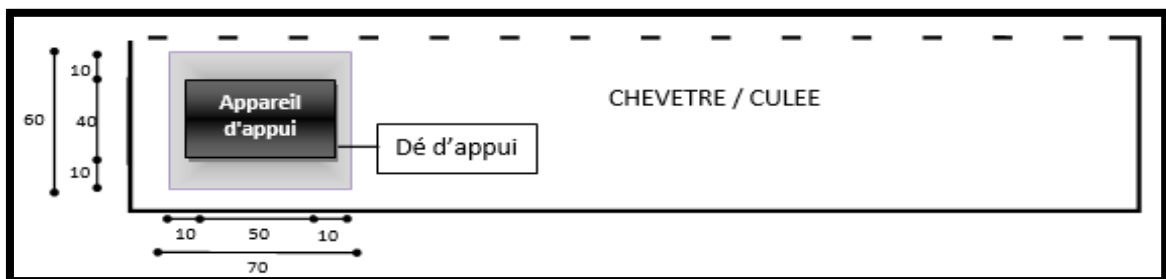
B<sub>0</sub> : Surface de néoprène.

**Figure.XI.8** : Dimensionnement de l'appareil d'appuis.

P<sub>0</sub>: Le périmètre de néoprène

$$h > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1360}{150} = 9,333$$

On prend : **h= 16 cm**



**Figure.XI.9** : Dimensions de l'appareil d'appui et de dé d'appui.

### XI.7.2 Ferrailage de dé d'appui

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pille des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles-ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5 % pour les évacuations des eaux.

#### XI.7.2.1 Armatures de chaînages

Elle doit reprendre l'effort  $N_{\max}$ , donnée par les deux combinaisons suivantes :

- ELU :  $N_{\max} = 99,534 \text{ t} = 0,99534 \text{ MN}$
- ELS :  $N_{\max} = 58,911 \text{ t} = 0,58911 \text{ MN}$

Dou:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left( \frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,25 \times 0,99534}{435} \right); \left( \frac{0,25 \times 0,58911}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max}\{5,72 \text{ cm}^2; 6,14 \text{ cm}^2\}$$

$A_S = 6,14 \text{ cm}^2$  Soit **5 HA 14 = 7,70 cm<sup>2</sup>**, dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

#### XI.7.2.2 Armatures de diffusion

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferrailage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferrailage d'éclatement).

##### ➤ Frettes inférieurs

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left( \frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max}\{0,00915 \text{ cm}^2; 0,982 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S \text{ inf}} = 0,982 \text{ cm}^2$$



➤ **Frettes supérieurs**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left( \frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left( \frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 2,30 \text{ cm}^2; 2,45 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S \text{ sup}} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S \text{ sup}} + A_{S \text{ inf}} = 3,432 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

➤ Cette armature est disposée dans les deux sens.

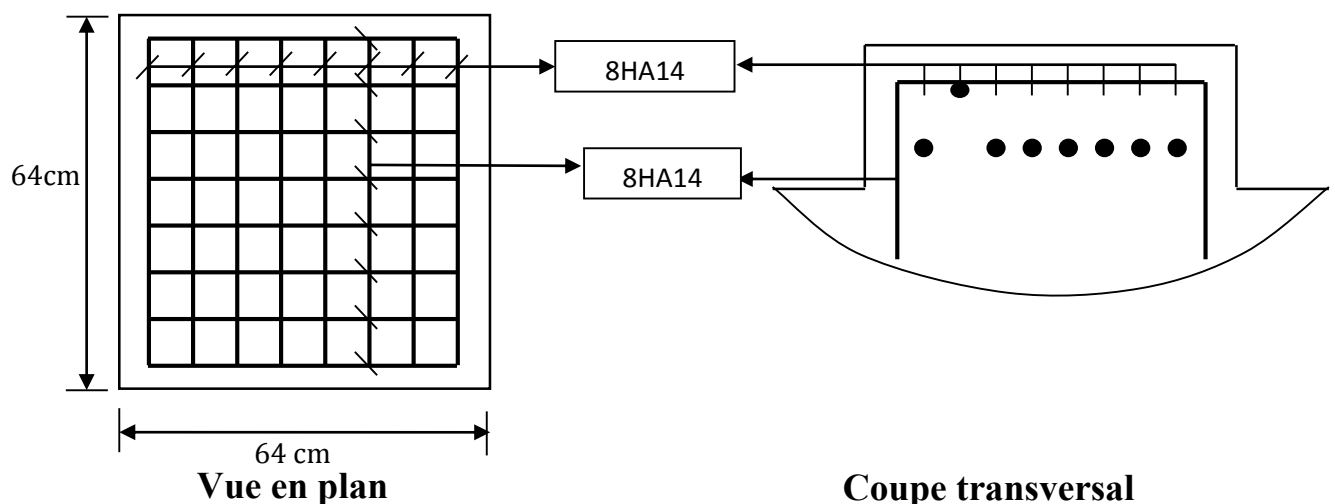


Figure.XI.10 : Ferrailage de dés d'appuis.

## XI.8 Joints de chaussée

Les caractéristiques du joint de chaussée sont déterminées, en particulier, par le souffle du joint et le trafic.

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plupart des cas, le joint est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix du type d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité de la circulation, il convient de choisir un joint léger (pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour), un joint se mi-lourd (pour un trafic compris entre

1000 et 3000 véhicules lourds par jour) ou un joint lourd (plus de 3 000 véhicules lourds par jour) dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

Sur ce dernier critère la, les joints sont classés en trois catégories à savoir :

- Les joints lourds, destinés aux chaussées dont le TJMA (trafic journalier moyen annuel) dépasse les 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds devant supporter un trafic variant entre 1000 et 3000 véhicules ;
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Les joints de chaussée doivent répondre à plusieurs critères notamment :

- Le critère de résistance ; en effet le joint de chaussée est censé garantir un bon comportement sous un trafic routier sans cesse de croissance.
- Outre le critère de résistance, le joint de chaussée doit assurer la continuité de l'étanchéité et contribuer à la bonne évacuation des eaux pluviales.

Dans le calcul des déplacements, on distingue ceux dus aux :

- Fluage ;
- Retrait ;
- La dilatation thermique ;
- Séisme.

➤ **Pour notre pont**

Le choix du joint est fait d'après le déplacement maximum qui peut être engendrerait selon les deux conditions suivantes :

Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, rotation et température), doit être inférieur à **W**.

- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au freinage, doit être inférieur à **1,3W**.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au séisme, doit être

inférieur à 1,3W.

W : Le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

✓ **Déplacement dû aux vibrations linéaires**

Précédemment calculé dans le chapitre des déformations, ou on a trouvé que :

$$\Delta_{max} = 1,3707 \text{ cm}$$

✓ **Déplacement dû au freinage**

$$\Delta_{hf} = \frac{T.H_f}{G.a.b}$$

Avec : T : Hauteur nette de l'élastomère.

G : Module de déformation transversale,  $G = 16 \text{ Kg/cm}^2$  Pour des variations instantanées.

H<sub>f</sub> : Effets de freinage développés par B<sub>c</sub>.

$$\Delta_{hf} = \frac{7 \times 25 \times 8}{16 \times 35 \times 40} = 0,063 \text{ cm}$$

✓ **Déplacement dû au séisme**

$$\Delta_{hs} = \frac{T.H_s}{G.a.b} = \frac{7 \times 1303 \times 8}{16 \times 35 \times 40} = 3,26 \text{ cm.}$$

✓ **Choix du type de joint**

$$\Delta_{max} + \Delta_{hf} = 1,3707 + 0,063 = 1,4337 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} + \Delta_{hs} = 1,3707 + 3,26 = 4,6307 \text{ cm}$$

➤ **Note**

Vue que notre pont se situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou se mi-lourd dont l'ouverture (souffle) est  $\geq 50 \text{ mm}$ .

On opte le choix d'un joint de chaussée **type GPE 160** qui permet un mouvement de  $\pm 60 \text{ mm}$ .

JOINT TYPE	H (mm)	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
GPE 160	64	730	100	640

Tableau.XI.3 : Détail joint de chaussée GPE 160.

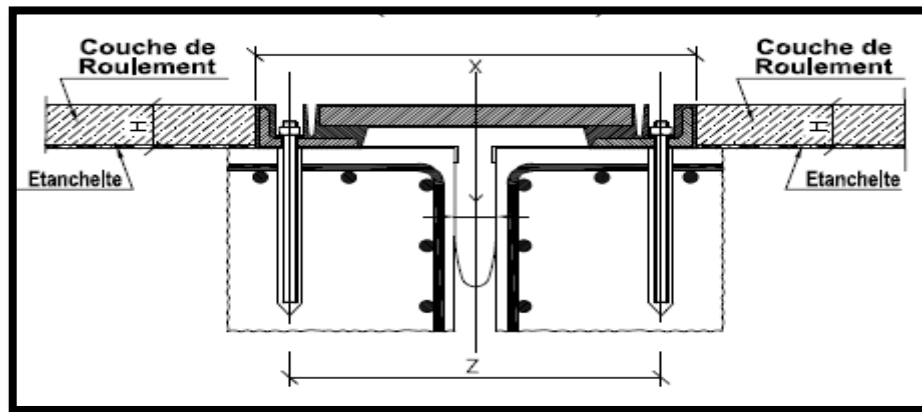


Figure.XI.11 : Joint de chaussée (type GPE).

## XI.9 Le revêtement du tablier

Le revêtement est assuré par :

### a. Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- Étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas) ;
- Étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthannes) ;
- Étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte ;
- Étanchéité par moyen haute cadence.

### b. Couche de roulement

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de  $22 \text{ KN/m}^3$  afin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

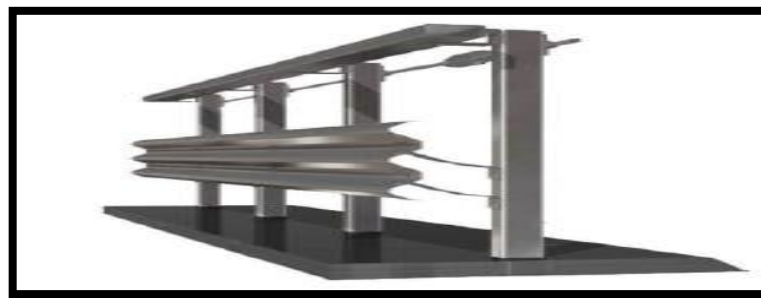
Dans notre ouvrage on utilise une couche de roulement de 7,5 cm d'épaisseur.

### **XI.10 Dispositifs retenue**

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps (dans notre ouvrage on utilise un dispositif de type H3) :

#### **a. Les glissières**

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.



**Figure.XI.12** : Dispositif de retenue (glissière).

#### **b. Le garde-corps**

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

Dans notre projet en acier galvanisé, composés de glissières de sécurité de niveau H3.

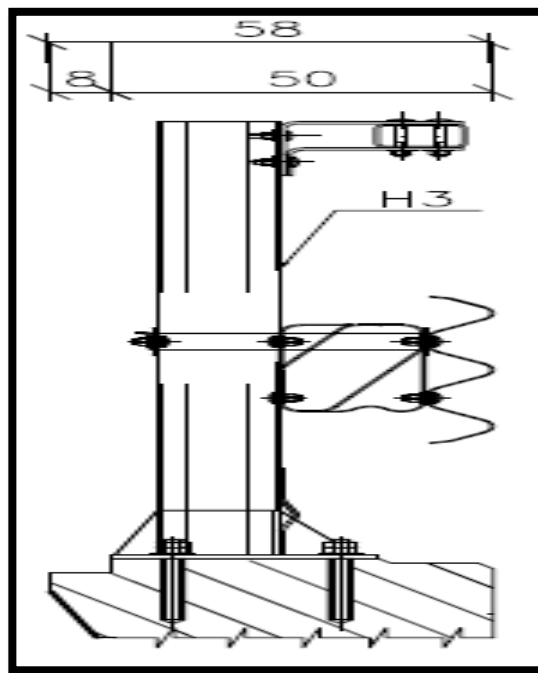


Figure.XI.13 : Garde- corps H3.

### c. Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux ;
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

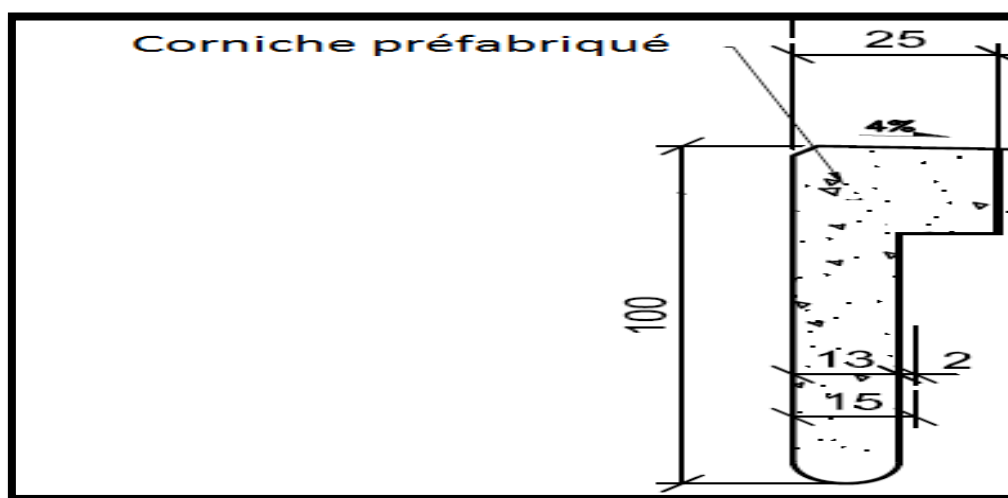


Figure.XI.14 : Une corniche.

**d. Évacuation des eaux**

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies).

La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui doit être convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes. Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste.

Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

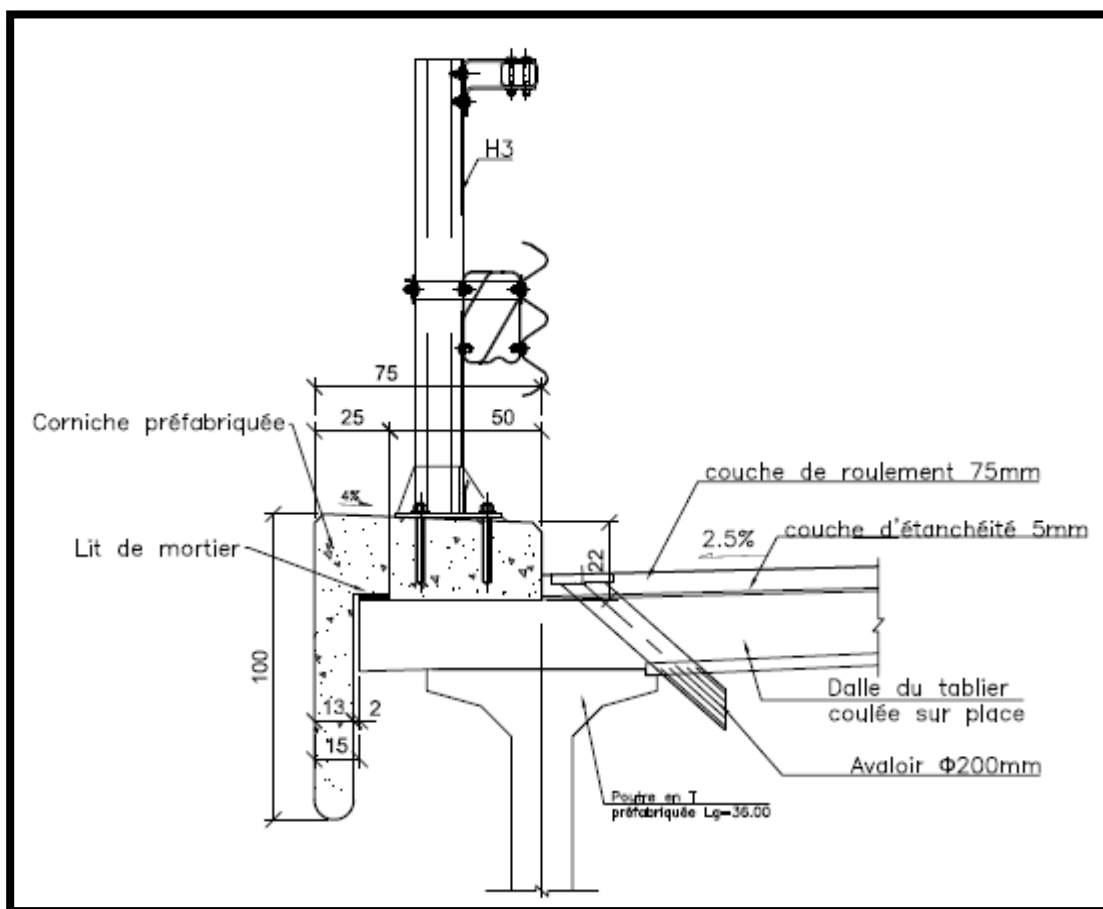


Figure.XI.15 : Disposition des avaloirs de diamètre  $\varnothing 200\text{mm}$ .



# Chapitre XII :

*Étude de la pile*

## **XII.1 Introduction**

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fût et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur dimensionnement dépend de :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique ;
- Aquatique, terrestre ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Urbain ou rural.

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 pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

## **XII.2 Choix du type de fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantations de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Dans notre ouvrage nous avons opté la solution d'une pile sur poteaux pour les raisons suivantes :

- Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet

les efforts au sol par les fûts et puis la semelle et d'évite l'implantation d'un obstacle fasse à la cours d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

- Les principaux types de fondation à rencontrer en pratique sont :

Les fondations superficielles et les fondations profondes où les pieux se distinguent selon leur mode de réalisation : pieux forés, pieux battus, pieux moulés sur place avec chemise récupérée, ou laissé sur place.

- Le choix d'un type de pieu dépend des caractéristiques géotechniques des sols en place, hydrauliques (les nappes d'eau, risque de liquéfaction dans le cas de sable fin saturés d'eau).

Le rapport de sol propose des fondations profondes type pieux forés de 14 m de longueur.

### **XII.3 Pré-dimensionnement de la pile**

Pour notre projet, on adopte pour chaque sens de la pénétrante autoroutière une pile colonne (à 3 fûts) les dimensions de la pile.

#### **XII.3.1 Le fût**

Chaque pile possède trois fûts de formes cylindriques et de diamètre constant, leur rôle est de transmette les efforts à la semelle, la hauteur des fûts est imposée par les caractéristiques géométriques du terrain naturel, c'est des fûts plein en béton armé avec en tête, un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont, ils sont encastrés dans une semelle rectangulaire de dimensions **(13,2×9,6×2,5) m**. Ils ont les dimensions géométriques suivantes :

- Le diamètre  $D$  est fixée à  $= 2$  m ;
- Hauteur variable à cause de la concavité du terrain :

$$\mathbf{H = 13,937\ m\ (la\ plus\ haute).}$$

### XII.3.2 Le chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges au fût, il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui.

- Longueur :  $L = 7 \times 1,7 + 0,55 + 0,60 = 13,05 \text{ m}$ .
- Largeur :  $b = 0,65 \times 2 + 1,1 = 2,40 \text{ m}$ .
- Hauteur :  $H = 1,50 \text{ m}$ .

### XII.3.3 La semelle

D'après le rapport du sol, le système de fondation recommandé est une semelle sur pieux, qui a pour rôle de solidariser les pieux en tête pour avoir une bonne transmission des charges. D'après FOND72 (fascicule 04) :

- Le diamètre de pieux :  $\phi_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$ .
- Entre axe des pieux :  $X = 3 \cdot \phi_{\text{pieu}} = 3,6 \text{ m}$ .
- Largeur de la semelle :  $B_{\text{semelle}} = 13,20 \text{ m}$ .
- Épaisseur de la semelle :  $E_s \geq 1,2 \cdot \phi_{\text{pieu}}$ , on adopte :  $E_s = 2,5 \text{ m}$ .
- Béton de propreté :  $0,10 \text{ m}$ .

### XII.3.4 Les pieux

Pour reprendre les charges et les surcharges de l'ouvrage, on adopte deux files de pieux (Pieux forées), chaque file est composée de quatre pieux diamètre  $\phi_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$  l'entraxe des pieux est de  $3,6 \text{ m}$  transversalement et longitudinalement.

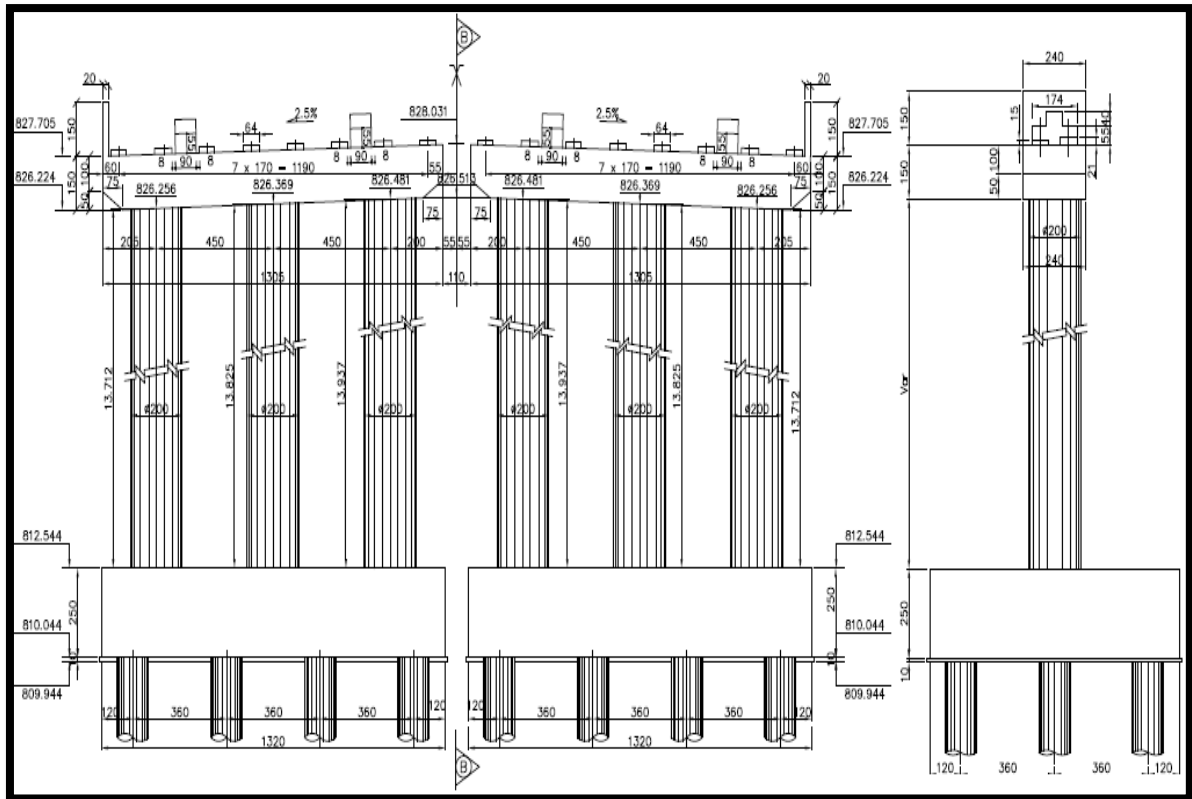


Figure.XII.1 : Vue de face (au-dessus) et vue de profil (à côté) de la pile.

### XII.4 Calcul de la pile

- La hauteur de la pile 18,137m (13,937 m hauteur de fût, 1,5 m épaisseur de chevêtre, semelle de 2,5 et 0,20 m hauteur de dé d'appui), dont les travées sont de 36 m.
- Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, Mc120,et D240.

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7
Hauteur de la pile (m)	14,132	18,137	15,634	14,134	11,154	10,64	11,66
Hauteur du fût (m)	9,932	13,937	11,434	9,934	6,954	6,44	7,46

Tableau XII.1 : Récapitulatif des hauteurs des futs et piles.

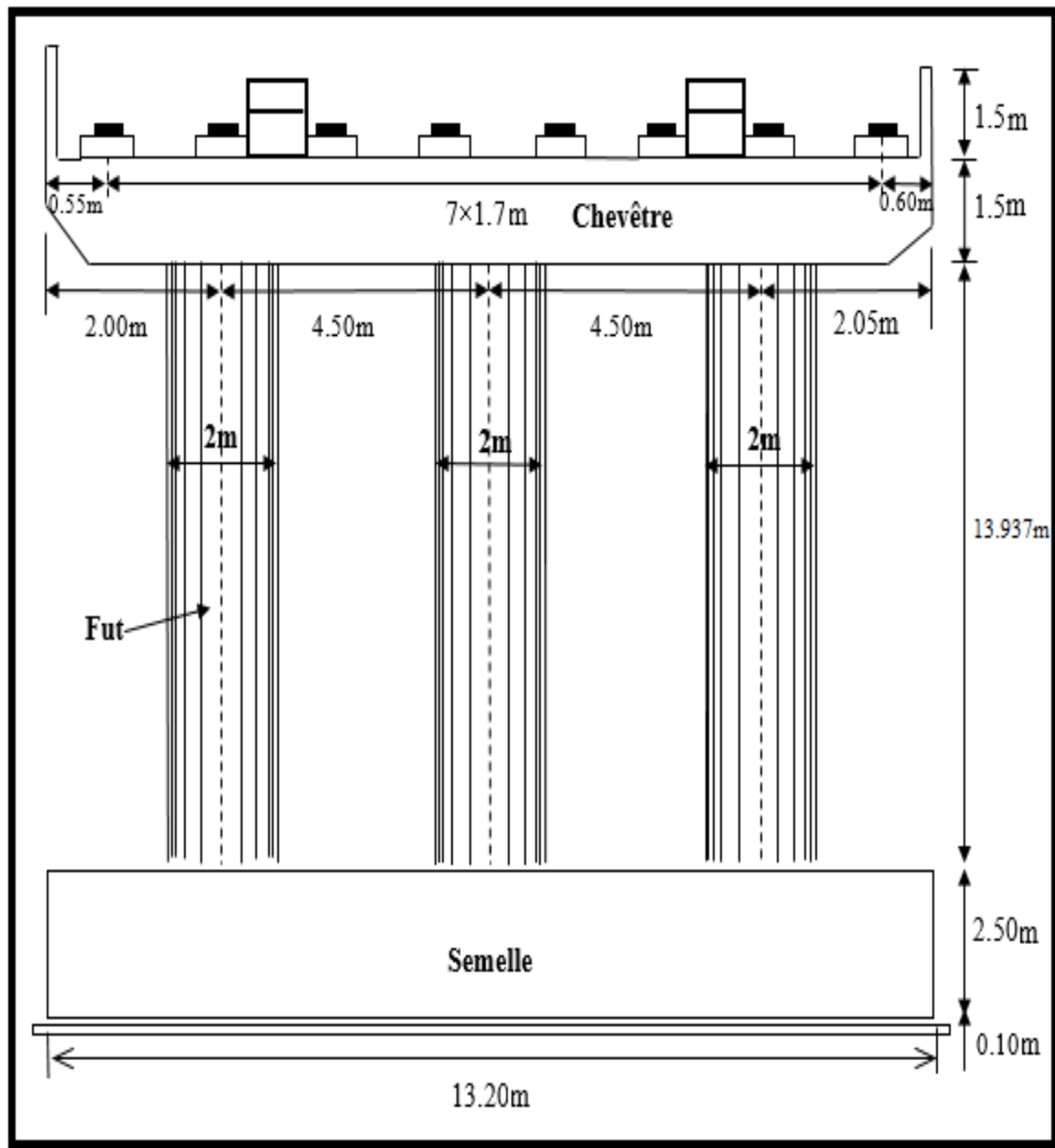


Figure.XII.2 : Coupe transversale P2.

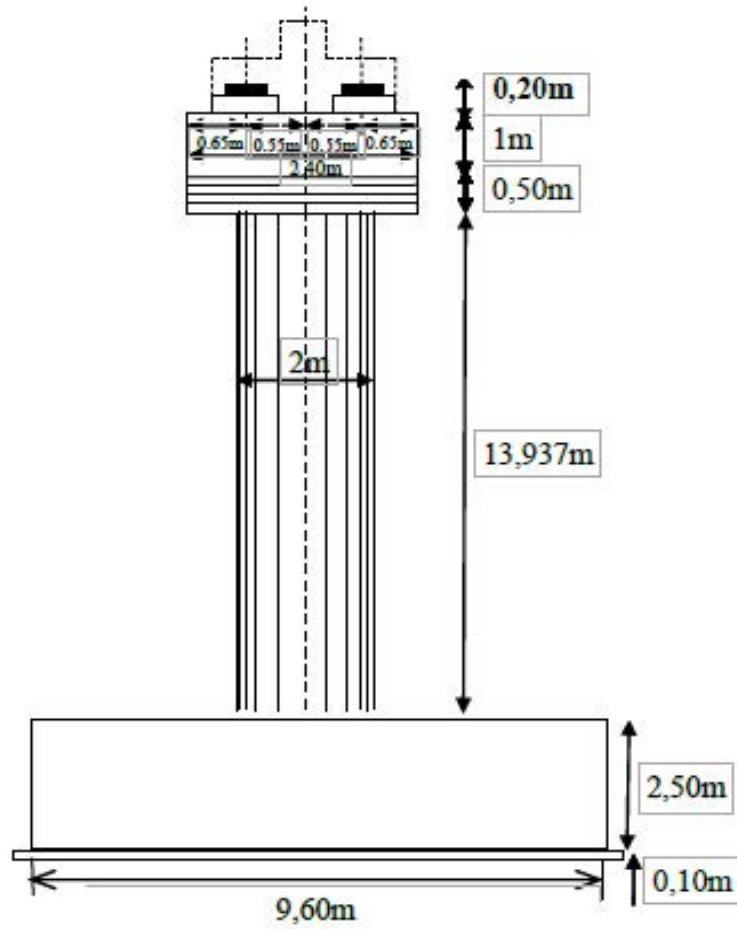


Figure.XII.3 : Coupe longitudinale P2.

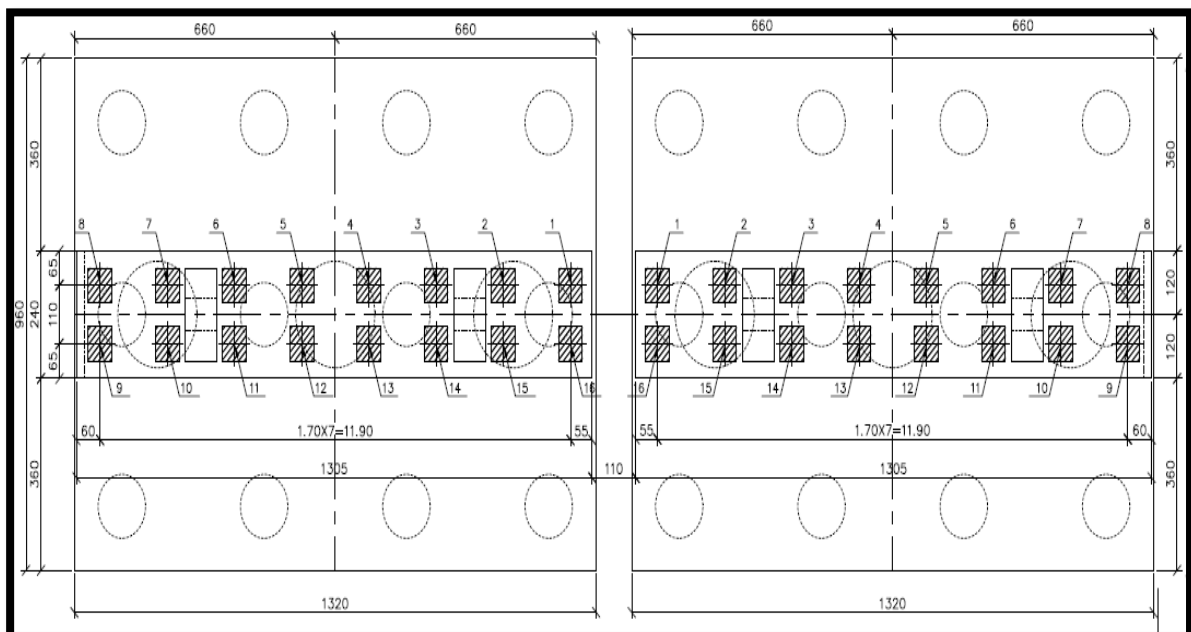


Figure.XII.4 : Vue en plan de la pile P2.

**XII.4.1 Répartition des charges et surcharges**

**XII.4.1.1 Charge permanente**

Le poids du tablier  $G_T = 833,95 \text{ t}$ .

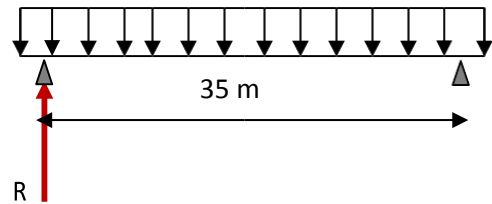
- **La réaction due à la charge permanente**

**Pour une seule travée chargée**

$$R = G_T/2 = 417,0 \text{ t}$$

**Pour deux travées chargées**

$$R_{TOT} = 2 \times R = 834,95 \text{ t}$$



**XII.4.1.2 Surcharges**

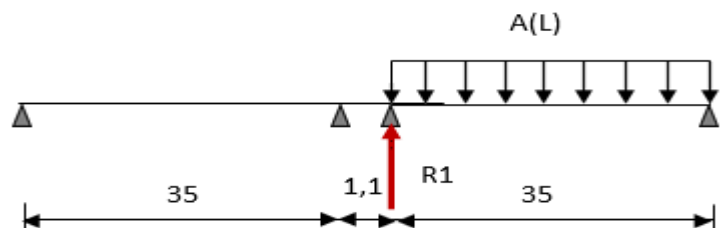
- a. **Système A(L)**

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)} = 0,9959 \text{ t/m}^2$$

$a_1 = 1 ; a_2 = 0,95$

- **Une seule travée chargée**

$L = 35 \text{ m}$





	a1	a2	A(L) (t/m <sup>2</sup> )	A(t/ml)
1voie	1,00	0,95	0,99	$1 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = 3,45$
2voies	1,00	0,95	0,99	$1 \times 2 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = 6,90$
3voies	0,9	0,95	0,99	$0,9 \times 3 \times 0,95 \times 0,99 \times 3,67 = 9,32$

• **Trois voies chargées**

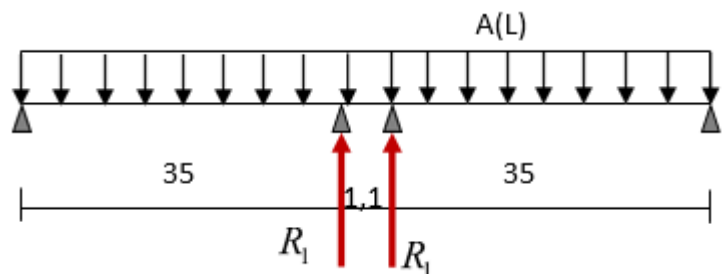
$$R_1 = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{9,32 \times 35}{2} = 164,54 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = \frac{R_1 \times 1,1}{2} = 90,50 \text{ t.m}$$

➤ **Deux travées chargées**

$$L' = (35 \times 2) + 1,1 = 71,1 \text{ m}$$

$$A(L') = 0,6632 \text{ t/m}^2$$



	a1	a2	A(L) (t/m <sup>2</sup> )	A(t/ml)
1voie	1,00	0,95	0,6632	$1 \times 0,95 \times 0,6632 \times 3,67 = 2,31$
2voies	1,00	0,95	0,6632	$1 \times 2 \times 0,95 \times 0,6632 \times 3,67 = 4,62$
3voies	0,9	0,95	0,6632	$0,9 \times 3 \times 0,95 \times 0,6632 \times 3,67 = 6,26$

- Trois voies chargées

$$R_T = (A(L') \times L) = 219,29 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

**b. Système Bc**

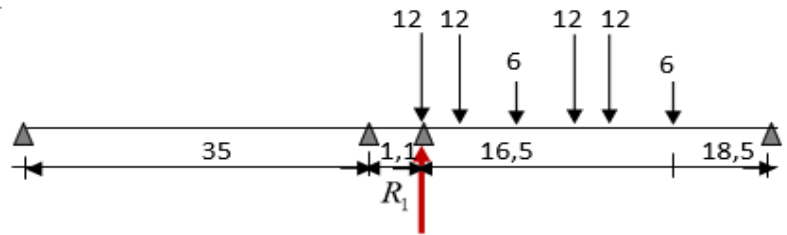
$$\delta_{BC} = 1,080$$

$$b_c = 0,95 \text{ Pour 3VC}$$

➤ Une seule travée chargée

$$35 \times R_1 = 6(18,5 + 29) + 12(23 + 24,5 + 33,5$$

$$+ 35) R_1 = 47,91 \times 1,080 \times 3 \times 0,95 = 147,47 \text{ t}$$



$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2 = 81,11 \text{ t.m}$$

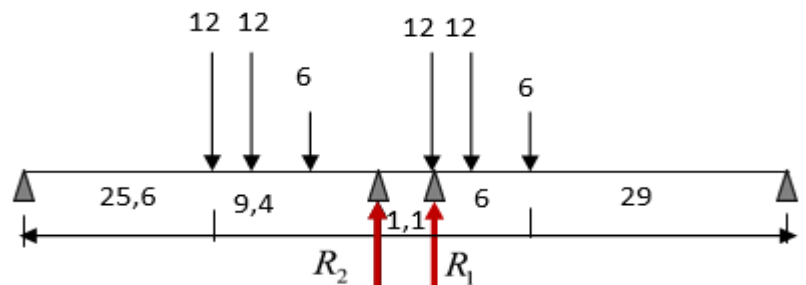
➤ Deux travées chargées

$$R_1 \times 35 = 6(29) + 12(35 + 33,5)$$

$$R_1 = 28,46 \times 0,95 \times 1,080 \times 3 = 87,60 \text{ t}$$

$$R_2 \times 35 = 6(31,6) + 12(25,6 + 27,1)$$

$$R_2 = 23,49 \times 0,95 \times 1,080 \times 3 = 72,30 \text{ t}$$



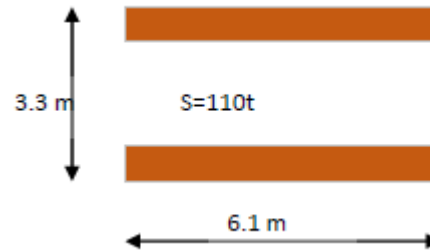
$$R_T = R_1 + R_2 = 159,9 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 8,415 \text{ t.m}$$

**c. Système Mc120**

$$\delta_{MC120} = 1,069$$

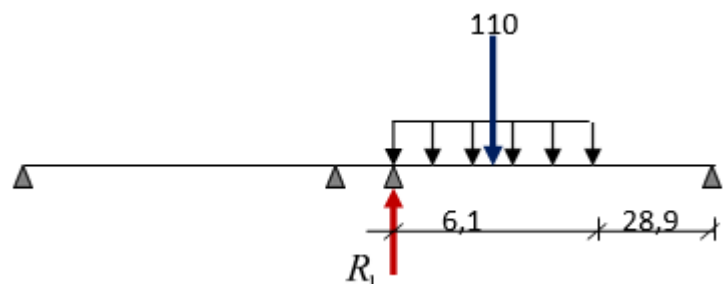


➤ Une seule travée chargée

$$35 \times R_1 = 110 \times (28,9 + 6,1/2) \times 1,069$$

$$R_1 = 107,34 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2 = 59,04 \text{ t.m}$$



➤ Deux travées chargées

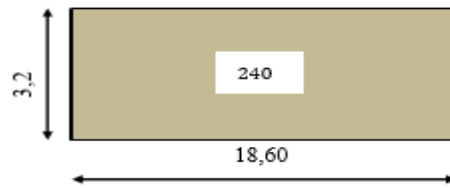
$$35 \times R_1 = 55 \times (35 - (3,05/2 - 1,1/2)) \times 1,069$$

$$R_1 = 57,16 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 114,31 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

**b. Système D240**

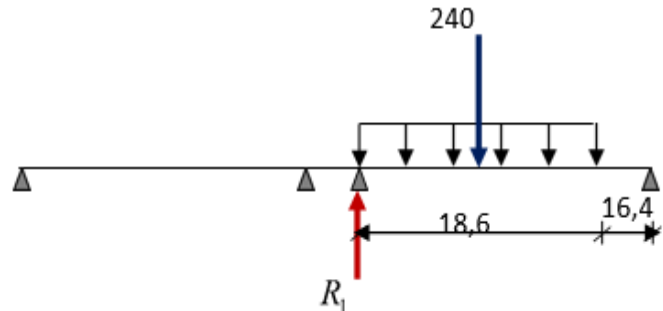


➤ **Une seule travée chargée**

$$35 \cdot R_1 = 240 \times (35 - 18,6/2)$$

$$R_1 = 176,23 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2 = 96,93 \text{ t.m}$$



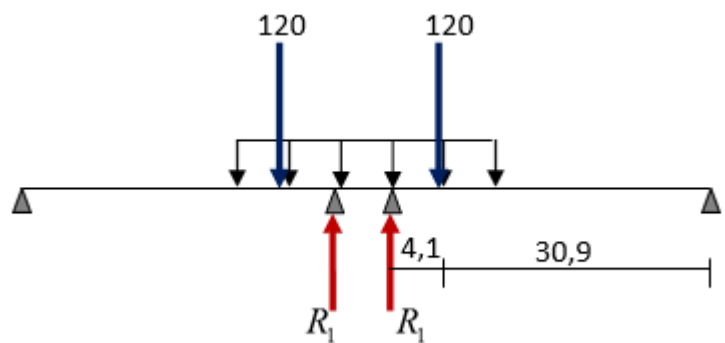
➤ **Deux travées chargées**

$$35 \times R_1 = 120 \times [35 - (9,3/2 - 1,1/2)]$$

$$R_1 = 105,94 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 211,89 \text{ t}$$

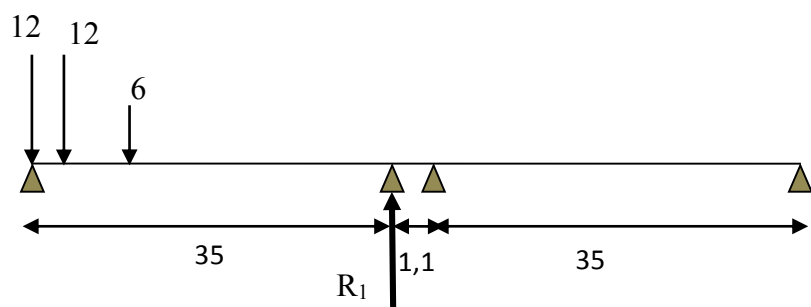
$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$



✓ **La réaction minimale sous le système Bc**

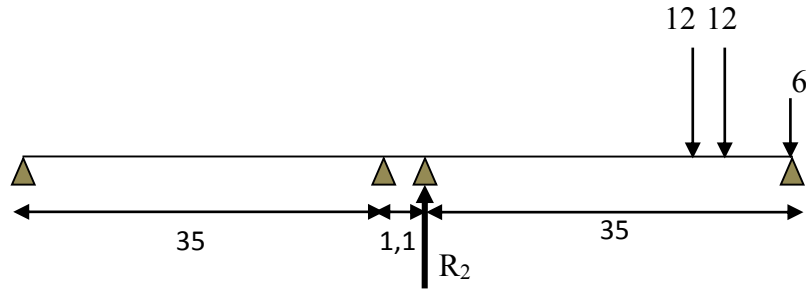
Cette réaction est due au système Bc lorsqu'un seul camion passe sur le pont, pour cela on trouve deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :**



$$R_1 = \frac{12 \times 1,5 + 6 \times 6}{35} \times 1,2 \times 1,080 = 1,999 \text{ t.}$$

2<sup>eme</sup> cas :



$$R_2 = \frac{12 \times (4,5 + 6)}{35} \times 1,2 \times 1,080 = 4,665 \text{ t.}$$

Donc on prend le premier cas :

$$N_{Bc \text{ min}} = R_1 = 1,999 \text{ t.}$$

Le moment longitudinal :  $M_L = N_{Bc \text{ min}} \times 1,1 / 2 = 1,099 \text{ t.m.}$

Le moment transversal :  $M_T = N_{Bc \text{ min}} \times 4 = 7,996 \text{ t.m.}$

### XII.4.1.3 Tableaux récapitulatifs

- Une seule travée chargée

		<b>R<sub>t</sub> max (t)</b>	<b>M<sub>L</sub> (t.m)</b>
<b>A(I)</b>	<b>3vc</b>	164,54	90,50
<b>Bc</b>	<b>3file</b>	147,47	81,11
<b>Bc<sub>min</sub></b>	<b>1<sup>er</sup> cas</b>	1,999	1,099
<b>Mc120</b>		107,34	59,04
<b>D240</b>		<b>176,23</b>	96,93

Tableau.XII.2 : Sollicitation pour une travée chargée.

- Deux travées chargées

		$R_t \text{ max (t)}$	$M_L \text{ (t.m)}$
<b>A(l)</b>	<b>3vc</b>	219,29	0
<b>Bc</b>	<b>3file</b>	159,90	8,415
<b>Mc120</b>		114,31	0
<b>D240</b>		<b>211,89</b>	0

Tableau.XII.3 : Sollicitation pour deux travées chargées.

## XII.5 Les efforts horizontaux

### a. Freinage

- Système A(L)

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et trois voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035S}$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 70m.

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{70 + 12} = 0,669 \text{ t/m}^2$$

$$S: \text{Surface chargée, soit : } S = (36 \times 2 + 1,1) \times 10,5 = 767,55 \text{ m}^2$$

$$A = 0,669 \times 1 \times 0,9 \times 767,55 = 462,14 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = 0,230 + \frac{1}{20 + 0,0035 \times 767,55} \cdot 462,55 = 20,62 \text{ t/m}^2$$

Soit : 10,31 t par appuis

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(I)} = 10,31 \times (13,937 + 1,5 + 0,20 + 2,5) = 186,99 \text{ t.m}$$

• **Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b=30t$ , chaque appui supporte une force de freinage égal =  $30/2 = 15t$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,20 + 13,937 + 2,5 + 1,5) = 272,06 \text{ t.m}$$

• **Séisme**

a. **Le poids total de la superstructure**

$$G_{SUP} = 833,95 \text{ t}$$

b. **Le poids du chevêtre et des d'appuis et des plots parasismiques**

✓ **Le poids du chevêtre**

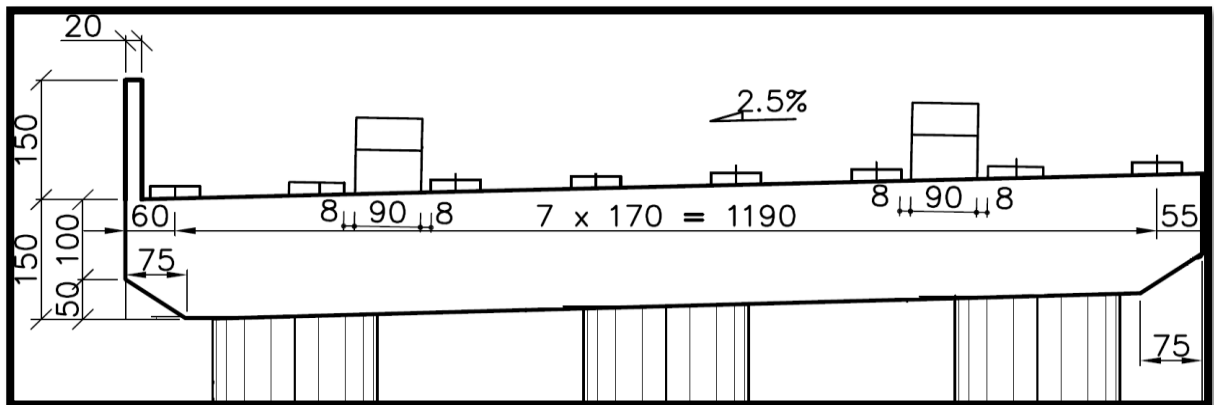


Figure.XII.5 : Dimension du chevêtre.

$$P_{ch} = \gamma_b \times \text{Surface} \times \text{largeur}$$

$$P_{ch} = \left[ (11,90 \times 1,5) + 2 \times \left( \frac{0,75}{2} \times (1,50 + 1) \right) + (0,20 \times 1,50) \right] \times 2,4 \times 2,5 = 120,15 \text{ t}$$

✓ **Le poids des dés d'appuis et des plots parasismiques**

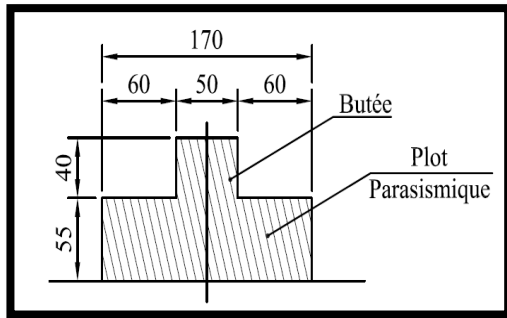


Figure.XII.6 : Détail Butée.

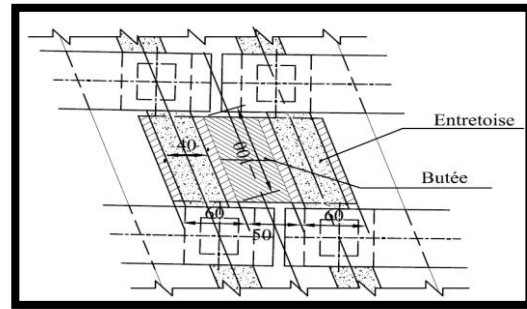


Figure.XII.7 : Vue en plan.

Le poids des dés d'appuis et le poids des plots parasismiques :

$$P_d = [(0,64 \times 0,64 \times 0,16) \times 16 + (0,47 \times 0,4 \times 2 \times 1 + 0,55 \times 1,6 \times 1 \times 2)] \times 2,5$$

$$P_d = 7,96 \text{ t}$$

**c. Le poids du fût**

$$P_{fu} = \pi \times r^2 \times 13,937 \times 2,5 = 109,41 \text{ t}$$

Pour les 03 futs

$$P_{fu} = 109,41 \times 3 = 328,22 \text{ t}$$

**d. Le poids de la semelle**

$$P_s = 9,6 \times 2,5 \times 13,20 \times 2,5 = 792 \text{ t}$$

✓ **Le poids de la terre sur la semelle**

$$P_{ter} = 2,4 \times [(13,2 \times 9,6 \times 1) - 3 \times \frac{\pi}{4} \times 2^2 \times 1] \times 2 = 563,04 \text{ t}$$

**e. Le poids total de la pile**

$$P_T = P_d + P_{ch} + P_{fu} + P_s + P_{ter} = 7,96 + 120,15 + 328,22 + 792 + 563,04 = 1811,37 \text{ t.}$$

$$\text{Le poids total} = 1811,37 + 833,95 = 2645,32 \text{ t}$$



**f. L`effort sismique horizontal**

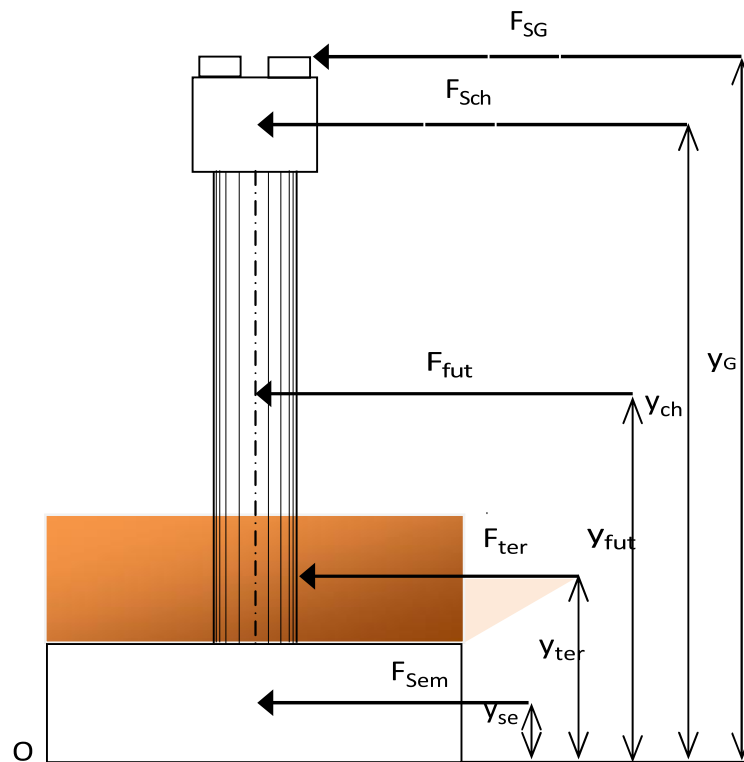
$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 2645,32 = 661,33 \text{ t}$$

**g.L`effort sismique vertical**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 2645,32 = 2446,92 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 2645,32 = 2843,72 \text{ t}$$

**h. Le moment dû à l`effort sismique**



**Figure.XII.8 :** Charge appliquée à la semelle.

$$M_{FS/O} = \varepsilon_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{S_{fut}} \times Y_{fut} + F_{S_{terre}} \times Y_{ter} + F_{S_{Sem}} \times Y_{Sem})$$

$\epsilon_h = 0,25$	Valeur de $F_s$ (t)	$y_G$ (m)	$F_s \times y_G$ (t.m)
$F_{sG}$	833,95	18,137	15125,35
$F_{sch}$	120,15	17,187	2065,02
$F_{sfut}$	341,49	9,469	3233,57
$F_{sterre}$	563,04	5,31	2989,74
$F_{semelle}$	792,00	1,25	990,00
$M_{FS/0}$ (t.m)	$24403,68 \times 0,25 = 6100,92$		

Tableau.XII.4 : Moment dû à l'effort sismique.

### XII.6 Étude de chevêtre

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis.

#### XII.6.1 Phénomène d'interférence

$$x = (1,07 \times 2) - 1,7$$

$$x = 0,44 \text{ m}$$

Il y a une interférence de 44 cm.

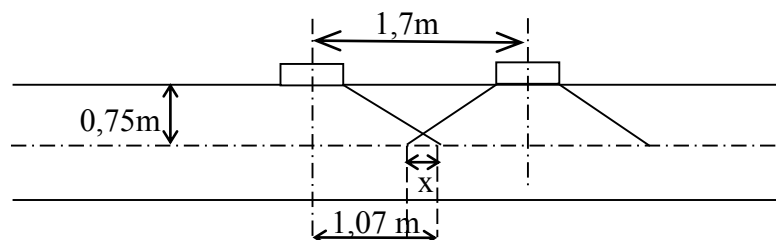


Figure.XII.9 : Phénomène d'interférence.

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges.

Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre simplement appuyée sur les trois futs.

Le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie donnée par les combinaisons suivant :

Combinaison	E.L.U	E.L.S
1	$1,35 \times G_{tab} + 1,6 \times [\max(A; B)]$	$G_{tab} + 1,2 \times [\max(A; B)]$
2	$1,35 \times G_{tab} + 1,35 \times \max(Mc120, D240)$	$G_{tab} + \max(Mc120, D240)$

**Tableau.XII.5 :** Les combinaisons de charge.

D'après les tableaux récapitulatifs **XII.2** et **XII.3** les surcharges maximales sont :

- **Combinaison1** : système **A(I)** (2 travées chargée et 3voies chargées) **R<sub>A(0)</sub> = 219,29 t.**
- **Combinaison2** : convoi **D240** (2 travées chargées) **R<sub>D240</sub> = 211,89 t.**

Combinaison	E.L.U	E.L.S
1	1476,70	1097,10
2	1411,88	1045,84

**Tableau.XII.6 :** Combinaison des charges et surcharges à l'ELU et l'ELS.

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison 01, on calcule la réaction par poutre en divisant la réaction maximale par la longueur du chevêtre 13,05 m.

### XII.6.2 Calcul des sollicitations

#### a. Charges réparti (tablier + surcharges)

$$q_u = \frac{1476,70}{13,05} = \mathbf{113,16 \text{ t/m}}$$

$$q_s = \frac{1097,10}{13,05} = \mathbf{84,07 \text{ t/m}}$$

### XII.6.3 Calcule de moment fléchissant et l'effort tranchant

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue, pour cela on utilise le logiciel **ROBOT**, les résultats obtenus sont dus à la combinaison des charges réparties et concentrées.

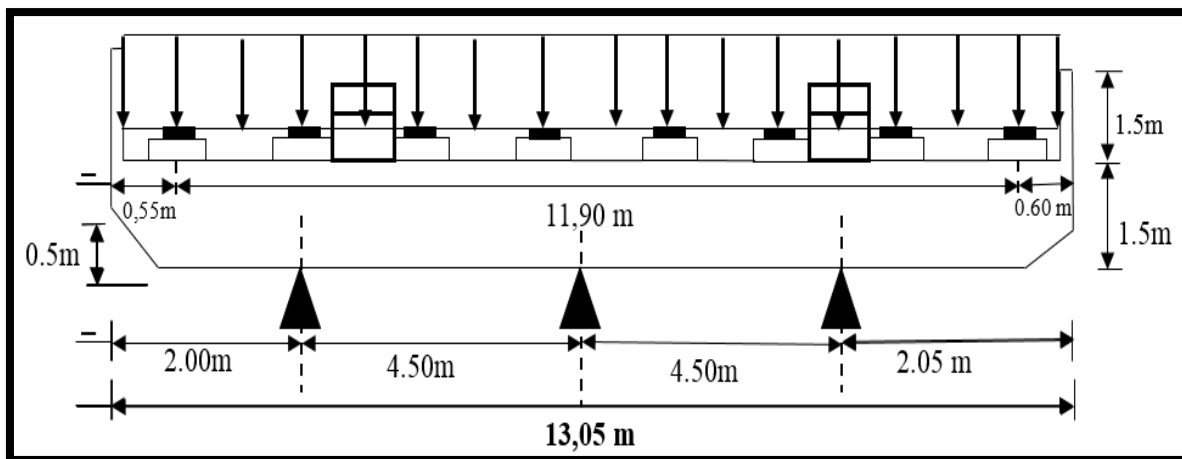


Figure.XII.10 : La coupe longitudinale de chevêtre.

Le calcul des sollicitations du chevêtre à l'ELU et ELS se fait par logiciel **ROBOT**.  
Après la modélisation nous avons déterminé les résultats suivant :

➤ **Le moment fléchissant**

• **ELU**

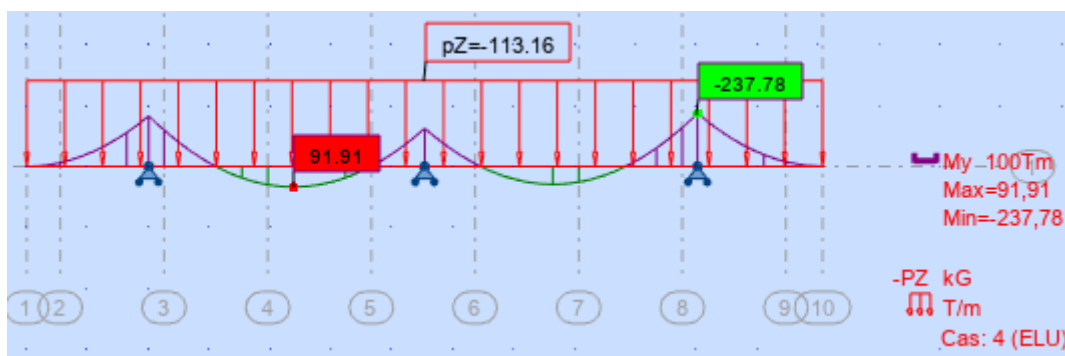


Figure.XII.11 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.

• **ELS**

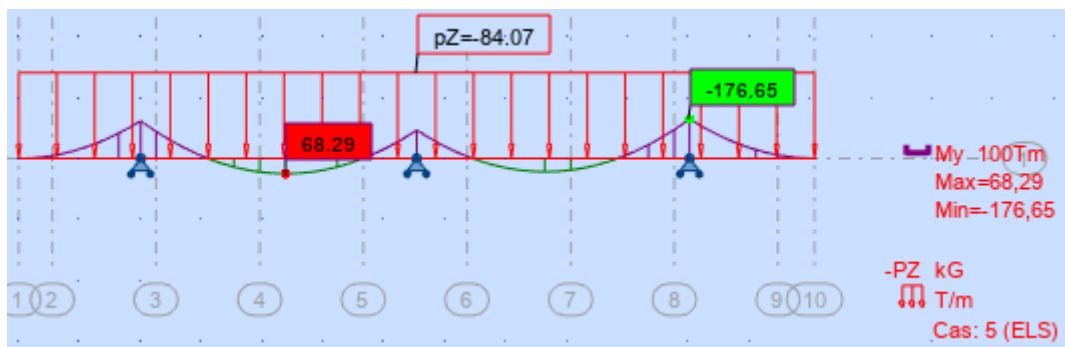


Figure.XII.12 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

➤ L'effort tranchant

• ELU

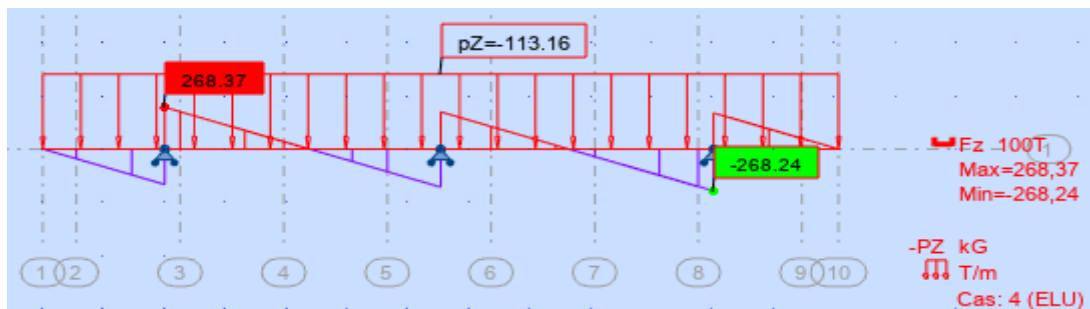


Figure.XII.13 : Diagramme de l'effort tranchant ELU.

• ELS

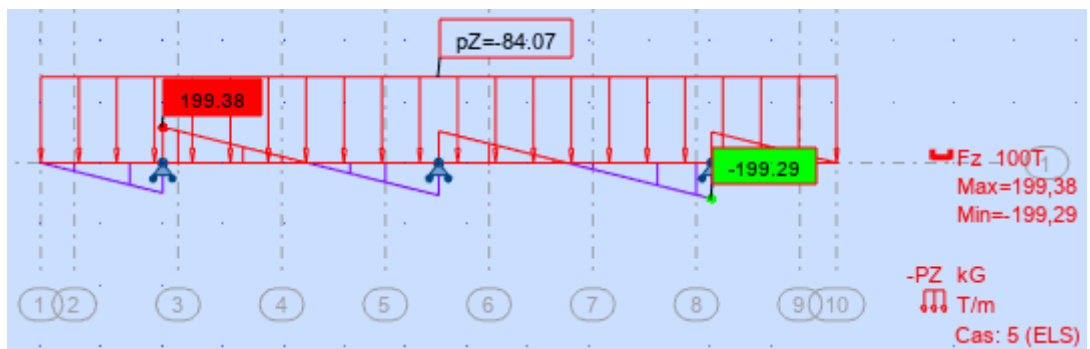


Figure.XII.14 : Diagramme de l'effort tranchant ELS.

Combinaisons	E. L. U		E. L. S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M (t.m)	-237,78	91,91	-176,65	68,29
T(t)	268,24	0	199,29	0

Tableau.XII.7 : Efforts sur chevêtre.

XII.6.4 Ferrailage du chevêtre

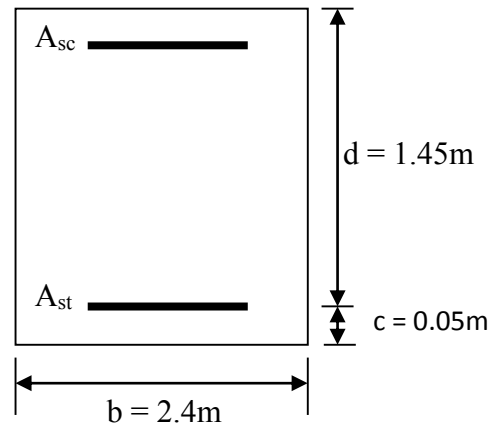
Le ferrailage à l'ELU et à l'ELS se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

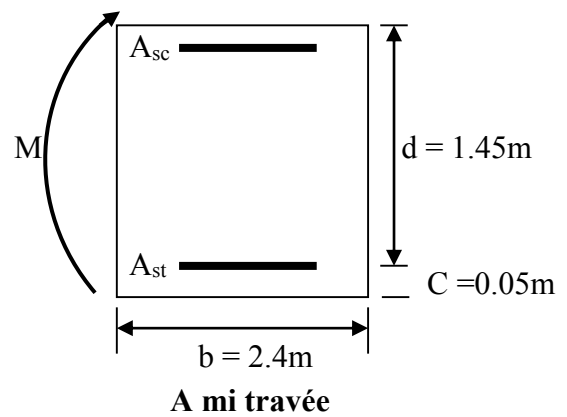
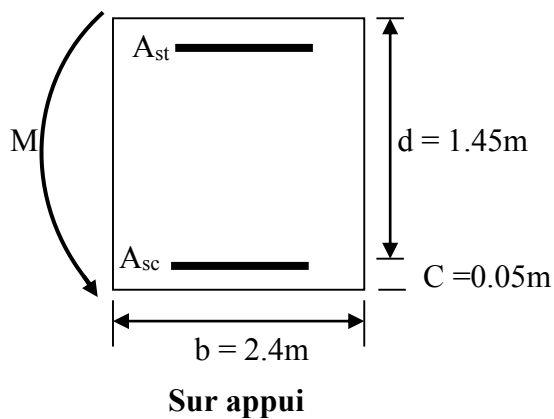
✓ Acier FeE 500 MPa

Section rectangulaire :

$b = 2,4 \text{ m}$   
 $h = 1,5 \text{ m}$   
 $d = 1,45 \text{ m}$   
 $c = 0,05 \text{ m}$



**XII.6.4.1 Calcul des armatures longitudinales**



Le résultat obtenu par SOCOTEC est :

Combinaisons	E. L. U		E. L. S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M (t.m)	-237,78	91,91	-176,65	68,29
A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0
A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	37,58	14,38	37,58	14,38

**Tableau.XII.8** : Efforts sur chevêtre et la section d'armature.

✓ Sur appui

• L'ELU

$$M_U = 237,78 \text{ t.m.}$$

$$M_s = 176,65 \text{ t.m.}$$

Le résultat obtenu par SECOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) :  $A_{sc} = 0$ .
- Section d'armature tendue (supérieure) :  $A_{st} = 37,58 \text{ cm}^2$ .

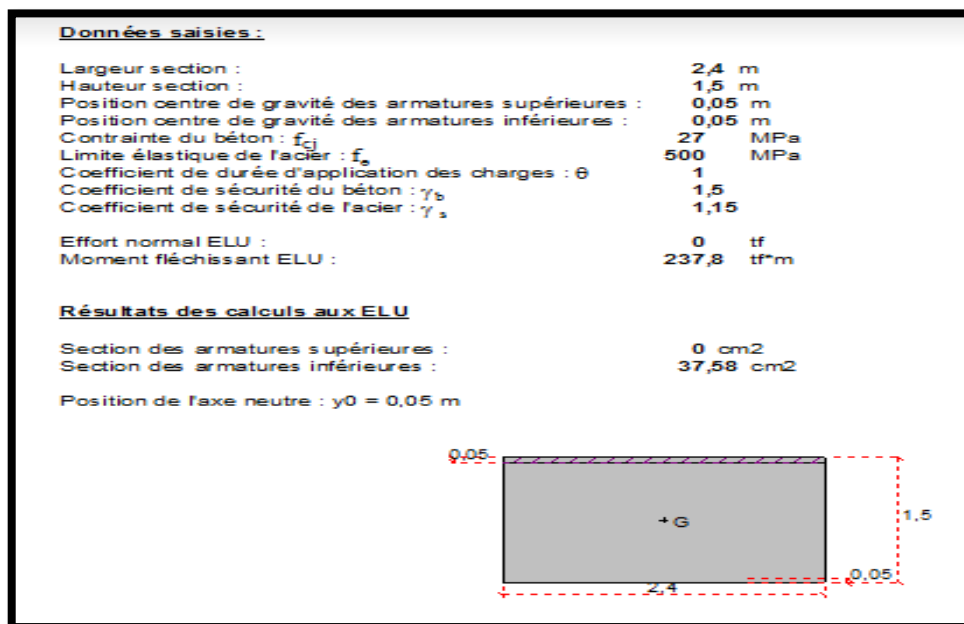


Figure.XII.15 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) sur appui à l'ELU.

• L'ELS

$$\overline{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left( \frac{2}{3} f_e, 150\eta \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left( \frac{2}{3} \times 500, 240 \right) = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{IU} = \mu_{iu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 1,45^2 \times 15,3 = 30,264 \text{ MN.m}$$

$$M_{IU} = 3026,4 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{237,78}{176,65} = 1,35$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{3026,4}{1,35} = 2241,78 \text{ t.m}$$

$$M_S = 176,65 \text{ t.m} \leq M_{IS} = 2241,78 \text{ t.m} \Rightarrow \text{section sans armatures comprimée}$$

$$A_{SC} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_b}} = \frac{176,65 \cdot 10^{-2}}{2,4 \times 1,45^2 \times 16,2} = 0,0216 \quad \alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \overline{\sigma_b}}{2 \cdot \overline{\sigma_s}} = \frac{0,049 \times 2400 \times 1450 \times 16,2}{2 \times 240} = 5755,05 \text{ mm}^2$$

$$A_{Ser} = 57,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = 57,55 \text{ cm}^2$$



<u>Données saisies :</u>	
Largeur section :	2,4 m
Hauteur section :	1,5 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m
Contrainte du béton : $f_{cj}$	27 MPa
Limite élastique de l'acier : $f_s$	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : $\theta$	1
Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b$	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s$	1,15
Effort normal ELU :	0 tf
Moment fléchissant ELU :	237,8 tf*m
Effort normal ELS :	0 tf
Moment fléchissant ELS :	176,7 tf*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm <sup>2</sup>
Section armatures inférieures ELS :	57,55 cm <sup>2</sup>
Fissuration peu préjudiciable	
<u>Résultats des calculs aux ELU</u>	
Section des armatures supérieures :	0 cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures :	37,58 cm <sup>2</sup>
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m	

Figure.XII.16 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) sur appui à l'ELS.

- ✓ En travée
- L'ELU
  - $M_U = 91,91$  t. m.
  - $M_s = 68,29$  t. m.

Le résultat obtenu par SECOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) :  $A_{sc} = 0$ .
- Section d'armature tendue (supérieure) :  $A_{st} = 14,38$  cm<sup>2</sup>

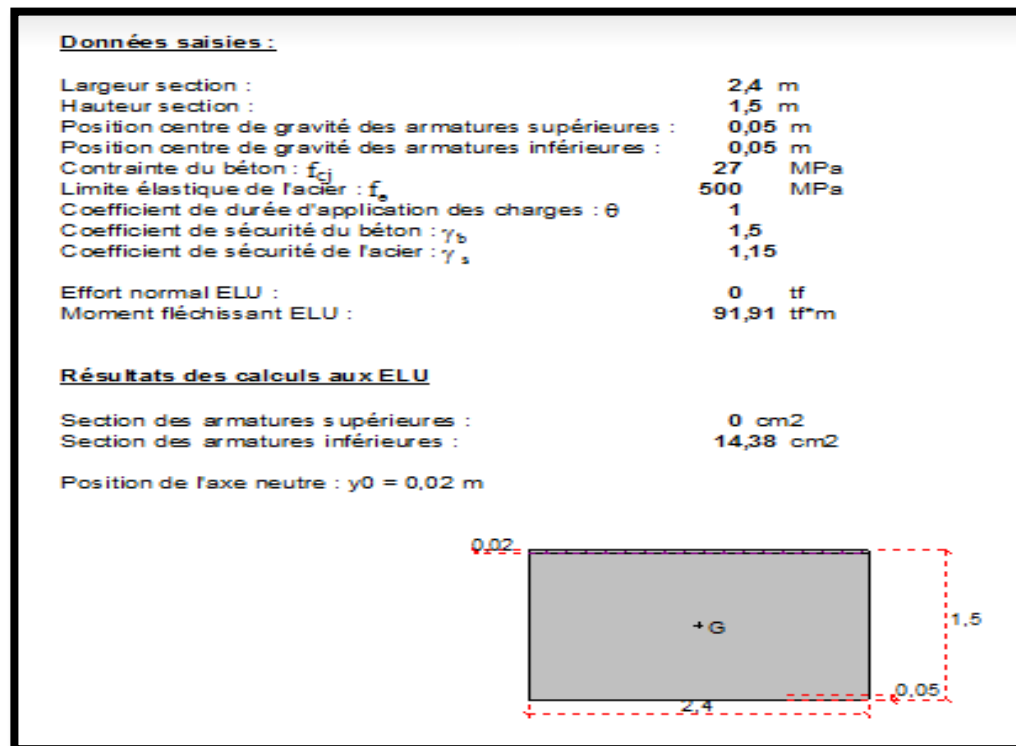


Figure.XII.17 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) en travée à l'ELU.

- L'ELS

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2,4 \times 1,45^2 \times 15,3 = 3026,4 \text{ t.m}$$

$$M_{IS} = 2241,78 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 68,29 < M_{IS} = 2241,78 \text{ t.m} \Rightarrow A_{Sc} = 0.$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{68,29 \cdot 10^7}{2400 \times 1450^2 \times 16,2} = 0,084$$

$$\alpha = 1,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,179$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,929$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \cdot \sigma_s} = \frac{0,179 \times 2400 \times 1450 \times 16,2}{2 \times 240} = 21023,55 \text{ mm}^2$$

$$A_{Ser} = 21,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = 21,02 \text{ cm}^2$$

<u>Données saisies :</u>	
Largeur section :	2,4 m
Hauteur section :	1,5 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05 m
Contrainte du béton : $f_{c1}$	27 MPa
Limite élastique de l'acier : $f_e$	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : $\theta$	1
Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b$	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s$	1,15
Effort normal ELU :	0 tf
Moment fléchissant ELU :	91,91 tf*m
Effort normal ELS :	0 tf
Moment fléchissant ELS :	68,29 tf*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm <sup>2</sup>
Section armatures inférieures ELS :	21,02 cm <sup>2</sup>
Fissuration peu préjudiciable	
<u>Résultats des calculs aux ELU</u>	
Section des armatures supérieures :	0 cm <sup>2</sup>
Section des armatures inférieures :	14,38 cm <sup>2</sup>
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ m	

Figure.XII.18 : Calcul de la section d'armature tendue (supérieure) en travée à l'ELS.

**a. Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,22}{500} \times 240 \times 145 = 35,54 \text{ cm}^2.$$

**b. Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{s\text{ ult}}; A_{s\text{ ser}}; A_{s\text{ min}})$$

✓ **Sur appui**

$$A_s = \max (37,58 ; 57,55; 35,54) = 50,50 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ **En travée**

$$A_s = \max (14,38 ; 21,02 ; 35,54) = 35,54 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

Finalemment on adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_s = 57,55 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 12\text{HA}25 = 58,91 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_s = 35,54 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 14\text{HA}20 = 43,98 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

## XII.6.4.2 Les armatures transversales

L'effort tranchant maximal est :  $T = T_{0G} = 268,24 \text{ t}$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2,7; 4) = 2,7 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{268,24 \times 10^{-2}}{2,4 \times 1,5} = 0,745 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

Donc les armatures droites sont suffisantes ( $\alpha=90^\circ$ ).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{[\tau_u - 0,3k] f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,2 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,745 - 0,3 \times 2,2) \times 2,4}{0,8 \times 500} = 0,00051067 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

## a. Le pourcentage minimal

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} > \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} > 0,3725 \Rightarrow A_t > 2,4 \times 0,2 \times \frac{0,5365}{500} = 3,576 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 3,58 \text{ cm}^2$$

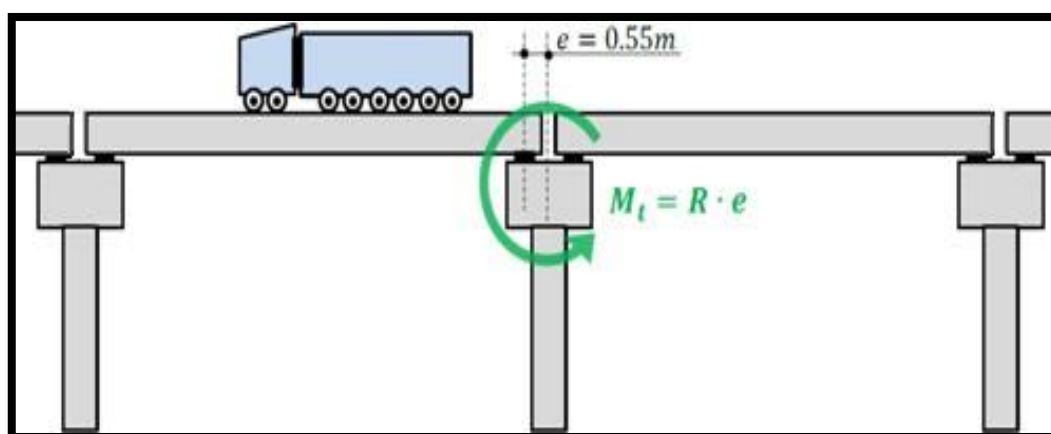
## XII.6.5 Étude de la torsion du chevêtre

La torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Cette torsion est déterminée, lorsqu'une seule travée est chargée sous le système qui donne la réaction maximale (système D240).

Donc, pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine, on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de la paroi est égale à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est  $e = 0.55m$ .



**Figure.XII.19** : L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie.

Le ferrailage du chevêtre est essentiellement constitué d'armatures filantes longitudinales et de cadres dites armatures transversales. La torsion est reprise par des armatures longitudinales et transversales qui viennent s'ajouter respectivement aux armatures de flexion et d'effort tranchant.

Dans le cadre de règlements, pour évaluer la contrainte tangente de torsion dans un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième (1/6) du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur, et la contrainte se calcule alors comme pour les sections creuses :

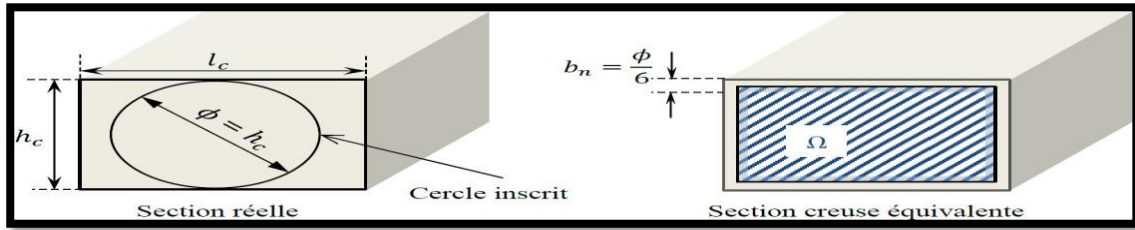
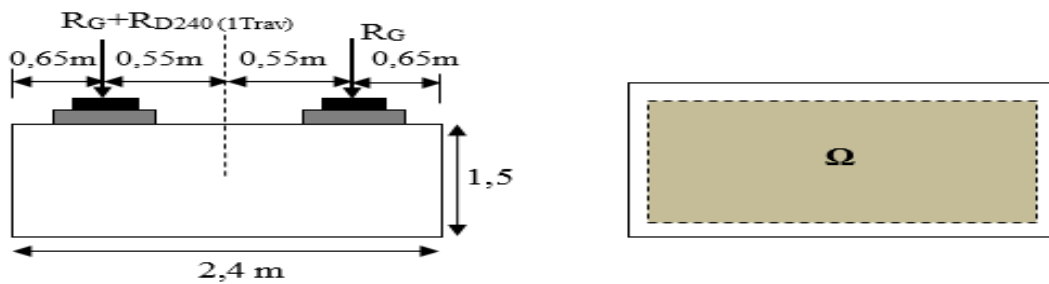


Figure.XII.20 : Section de calcul.

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{1,50}{6} = 0,25m$$



✓ Calcul du moment de torsion



$$R_{D240} = 176,23 \text{ t} \quad R_G = 417,00 \text{ t}$$

$$M_{t1} = \frac{R_{D240}}{8} \times 0,55 = \frac{176,23}{8} \times 0,55 = 12,115 \text{ t.m.}$$

$$M_{t2} = \left( \frac{R_{D240}}{8} + \frac{R_{D240} + R_G}{8} \right) / 2 \times 0,55 = 26,45 \text{ t.m.}$$

$$M_{t3} = \frac{R_{D240} + R_G}{8} \times 0,55 = \frac{593,23}{8} \times 0,55 = 40,78 \text{ t.m.}$$

• ELU

$$M_{t1} = 1,35 \times 12,115 = 16,36 \text{ t.m.}$$

$$M_{t2} = 1,35 \times 26,45 = 35,70 \text{ t.m.}$$

$$M_{t3} = 1,35 \times 39,924 = 55,053 \text{ t.m.}$$

**1<sup>ère</sup> cas** : on considère que le chevêtre est une poutre encastrée à ses deux extrémités.

et on va déterminer les moment d'encastrement  $M_A$  et  $M_B$

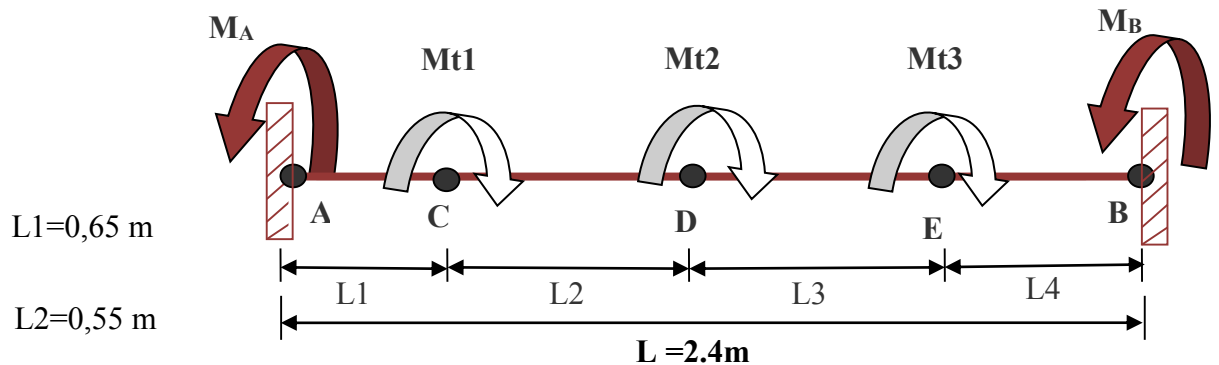


Figure.XII.21 : Moment de torsion sur chevêtre

$L_1=0,65\text{ m}$

$L_2=0,55\text{ m}$

$L_3=0,55\text{ m}$

$L_4=0,65\text{ m}$

$$M_A + M_B - M_{t1} - M_{t2} - M_{t3} = 0$$

Les sections A et B ne subissent pas de rotation. ....(1)

$$\alpha_{AC} + \alpha_{CD} + \alpha_{DE} + \alpha_{EB} = 0$$

$$\frac{M_A \cdot L_1}{G \cdot I_0} + (M_A - M_{t1}) \cdot \frac{L_2}{G \cdot I_0} + (M_A - M_{t1} - M_{t2}) \cdot \frac{L_3}{G \cdot I_0} + (M_A - M_{t1} - M_{t2} - M_{t3}) \cdot \frac{L_4}{G \cdot I_0} = 0 \quad \dots (2)$$

$$M_A = \frac{M_{t1} \times (L_2 + L_3 + L_4) + M_{t2} \times (L_3 + L_4) + M_{t3} \times (L_4)}{L_1 + L_2 + L_3 + L_4}$$

$M_A = 44,69\text{ t.m}$      $M_B = 62,423\text{ t.m}$

**2<sup>ème</sup> cas** : le chevêtre est considéré comme une poutre encastré à l'une des deux extrémités et libre à l'autre ( poutre cor...

$$M_t = \frac{R_{D240}}{8} \times 0,55 = 12,16\text{ t.m.}$$

$M_A = M_t = 12,16\text{ t.m}$

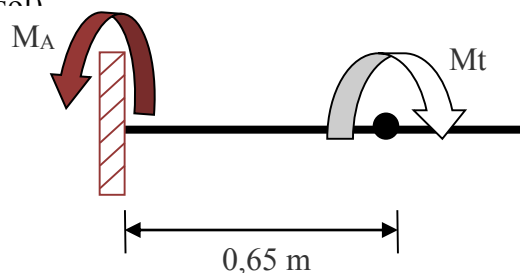


Figure.XII.22 : Moment de torsion sur chevêtre.

✓ **Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u(v_u) + \tau_u(M_t) < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(v_u) = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = 1.08 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_u(V_u)$  : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant .

$\tau_u(M_t)$  : contrainte de cisaillement due à la torsion.

**1<sup>er</sup> cas : poutre bi encastree :**

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) \leq \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u(T_u) = 1.08 \text{ MPa.}$

$$\tau_u(M_u) = \frac{M_A}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :  $\tau_u(T_u)$  : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant .

$\tau_u(M_u)$  : contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\Omega$  : aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$$\Omega = (1.5 - 0.5) \times (2.4 - 0.8) = 1.6 \text{ m}^2.$$

$$\tau_u(M_u) = \frac{44.69 \times 10^{-2}}{2 \times 1.6 \times 0.25} = 0.558 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u(T_u) + \tau_u(M_u) = 1.08 + 0.558 = 1.64 \text{ MPa} \leq 2.7 \text{ MPa.} \Rightarrow (c.v).$$

**2<sup>ème</sup> cas : (console) :**

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2\Omega b_n} = 0.151 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(v_u) + \tau_u(M_t) = 0.739 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa} \dots\dots (c.v).$$



## XII.6.5.1 Calcul de ferrailage de torsion

## XII.6.5.1.1 Armatures longitudinales

$$A_L = \frac{U.M_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } U : \text{périmètre du contour.}$$

$$U = 2 \times \left[ \left( 1,5 - \frac{2h}{6} \right) + \left( 2,4 - \frac{2b}{6} \right) \right]$$

$$U = 2 \times [(1,5 - 0,5) + (2,4 - 0,8)] = 5,2 \text{ m.}$$

$$\Omega = \left( 1,5 - \frac{2h}{6} \right) \left( 2,4 - \frac{2b}{6} \right) = 1,6 \text{ m}^2$$

$$A_L = \frac{5,2 \times 44,69 \times 10^2}{2 \times 1,6 \times 435} = 16,69 \text{ cm}^2.$$

$$A_L = 16,69 \text{ cm}^2.$$

Soit: 6 HA20 ( $A_{t,tor} = 18,85 \text{ cm}^2$ ).

## XII.6.5.1.2 Armatures transversales

$$\frac{A_{t,tor}}{S_t} \geq \frac{M_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{44,69}{2 \times 1,6 \times 435 \times 10^2} = 0,00321 \text{ cm.}$$

$$\text{On fixe: } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_{t,tor} \geq 0,642 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,58 + 0,642 = 4,22 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA12 ( $A_{t,tor} = 4,52 \text{ cm}^2$ ).

Donc :

- Le ferrailage**
- Sur appui :  $A_s = 57,55 \text{ cm}^2$  ; 12HA25 = 58,91  $\text{cm}^2$ .
  - En travée :  $A_s = 35,54 \text{ cm}^2$  ; 14HA20 = 43,98  $\text{cm}^2$ .
- Ferrailage de torsion**
- Longitudinales :  $A_s = 16,69 \text{ cm}^2$  ; 6HA20 = 18,85  $\text{cm}^2$ .
  - Transversales :  $A_s = 4,22 \text{ cm}^2$  ; 4HA12 = 4,52  $\text{cm}^2$ .

**XII.6.5.1.3 Schéma de ferrailage**

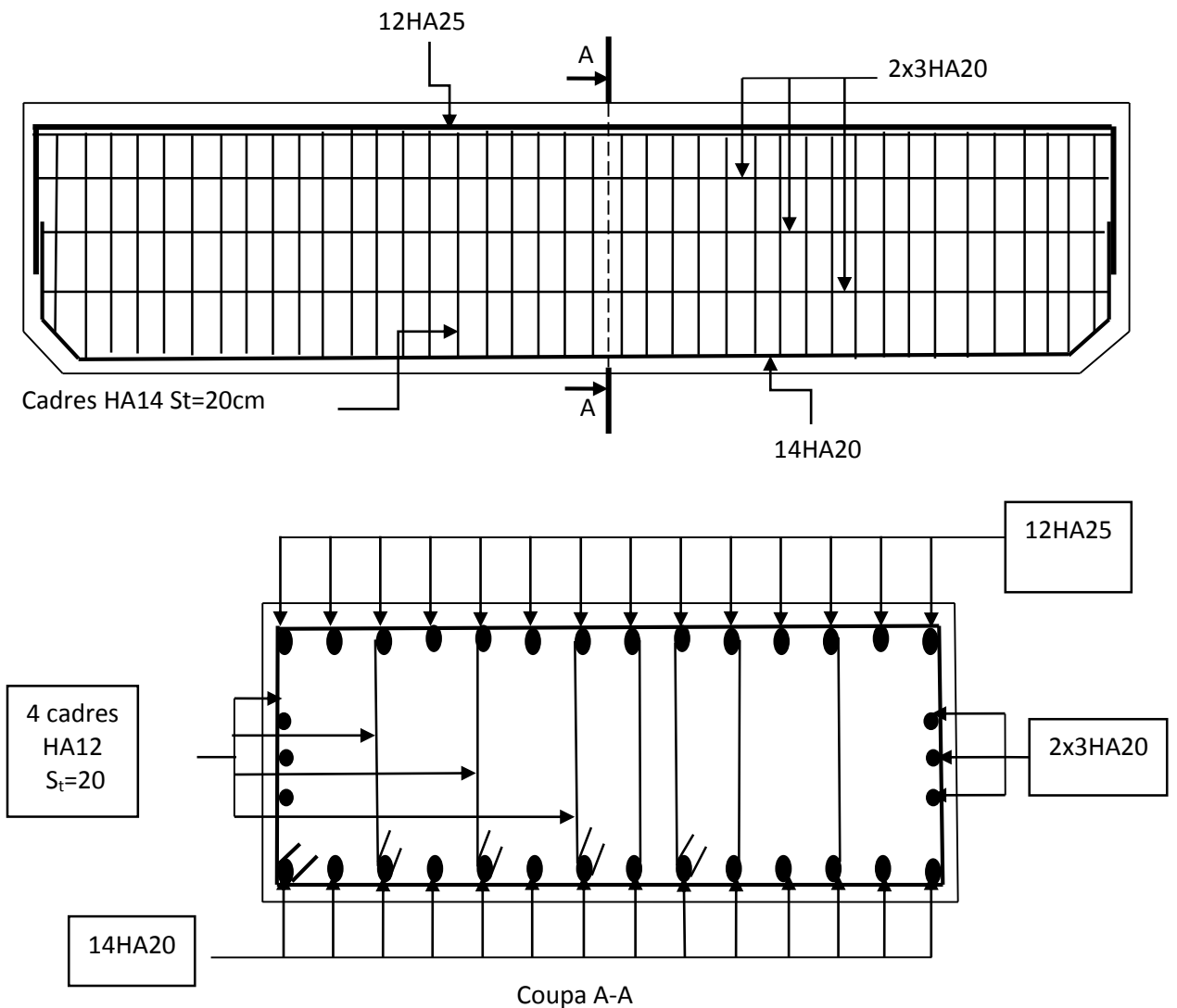


Figure.XII.23 : Schéma de ferrailage de chevêtre.

## XII.7 Étude du fût

Les fûts + chevêtre est assimilé à des poteaux encastré dans la semelle et libre en tête, ils sont soumis aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre du tablier et les surcharges routières ;
- ✓ Poids du chevêtre ;
- ✓ Poids propre des fûts ;
- ✓ L'effort de freinage du système A(l) ou Bc ;
- ✓ L'effort sismique induit par le tablier ;
- ✓ L'effort sismique induit par le chevêtre ;
- ✓ L'effort sismique induit par les fûts.

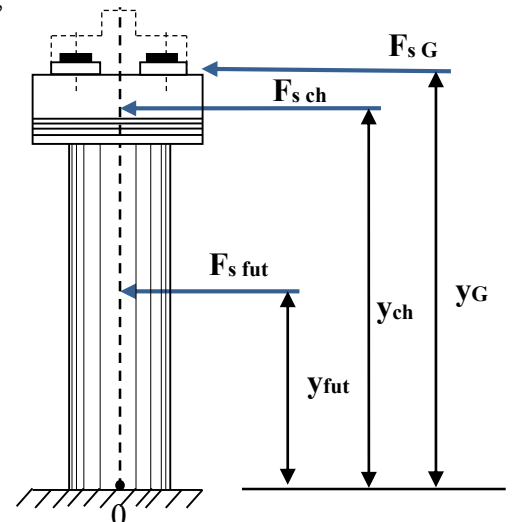


Figure.XII.24 : Charge appliquées au fût.

- Nous allons étudier le fut le plus long :

Hauteur :  $H = 13,937 \text{ m}$       Diamètre :  $D = 2 \text{ m}$

Nombre du fût :  $n = 3 \text{ fûts}$

### XII.7.1 Calcul des sollicitations

- ✓ **Le poids du fût**

$$G_{\text{fut}} = 109,41 \text{ t}$$

- **Pour le tablier**

$$q = \frac{G_{\text{tab}}}{13,05} = \frac{833,95}{13,05} = 63,90 \text{ t/m}$$

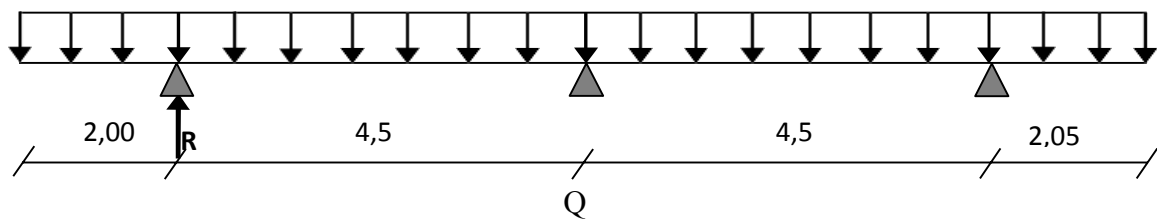
- **Pour le chevêtre**

$$q = \frac{G_{\text{ch}}}{13,05} = \frac{120,15}{13,05} = 9,2 \text{ t/m}$$

• Pour les surcharges

$$q = \frac{R_i}{3} \text{ (Les valeurs de } R_i \text{ : voir le Tableau.XII.2 et Tableau.XII.3)}$$

Les réactions dues aux poids du tablier et du chevêtre sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT.



a. Réaction du au poids du tablier

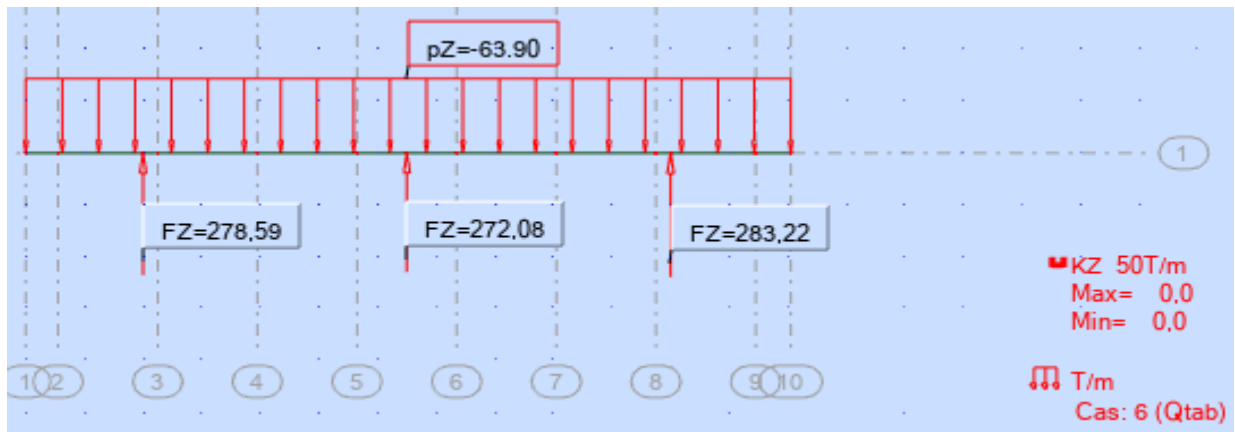


Figure.XII.25 : Réaction du au poids du tablier.

$$R_{\text{tab}} = 283,22 \text{ t.}$$

b. Réaction du au poids du chevêtre

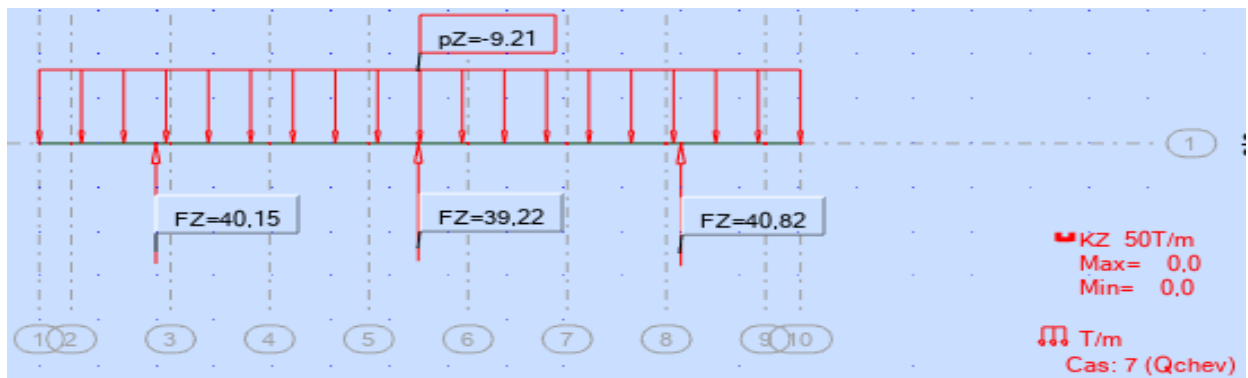


Figure.XII.26 : Réaction du au poids du chevêtre.

$$R_{che} = 40,82 \text{ t.}$$

Le poids total appliqué au fût

$$G = G_{fût} + R_{tab} + R_{che} = 109,41 + 283,22 + 40,82 = 433,45 \text{ t. } G$$

$$= 433,45 \text{ t (Pour le fût de rive).}$$

c. Réaction dues aux surcharges

Elles sont indiquées au tableau qui suit : (du tableau.XII.2 et tableau.XII.3)

	Systèmes	R <sub>t</sub>
<b>1travée chargée</b>	A(l) 3vc	54,84
	Bc 3vc	49,16
	Mc120	35,78
	D240	<b>58,74</b>
<b>2travée chargée</b>	A(l) 3vc	73,10
	Bc 3vc	53,30
	Mc120	38,10
	D240	<b>70,63</b>

Tableau.XII.9 : Réaction dues aux surcharges.

**d. Le freinage**

- **Système A(L)**

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et trois voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035S}$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 70m.

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{70 + 12} = 0,669 \text{ t/m}^2$$

S: Surface chargée, soit :  $S = (36 \times 2 + 1,1) \times 10,5 = 767,55 \text{ m}^2$

$$A = 0,669 \times 1 \times 0,9 \times 767,55 = 462,14 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = 0,230 + \frac{1}{20 + 0,0035 \times 767,55} \cdot 462,55 = 20,62 \text{ t/m}^2$$

Soit : 10,31 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 10,31 \times (13,937 + 1,5 + 0,20) = 161,22 \text{ t.m}$$

- **Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b = 30\text{t}$ , chaque appui supporte une force de freinage égal =  $30/2 = 15 \text{ t}$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,20 + 13,937 + 1,5) = 235,56 \text{ t.m}$$

Pour chaque fut  $M_{BC} = \frac{242,4}{3} = 78,19 \text{ t.m}$

**e. Séisme**

- **L'effort et moment sismique horizontal pour le fût**

**Tablier :**  $F_{tH} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,25 \times 283,22 = 70,81 \text{ t}$

**Chevêtre :**  $F_{chH} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,25 \times 40,82 = 10,21 \text{ t.}$

**Fût :**  $F_{fûtH} = \varepsilon_h \cdot G_{fût} = 0,25 \times 109,41 = 27,35 \text{ t}$

**Sol sur semelle :**  $F_{TerH} = \varepsilon_h \cdot G_{Ter} = 0,25 \times \frac{563,04}{3} = 46,92 \text{ t}$

**$F_{H \text{ tot}} = 155,29 \text{ t}$**

- **L'effort sismique vertical**

$G_T = R_{ch} + R_{tab} + R_{fût} = 109,41 + 283,22 + 40,82 = 433,45 \text{ t}$

**Minimal :**  $F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 433,45 = 400,94 \text{ t}$

**Maximal :**  $F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 433,45 = 465,96 \text{ t}$

- **Le moment dû à l'effort sismique horizontal**

$M_{FS/0} = (F_{tH} \times Y_t + F_{chH} \times Y_{ch} + F_{fûtH} \times Y_{fût} + F_{terH} \times Y_{ter})$

$M_{FS/0} = (70,81 \times 17,437 + 10,21 \times 14,687 + 27,35 \times 6,9685 + 46,92 \times 2,81)$

**$M_{FS/0} = 1707,10 \text{ t.m.}$**

**XII.7.2 Calcul des combinaisons**

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal **N** et le moment longitudinal **M<sub>long</sub>** qui se résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant **SECOTEC**.

## XII.7.2.1 Conditions normales

- **Combinaison 01** :  $G+A(L)$  (ou Bc) +  $H_f$  [A(L) (ou Bc)].

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]$$

- **Combinaison 02** :  $G+D240$  ou  $M_{C120}$

$$N = G + R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$G = 400,94 \text{ t}$$

Combinaison 01 et 02			N(t)	M	e (m)	As (cm <sup>2</sup> )
01	A(l)	3vc	455,78	346,20	0,759	0
	Bc	3files	450,10	506,67	1,125	0
M <sub>C120</sub>			436,72	79,70	0,182	0
D240			459,68	130,86	0,284	0
02	A(l)	3vc	474,04	201,40	0,424	0
	Bc	3files	454,24	390,36	0,859	0
M <sub>C120</sub>			439,04	0	0	0
D240			471,57	0	0	0

**Tableau.XII.10** : Calcul de l'effort normal N et le moment longitudinal  $M_{long}$  pour conditions normales.



XII.7.2.2 Conditions sismique

✓ Séisme longitudinal

- **Combinaison 03** : G+E.

$$N = F_{Vmin} = 400,94 \text{ t.}$$

$$M_{long} = 1707,10 \text{ t. m.}$$

- **Combinaison 04** : G+E+0,6(A(L) ou (Bc))

$$N = +F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6[(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]].$$

				N(t)	M	e (m)	As(cm <sup>2</sup> )
<b>Combinaison 03</b>				400,94	1707,10	4,257	437,03
<b>Combinaison 04</b>	<b>01</b>	<b>A(l)</b>	<b>3vc</b>	433,844	1836,93	4,234	476,91
		<b>Bc</b>	<b>3files</b>	<b>430,44</b>	<b>1897,10</b>	<b>4,407</b>	<b>498,24</b>
	<b>02</b>	<b>A(l)</b>	<b>3vc</b>	444,80	1803,83	4,055	463,88
		<b>Bc</b>	<b>3files</b>	432,92	1853,49	4,281	482,74

**Tableau.XII.11** : Calcule de l’effort normal N et le moment longitudinal M<sub>long</sub> pour conditions sismiques.

✓ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 3 fils ; 2 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc)

$$N = +F_{Vmin} + 0,6 \cdot R_{BC}(2\text{travée}, 3 \text{voies})$$

$$N = 400,94 + 0,6 \times 53,30 = 432,92 \text{ t}$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}Bc(2 \text{travée}, 3 \text{voies}) + M_{frei}Bc)$$

$$M_{long} = 1707,10 + 0,6(8,415 + 235,56) = 1853,49 \text{ t.m}$$

D’après les calculs faits, la section d’armatures maximale par **SOCOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc 3 fils)

1 travée chargée), avec  $\begin{cases} e = 4,407 \text{ m.} \\ A_s = 498,24 \text{ cm}^2 \end{cases}$

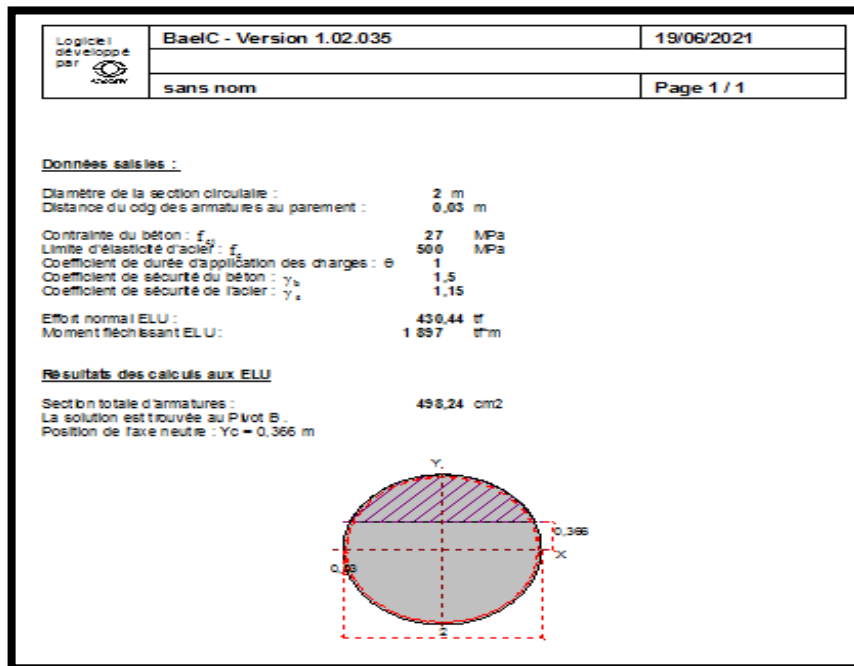


Figure.XII.27 : Calcul de la section d’armatures maximale dans le fût à l’ELU.

**XII.7.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fût**

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, il se manifeste par une déformation latérale de cette barre.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{\pi \cdot \varnothing^4}{64} \quad , B = \frac{\pi r^2}{4} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot \varnothing^4}{64}}{\frac{\pi r^2}{4}}} = \sqrt{\frac{\varnothing^2}{16}} = \frac{\varnothing}{4}$$

$$i = \frac{\varnothing}{4} = \frac{2}{4} = 0,5 \text{ m.}$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times (13,937 + 1,5) = 30,874 \text{ m}$$

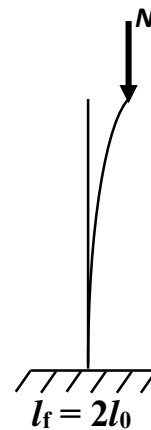
$$\lambda = \frac{30,874}{0,5} = 61,748$$

Pour que le fût ne flambe pas, il faut que :  $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[ 50 ; \text{MIN} \left( \frac{67 \times e}{\varnothing} , 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[ 50 ; \text{MIN} \left( \frac{67 \times 4,407}{2} , 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$\lambda = 61,748 < \lambda' = 100$  **Pas de risque de flambement.**



**Figure.XII.28** : Effet de flambement.

**XII.7.4 Calcul de ferrailage**

**a. Longitudinal**

Le résultat obtenu par SECOTEC est :  $A_S = 498,24 \text{ cm}^2$

$$N = 430,44 \text{ t.}$$

$$M = 2023,77 \text{ t. m.} \quad e = 4,407 \text{ m.}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} = 0,5\% B = \frac{0,5 \times \pi \times 1^2}{100} = 157 \text{ cm}^2$$

La section d'acier longitudinal est supérieure à  $A_{s \text{ min}}$

$$A_S = 498,24 \text{ cm}^2 > A_{S\text{min}} = 157 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_S = 498,24 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{62 \text{ HA32} \text{ (498,48cm}^2\text{)} \quad \mathbf{St = 10cm.}$$

**a. Transversal**

$$b \times h = b^2 = \pi r^2 \Rightarrow b = r \sqrt{\pi} = 1,772 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{\varnothing \cdot b}$$

$T_U$  = Effet de séisme + effet de freinage

$$T_U = 0,25 \times (833,95 + 328,22 + 120,15) + 15 = 320,58 \text{ t (pour les 3 fûts)}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b} = \frac{106,86 \times 10^{-2}}{1,772 \times 2} = 0,302 \text{ MPa ; avec: } T_U(1 \text{ fut}) = \frac{320,58}{3} = 106,86 \text{ t}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \text{MIN}(\{0,1f_{c28}, 3\text{MPa}\}) = 2,7\text{MPa}$$

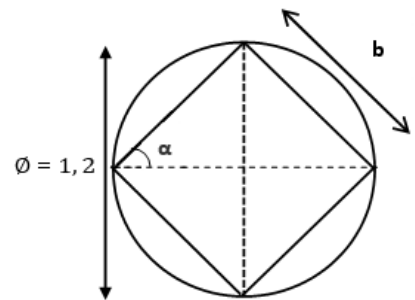
$$\tau_u = 0,302 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 2,7\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ **Section d'armature transversale**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{b \cdot \tau_u}{0,8 \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{1772 \times 0,360}{0,8 \times 500} \times 150 \times 10^{-2} = 2,39 \text{ cm}^2$$

▪ **Diamètre des armatures**

$$\begin{aligned} \varnothing_t &\leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_{\text{long}}, \frac{b}{10} \right\} \\ &= \text{MIN} \left\{ \frac{13,937}{35}, 25, \frac{177,2}{10} \right\} \\ &= 17,72 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\varnothing_t \leq 20 \text{ mm}$$

$A_t = 2,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit 3HA 12 avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

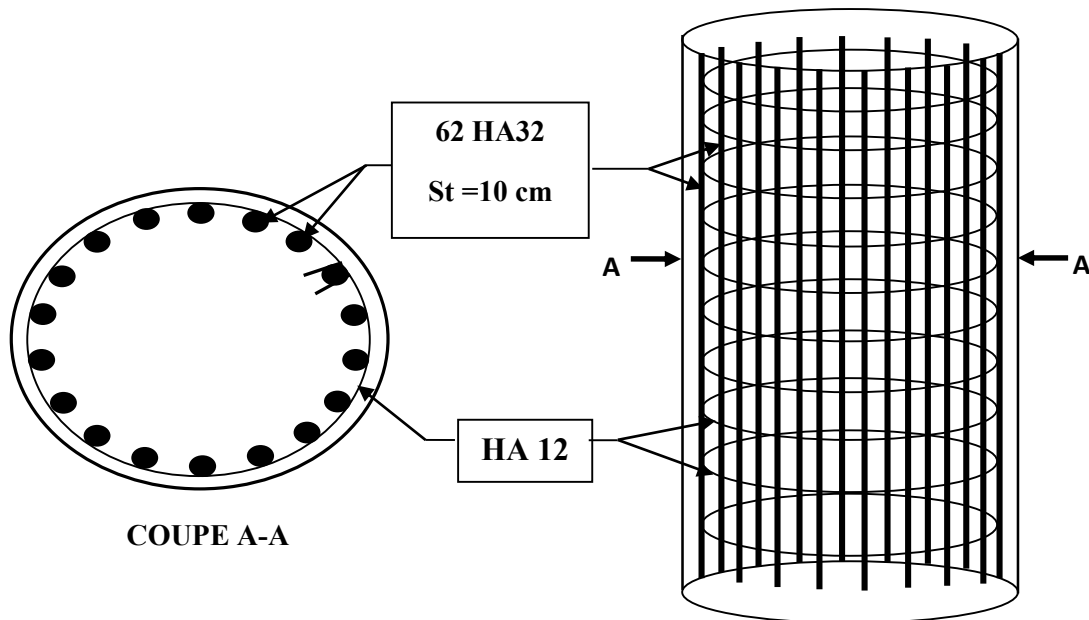


Figure.XII.29 : Ferrailage de fût.

## XII.8 Étude de semelle

La semelle est un élément qui permet la transmission des charges de la superstructure et celle des appuis jusqu'au sol de fondation, elle est soumise aux efforts suivants :

- Poids propre du tablier et les surcharges routières ;
- Poids du chevêtre ;
- Poids propre des fûts ;
- Poids propre de la semelle et nervure ;
- L'effort sismique induit par le tablier ; chevêtre ; fûts ; nervure et semelle.

### XII.8.1 Différent types de fondation

Les principaux types de fondation à rencontre à la pratique sont les **fondations superficielles** et les **fondations profondes**.

Dans notre projet on a des fondations profondes, la semelle transmet à la fondation des efforts qui produisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis normalement, les pieux sont mécaniquement encastrés dans la semelle, celle-ci a pour dimensions :

#### ➤ Les dimensions de semelle

- Longueur :  $D = 13,20 \text{ m}$
- Largeur :  $B = 9,6 \text{ m}$
- Épaisseur :  $E = 2,5 \text{ m}$

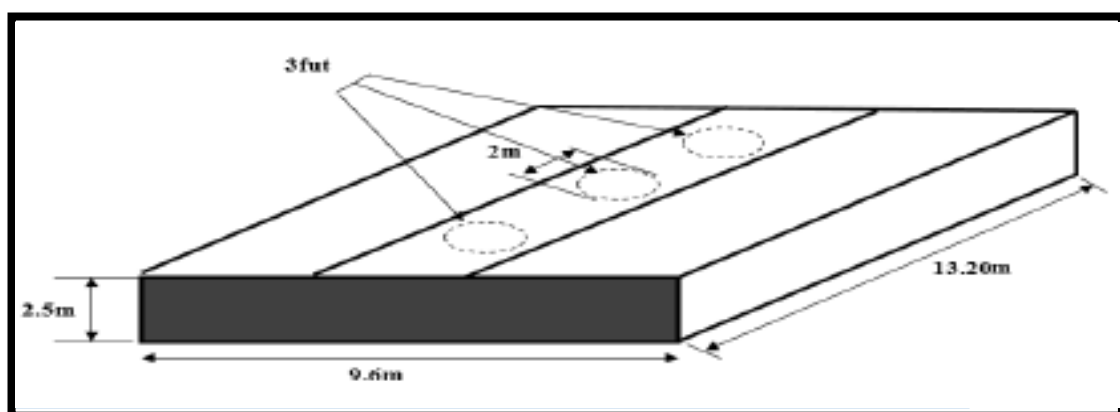


Figure.XII.30 : Détails de la semelle.

## XII.8.2 Calcul des charges

## a. Charges permanentes

Charge	Poids G (t)
Superstructure	833,95
Dés d'appuis et butté de sécurité	7,96
Chevêtre	120,15
Fût	328,22
Poids de la semelle	792
Poids des terres	563,04
<b>Le poids total de la pile</b>	<b>1811,37</b>
<b>Le poids total</b>	<b>1811,37 + 833,95 = 2645,32</b>

Tableau.XII.12 : Charge permanente sur semelle.

## b. Les surcharges

Elles sont indiquées au tableau **Tableau.XII.2** et **Tableau.XII.3**.

## c. Le freinage

- Système A(L)

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et trois voies chargées.

$$H_{A(1)} = \frac{A/2}{20 + 0,0035S}$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 70 m.

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{70 + 12} = 0,669 \text{ t/m}^2$$

S: Surface chargée, soit :  $S = (36 \times 2 + 1,1) \times 10,5 = 767,55 \text{ m}^2$

$$A = 0,669 \times 1 \times 0,9 \times 767,55 = 462,14 \text{ t}$$

$$HA(l) = 0,230 + \frac{1}{20 + 0,0035 \times 767,55} \cdot 462,55 = 20,62 \text{ t/m}^2$$

Soit : 10,31 t par appuis

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 20,62 \times (13,937 + 1,5 + 0,1 + 2,5) = 371,92 \text{ t.m}$$

• **Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b = 30\text{t}$ , chaque appui supporte une force de freinage égal =  $30/2 = 15\text{t}$

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,1 + 13,937 + 2,5 + 1,5) = 270,56 \text{ t.m}$$

			$H_{\text{frein}}$	$M_{\text{frein}}$
<b>A(L)</b>	<b>1trav</b>	<b>3vc</b>	16,10	290,40
	<b>2trav</b>	<b>3vc</b>	20,62	371,92
<b>Bc</b>			15	270,56

Tableau.XII.13 : Moment due au freinage.

• **Séisme**

**L'effort sismique horizontal**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 2645,32 = 661,33 \text{ t}$$

**L'effort sismique vertical**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,075) \times 2645,32 = 2446,92 \text{ t}$$



$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,075) \times 2645,32 = 2843,72 \text{ t}$$

**Le moment dû à l'effort sismique horizontal**

$$M_{FS/0} = \varepsilon_h \times (F_{tH} \times Y_t + F_{chH} \times Y_{ch} + F_{futH} \times Y_{fut} + F_{terH} \times Y_{ter} + F_{terH} \times Y_{ter})$$

$$M_{FS/0} = 0,25 \times (833,95 \times 18,137 + 120,15 \times 17,187 + 328,22 \times 9,4685 + 792 \times 1,25 + 563,04 \times 5,31)$$

$$M_{FS/0} = 6069,47 \text{ t. m.}$$

### XII.8.3 Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile

Le groupe des pieux est dite en stable lorsque l'effort maximal supporte par un pieu est inférieur à la capacité portante du pieu.

D'après le rapport du sol  $\bar{Q} = 472,45 \text{ t.}$

### XII.8.4 Calcul des combinaisons et l'effort revenant à chaque pieu

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que les convois D240 et Mc120 seront combinés avec le séisme.

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Le fût ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu  $R_i$  est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , I_0: \text{ Est négligeable par rapport à } : S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n \cdot S} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \sigma_{i \min}^{\max} \cdot S = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{\text{LONG}} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{\text{TRAN}} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

$$y_i = \pm 3,60 \text{ m}$$

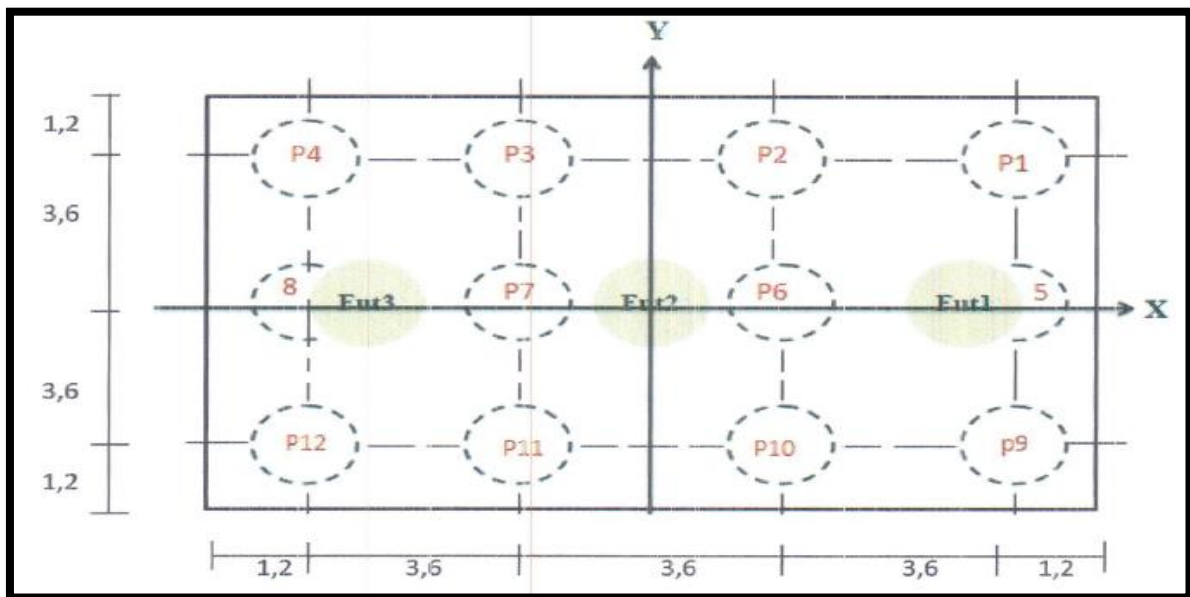


Figure.XII.31 : Disposition des pieux.

➤ **Conditions normales**

✓ ELU

- **Combinaison 01** : G+A(L) (ou Bc) + H<sub>f</sub> [A(L) (ou Bc)].

$$N = 1,35 \cdot G + 1,6 \cdot R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{\text{long}} = 1,6(M_{\text{long}}[A(L)(ou Bc)]) + M_{\text{frein}} [A(L)(ou Bc)]$$

- **Combinaison 02** : G+D240 ou Mc120

$$N = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{\text{long}} = 1,35 M_{\text{long}}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N	M <sub>long</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	R <sub>MAX</sub>	R <sub>MIN</sub>
2 travées	A(l)	3.V.C	3688,14	257,95	277,17	266,61	313,31	301,78
	Bc	3file	3656,46	390,36	277,59	261,56	313,78	295,67
M <sub>C12</sub> 0			3622,62	0	267,06	267,06	301,88	301,88
D <sub>240</sub>			3666,53	0	270,30	270,30	305,55	305,55

Tableau.XII.14 : Combinaison des charges pour Conditions normales à l'ELU.

✓ ELS

- **Combinaison 01** : G+A(L) (ou Bc) + H<sub>f</sub> [A(L) (ou Bc)].

$$N = G + 1,2 \cdot R[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = 1,2(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]$$

- **Combinaison 02** : G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = M_{long}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N	M <sub>long</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	R <sub>MAX</sub>	R <sub>MIN</sub>
2 travées	A(l)	3.V.C	2733,04	151,05	204,57	198,39	231,25	224,26
	Bc	3file	2709,28	292,77	205,72	193,73	232,55	218,99
M <sub>C120</sub>			2683,42	0	197,82	197,82	223,62	223,62
D <sub>240</sub>			2715,95	0	200,22	200,22	226,32	226,32

Tableau.XII.15 : Combinaison des charges pour Conditions normales à l'ELS.

➤ Conditions sismique

✓ Séisme longitudinal (// à l'axe de pont)

- ELU
- Combinaison 03 : G+E.

$$N = F_{Vmax} = 2843,72 \text{ t.}$$

$$M_{long} = 6069,47 \text{ t.m.}$$

- Combinaison 04 : G+E+0,6(A(L) ou (Bc))

$$N = +F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6[(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]].$$

			N	M <sub>long</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	R <sub>MAX</sub>	R <sub>MIN</sub>
2 travées	A(l)	3.V.C	2887,58	6144,99	338,71	87,04	382,88	98,39
	Bc	3file	<b>2875,70</b>	<b>6215,86</b>	339,28	84,71	<b>383,52</b>	<b>95,76</b>
Combinaison 3			2843,72	6069,47	333,92	85,35	377,46	96,48

Tableau.XII.16 : Combinaison des charges pour Condition sismique à l'ELU.

✓ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 01 (cas de Bc 3 fils ; 2 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc)

$$N = +F_{Vmax} + 0,6. R_{BC}(2travée, 3 voies)$$

$$N = 400,94 + 0,6 \times 53,30 = 432,92 \text{ t}$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}Bc( 2 travée, 3 vois) + M_{frei}Bc)$$

$$M_{long} = 1707,10 + 0,6(8,415 + 235,56) = 1853,49 \text{ t.m}$$

**XII.8.5 Vérification de soulèvement et de tassement des pieux**

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

$$R_{\max} = 383,52 \text{ t}$$

$$R_{\min} = 95,76 \text{ t}$$

D'après le rapport de sol :  $\bar{Q} = 472,45 \text{ t}$

$$R_{\text{MAX}} = 383,52 \text{ t} < \bar{Q} = 472,45 \text{ t} : \text{ Pas de risque de tassement}$$

$$R_{\text{MIN}} = 95,76 \text{ t} > 0 \text{ t} : \text{ Pas de risque de soulèvement}$$

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

**XII.8.6 Ferrailage de la semelle**

**XII.8.6.1 Les armatures transversales**

On applique la méthode des bielles mentionné dans le document technique **Setra Piles et Palées PP73 §4** (page 422), tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

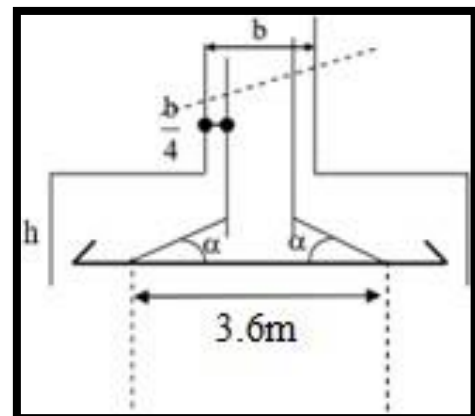
L : Entraxe des deux files de pieux : L = 3,6 m

d : Hauteur utile de la semelle : d = 2.45 m

b : Diamètre de fut : b = 2 m

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,88 \Rightarrow \alpha = 62^\circ > 45^\circ \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,30 \text{ m} < 2,5 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$



**Figure.XII.32** : Schéma représente les paramètres de la méthode des bielles.

Donc : La méthode des bielles est applicable.

➤ Les armatures transversales inferieures

- ELU

$$R_{MAX} = 383,52 \text{ t}$$

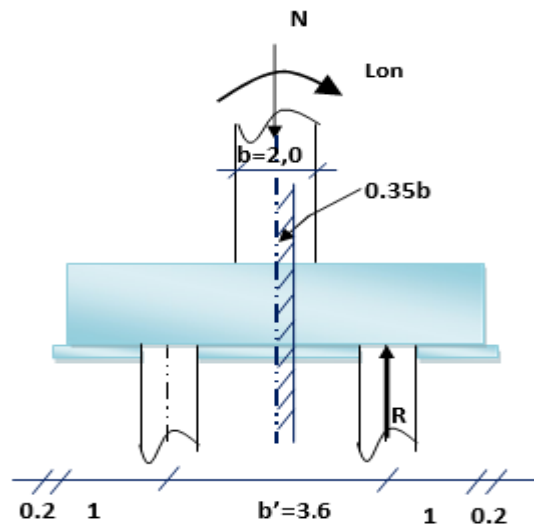
$$N_U = 2875,70 \text{ t}$$

$$M_{ULONG} = 6215,86 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{6215,86}{2875,70} = 216,15 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{200}{6} = 33,33 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$



$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\text{On a : } R_{max} = 383,52 \text{ t}$$

$$M_1 = R_{MAX} \left( \frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 383,52 \times \left( \frac{7,2}{2} - 0,35 \times 2 \right) = 1112,21 \text{ t.m}$$

a' : Est au feuillet moyenne avec :

$$a' = \emptyset_{pieu} + h = 1,2 + 2,5 = 3,7 \text{ m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1112,21 \times 10^{-2}}{3,7 \times 2,4^2 \times 15,3} = 0,034$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{1112,21 \times 10^{-2}}{0,982 \times 2,4 \times 348} = 0,013560 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{su} = 135,60 \text{ cm}^2.$$

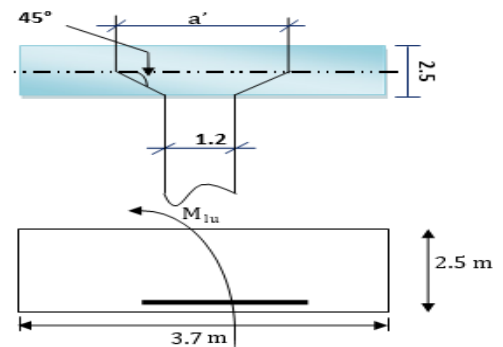
$$A_s = 135,60 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 18\text{HA}32 \quad (144,72 \text{ cm}^2)$$

L'espace entre les barres

$$S_t = \frac{\emptyset + h - C}{20 - 1}$$

$$= \frac{1,2 + 2,5 - 0,05}{18 - 1} = \frac{3,65}{17} = 0,20.$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$



➤ Les armatures transversales supérieures

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{144,72}{10} = 14,472 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } 10\text{HA}14 \quad (A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{3,6}{9} = 0,40 \text{ m} \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm}.$$

**XII.8.6.2 Les armatures longitudinales****➤ Les armatures longitudinales inférieures**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{144,72}{3} = 48,24 \text{ cm}^2.$$

**soit 16HA20 ( $A_{st} = 50,27 \text{ cm}^2$ .)**

$$S_t = \frac{3,6}{15} = 0,24\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

**• Les armatures longitudinales supérieures**

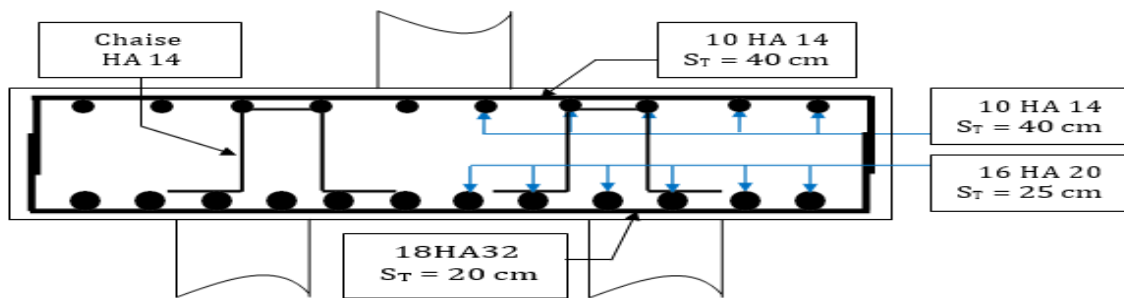
$$A_{l,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{144,72}{10} = 14,472 \text{ cm}^2.$$

**soit 10HA14 ( $A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$ )**

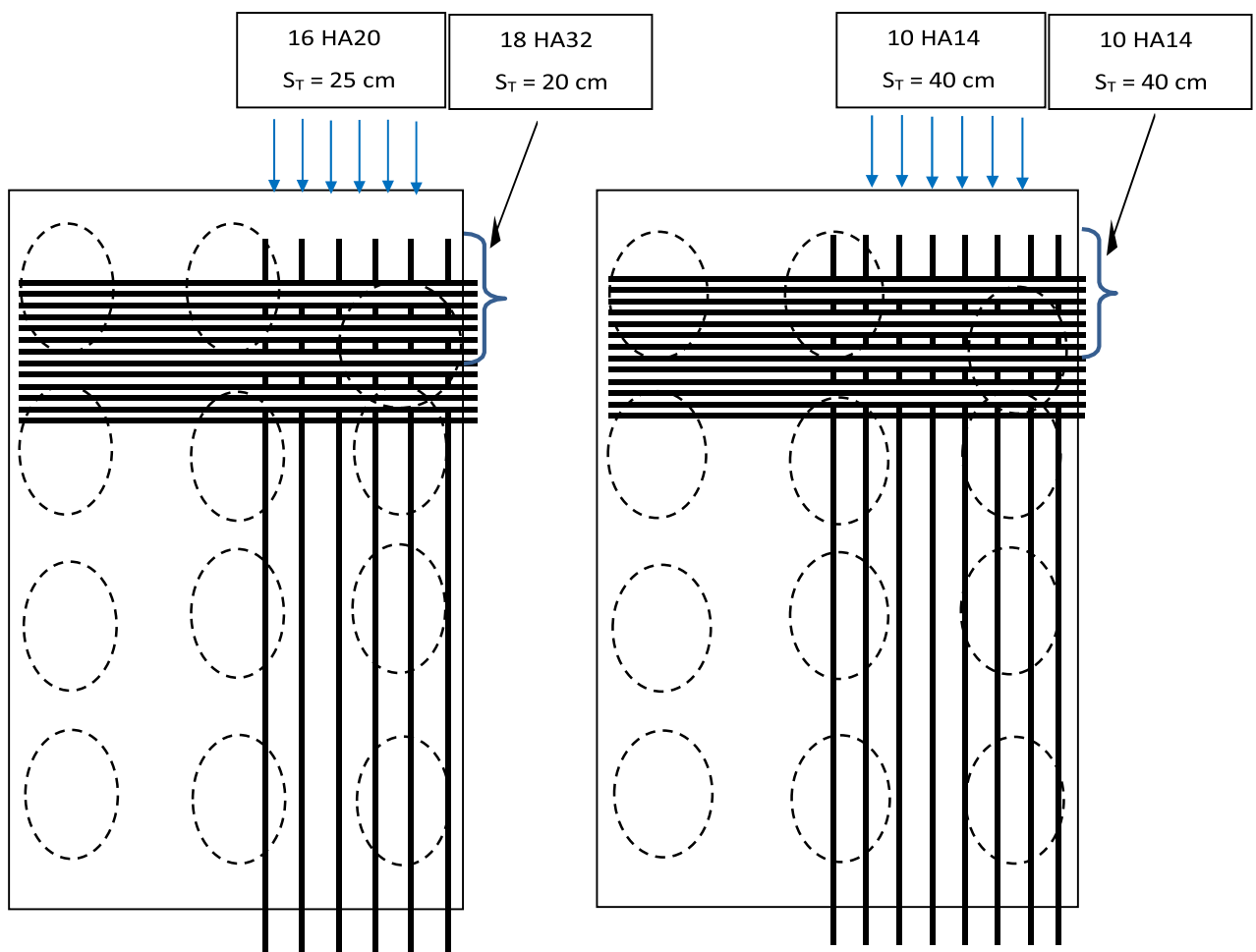
$$S_t = \frac{3,6}{9} = 0,40\text{m} \Rightarrow S_t = \mathbf{40\text{cm.}}$$



XII.8.6.3 Schéma de ferrailage de la semelle



Coupe transversale



Ferrailage inférieur

Ferrailage supérieur

Figure XII.33 : Schéma de ferrailage de la semelle.

## XII.9 Étude des pieux sous pile

On considère une fondation reposant sur Deux files de pieux :

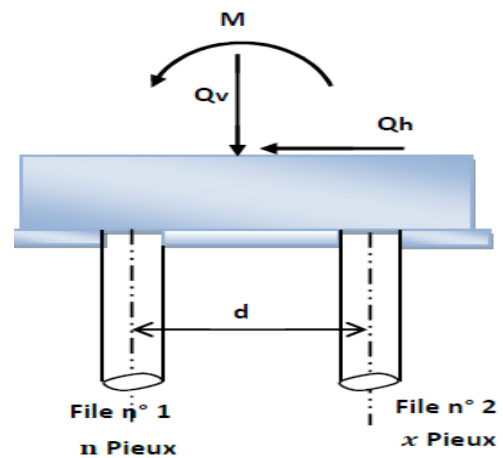
$n$  : Nombre de pieux sous la file 1

$x$  : Nombre de pieux sous la file 2

$d$  : Entraxe des files

Pour notre cas :  $n = x = 3$  pieux

Pour le calcul du comportement mécanique des pieux en utilisant la méthode du coefficient d'élasticités croisées.



### XII.9.1 Coefficient d'élasticité des pieux

En introduisant les coefficients d'élasticité de chaque pieu,  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  et  $\mu$  nous allons en préciser la signification et les valeurs dans certains cas.

- **Coefficient d'élasticité longitudinal**

Il s'agit du rapport entre l'effort normal appliqué et la déformation correspondante du pieu. Dans la plupart des cas on doit se contenter de la loi de **HOOKE** pour une longueur d'encastrement à l'effort normal égal à la longueur du pieu. Ce qui donne :

$$\mu = \frac{E \cdot S}{L}$$

**E**: Est le module de Young du matériau constitutif du pieu.

**S**: L'aire de sa section.

**L** : La longueur réelle du pieu. Cette hypothèse est généralement pessimiste bien qu'il arrive que la longueur d'encastrement du pieu soit supérieure à sa longueur réelle, surtout lorsqu'il ne s'appuie pas sur un banc dur.

- **Coefficients d'élasticité croisés**

Ces coefficients dépendent de la géométrie et de la nature du pieu, des caractéristiques géotechniques des terrains et des conditions de liaison du pieu en ses extrémités. Dans le cas général, leur détermination nécessite un calcul électronique.

Nous donnons ci-après leurs valeurs dans l'hypothèse d'un sol homogène dont le module de réaction est  $K$ , et pour plusieurs hypothèses de liaison.

$$\text{On posera : } L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.\phi}}$$

$L_0$ : La longueur de transfert.

$I$ : Étant l'inertie de la section du pieu.

$\phi$ : Son diamètre.

- **Pieu de longueur infinie**

On pourra considérer que le pieu est de longueur infinie dès que:  $L \geq 3.L_0$ .

Les valeurs des coefficients d'élasticités croisés sont :

$$P_1 = K.\phi.L_0$$

$$P_2 = K.\phi.L_0^2$$

$$P_3 = K.\phi.L_0^3$$

- **Pieu de longueur finie**

Pour un pieu de longueur finie dans un sol de module constant des tables reproduites ont été établies permettant de déterminer par simple lecture la valeur des trois paramètres :

$r_1$ ,  $r_2$  et  $r_3$  qui sont liées aux coefficients d'élasticité croisés par les relations :

$$P_1 = r_1 \cdot \frac{E \cdot I}{L^3}$$

$$P_2 = r_2 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2}$$

$$P_3 = r_3 \cdot \frac{E \cdot I}{L}$$

Ces coefficients sont sans dimensions et sont calculables en fonction du rapport :

$$U = \frac{L}{L_0}$$

On peut remarquer que la valeur de **U** s'approche de 3, les coefficients d'élasticité croisés tendent vers les valeurs précédemment indiquées

Pieu rigidement encastré dans un substratum sans réaction élastique du sol ( $K = 0$ ):

On a :

$$P_1 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3}$$

$$P_2 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^2}$$

$$P_3 = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L}$$

Pieu sans réaction élastique du sol sur une certaine hauteur h.

On peut déterminer les coefficients d'élasticité croisés en tête du pieu que l'on appellera **R<sub>1</sub>**, **R<sub>2</sub>**, et **R<sub>3</sub>**. On commence par calculer les coefficients **P<sub>1</sub>**, **P<sub>2</sub>**, et **P<sub>3</sub>**, au niveau de la section du pieu qui sépare les couches non réactive et réactive.

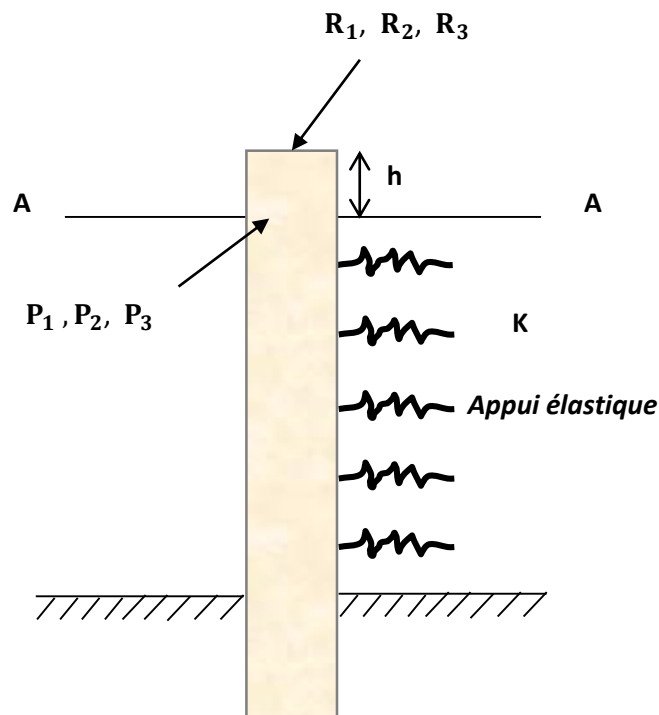


Figure XII.34 : Réaction de sol sur le pieu.

Appelons  $T, M$  l'effort tranchant et le moment fléchissant en tête du pieu,  $t, m$  ces mêmes grandeurs dans la section  $A-A$ . de même  $X, \Omega$  sont les paramètres de déformations en tête. Et  $x, w$  ces mêmes paramètres dans la section  $A-A$ . On voit aisément que :

$$T=t$$

$$M=-t. h + m$$

Et :

$$x = X + \Omega. h + \frac{T. h^3}{6. E. I} + \frac{M. h^2}{2. E. I}$$

$$x = \Omega + \frac{T. h^2}{2. E. I} + \frac{M. h}{E. I}$$

Compte tenu de ce que :

$$T = -P_1 \cdot x + P_2 \cdot w$$

$$M = -P_2 \cdot x - P_3 \cdot w$$

On en déduit les valeurs des coefficients croisés  $R_1$ ,  $R_2$  et  $R_3$  :

$$R_1 = \frac{1}{D} \cdot \left[ P_1 + \frac{H}{E \cdot I} (P_1 \cdot P_2 - P_2^2) \right]$$

$$R_2 = \frac{1}{D} \cdot \left[ h \cdot P_1 + P_2 + \frac{h^2}{2 \cdot E \cdot I} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2) \right]$$

$$R_3 = \frac{1}{D} \cdot \left[ h^2 \cdot P_1 + h \cdot P_2 + P_3 + \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2) \right]$$

- Dans ces formules, nous avons posé

$$D = 1 + \frac{H}{3 \cdot E \cdot I} (h^2 \cdot P_1 + 3 \cdot h \cdot P_2 + 3 \cdot P_3) + \frac{h^4}{12 \cdot (E \cdot I)^2} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2)$$

Toutes les formules qui viennent d'être explicités trouvent leur utilisation au stade de pré-dimensionnement. Naturellement, en général, on ne peut considérer qu'un sol traversé par un pieu donne un module constant sur toute la hauteur de celui-ci. Mais on peut très bien appliquer les formules précédentes :

- Lorsque le module de réaction ne varie pas trop en fonction de la profondeur.
- Lorsque le module est très faible et que les pieux sont encastrés dans un substratum rocheux.
- Lorsque le sol comporte principalement deux couches, la première étant mauvaise qualité ( $K$  est faible tombe vers zéro) la seconde de bonne consistance et relativement homogène.

### XII.9.2 Calcul des efforts et déformations le long du fut d'un pieu

Généralement, les efforts les plus importants sont enregistrés dans la zone des pieux, Cependant, lorsqu'il y a des efforts parasites (frottement négatif ou poussées latérales) il peut être nécessaire de connaître les efforts de flexion le long du fut du pieu. Connaissant les efforts et les déformations en tête, Il s'agit d'un simple calcul de résistance des matériaux dont pour rappelons quelques résultats.

- **Pieu ou partie d'un sol non réactif**

Sur la partie en question, les efforts et déformations à la distance  $Z$  de la tête du pieu se calculent par les formules suivantes :

$$t(z) = T$$

$$m(z) = M + T \cdot Z$$

$$w(z) = W + \frac{M}{E \cdot I} + \frac{T}{2 \cdot E \cdot I} \cdot Z^2$$

$$x(z) = X + W \cdot Z + \frac{M \cdot Z^2}{2 \cdot E \cdot I} + \frac{T \cdot Z^3}{6 \cdot E \cdot I}$$

En faisant  $Z = h$ , on peut déterminer les efforts et les déformations dans la section du pieu au-delà de laquelle le sol devient réactif.

- **Pieu de longueur infinie dans un sol de module  $K$  constant**

Les efforts dans le fut sont donnés par les formules suivantes.

$$t(z) = T \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) - \frac{2 \cdot M}{10} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$m(z) = T \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \sin \frac{z}{l_0} + M \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$x(z) = \frac{2 \cdot T}{10 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \frac{2 \cdot M}{10^2 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \left( \cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$w(z) = -\frac{2.T}{l_0 \cdot 12.K.\emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{10}} \cdot \left( \cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right) + \frac{4.M}{l_0^3 \cdot K.\emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{10}} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

- **Pieu de longueur finie dans un sol élastique de module constant.**

$$x(z) = \frac{T.l_0^3}{E.I} \cdot \left( F.S_3 - \frac{1}{2}.j.S_2 - \frac{1}{4}.g \right) + \frac{M.l_0^2}{E.I} \cdot \left( F.S_2 - \frac{1}{2}.j.S_1 + \frac{1}{2}.h \right)$$

$$w(z) = \frac{T.l_0^2}{E.I} \cdot \left( g.S_3 - \frac{1}{2}.F.S_2 - \frac{1}{4}.h \right) + \frac{M.l_0^2}{E.I} \cdot \left( g.S_2 - F.S_1 + \frac{1}{2}.j \right)$$

$$m(z) = T.l_0 \cdot \left( -2.h.S_3 - g.S_2 + \frac{1}{2}.j \right) + M \cdot \left( -2.h.S_2 - g.S_1 + F \right)$$

$$t(z) = T.l_0 \cdot \left( -2.j.S_3 + 2.h.S_2 + F \right) + \frac{M}{l_0} \cdot \left( -2.j.S_2 + 2.h.S_1 + g \right)$$

Dans ces formules, on a posé :

$$K = 1,2,3: \quad SK = \frac{rK}{r_1 \cdot r_3 - r_2^2} \cdot \left( \frac{z}{l_0} \right)^3$$

D'autre part, f, g, h et j sont des fonctions de Z/L0 dont les valeurs sont données par les formules suivantes :

$$f\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$h\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$g\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$j\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) + \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$



Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul par **Excel**, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

### **XII.9.3 Ferrailage des pieux**

Le ferrailage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique.

Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul par Excel, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

$$M_S = 6215,86 \text{ t.m}$$

$$Q_H = F_{sh} + 0,6 \times F_{\text{freinage}(Bc)} = 802,666 \text{ t}$$

$$Q_v = 2875,70 \text{ t}$$

#### **✓ Les valeurs obtenues par Excel**

$$T_{\min} = 12,27 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 292,43 \text{ t.m (en tête du pieux)}$$

Après avoir les résultats du programme, le calcul de ferrailage sera fait par SECOTEC avec les hypothèses suivantes :

- Calcul de ferrailage en flexion composée.
- Fissuration préjudiciable.
- Béton  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ .
- Acier Fe = 500 Mpa.
- Section circulaire avec un diamètre  $D = 1,2 \text{ m}$ .

#### **✓ Résultat**

$$A_s \text{ par SECOTEC : } A_s = 187,21 \text{ cm}^2 \quad 24\text{HA}32$$

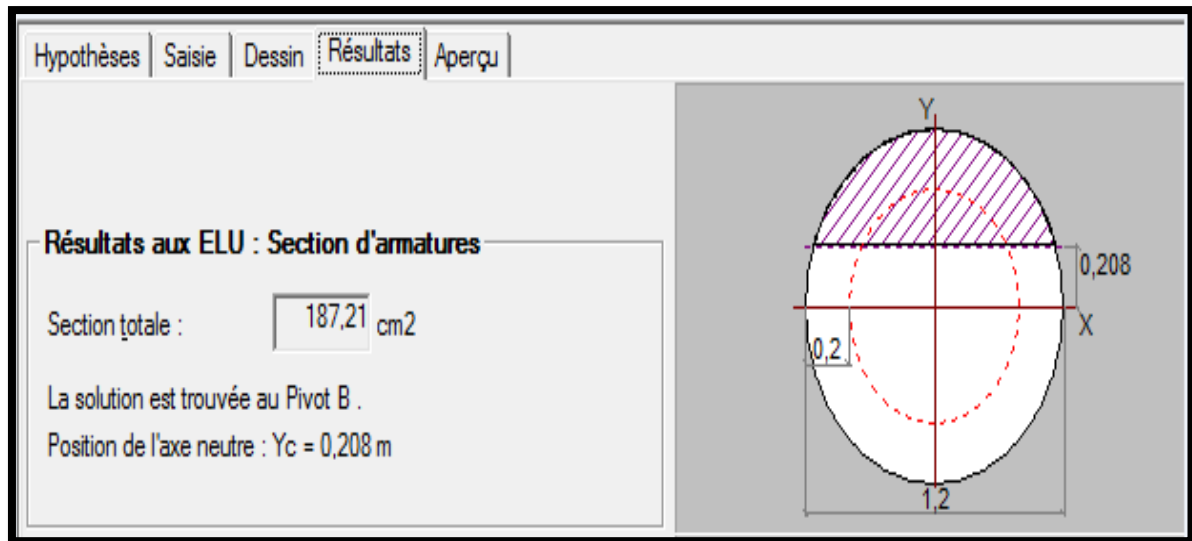


Figure XII.35 : Calcul de la section d'armature pour pieu de la semelle.

#### ✓ Calcul des armatures minimales

D'après l'R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{Smin} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 187,21 \text{ cm}^2 > A_s = 56,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad \mathbf{24 HA32}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

## XII.9.4 Schéma de ferrailage du pieu

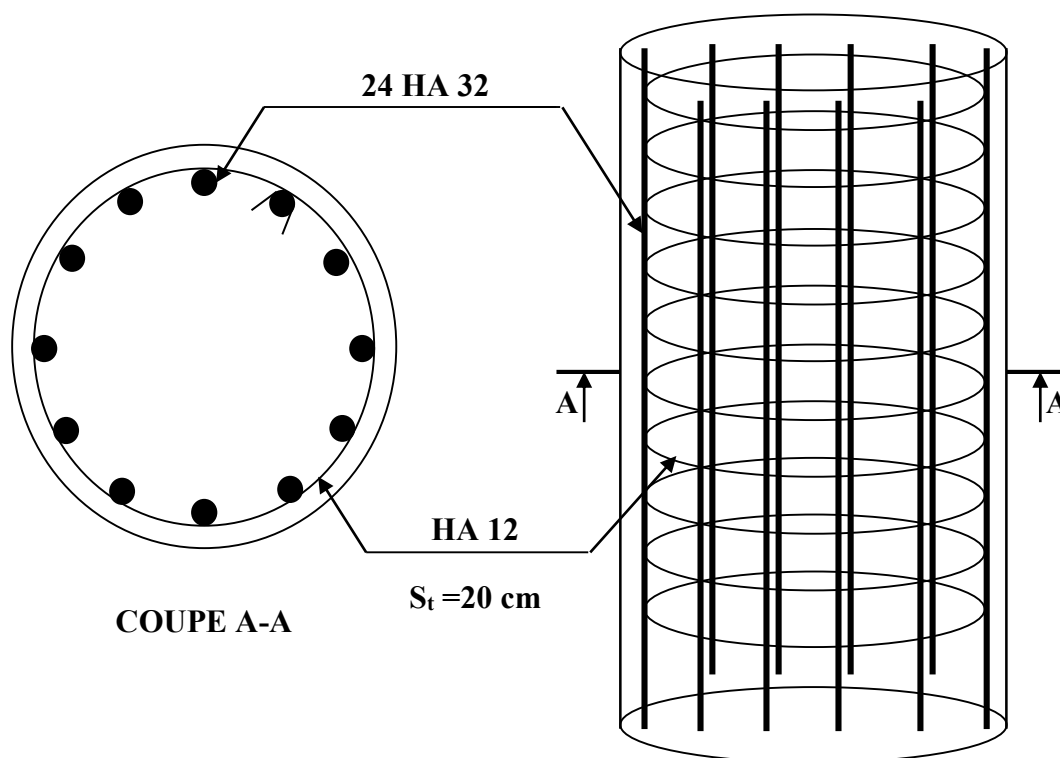


Figure XII.36 : Schéma de ferrailage du pieu.

## XII.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait le dimensionnement de la pile au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre du tablier, tous les systèmes de charge...etc.), un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle...etc.) a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

# Chapitre XIII :

*Étude de la culée*

### **XIII.1 Introduction**

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter le poids du tablier. Elles sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a aussi pour rôle de soutenir les terres.
- Murs latéraux, ils sont appelés "murs en retour " s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- Mur garde grève, il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai. Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

En se basant sur les données géotechniques du site, on a opté pour notre viaduc uneculée fondée sur pieux, elle comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux (02) murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Vue la grande largeur de notre mur garde grève il joue aussi le rôle de la dalle de transition.

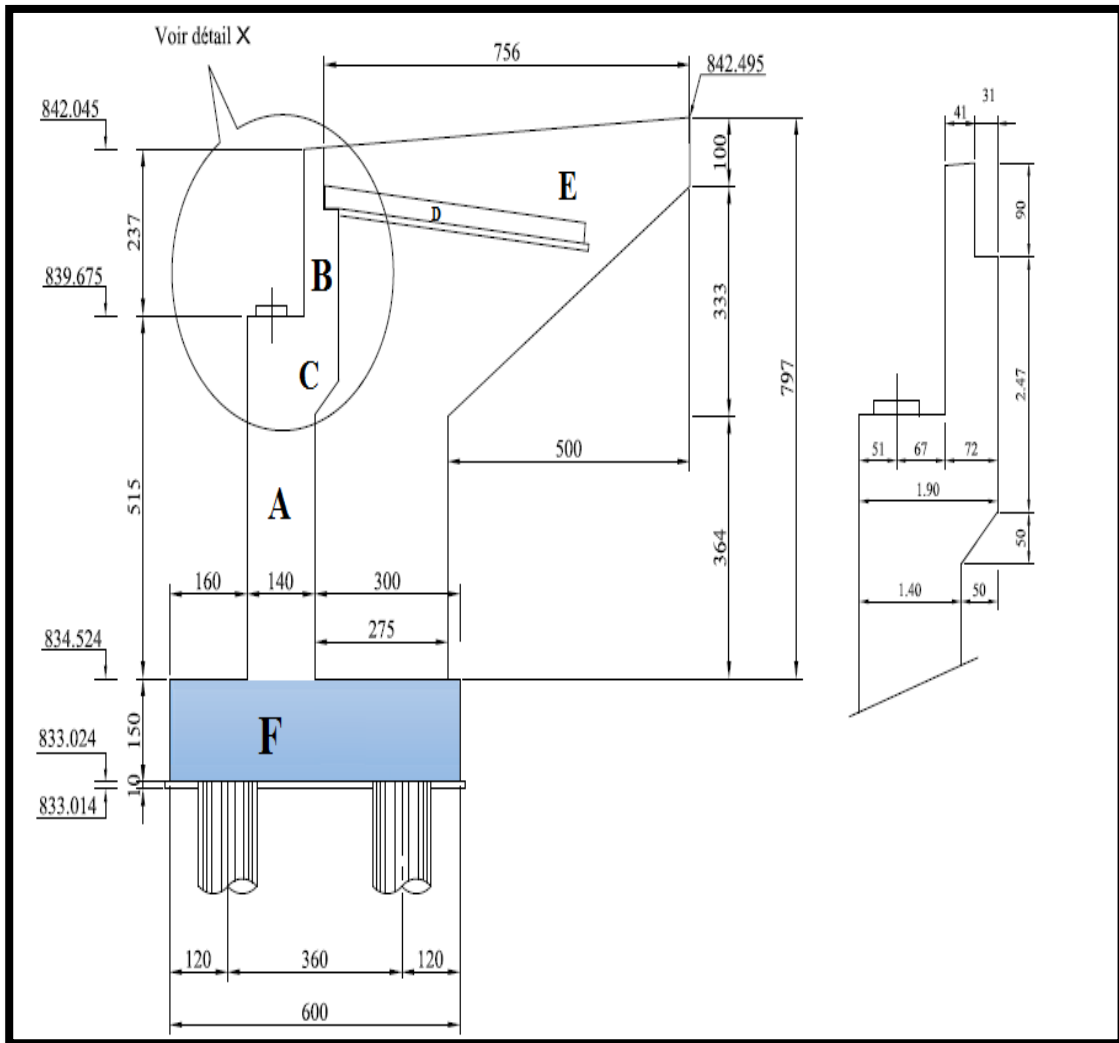


Figure.XIII.1 : Dimensionnement de la culée C2.

- A : Mur frontal
- B : Mur garde grève
- C : Corbeau
- D : Dalle de transition
- E : Mur en retour
- F : Semelle

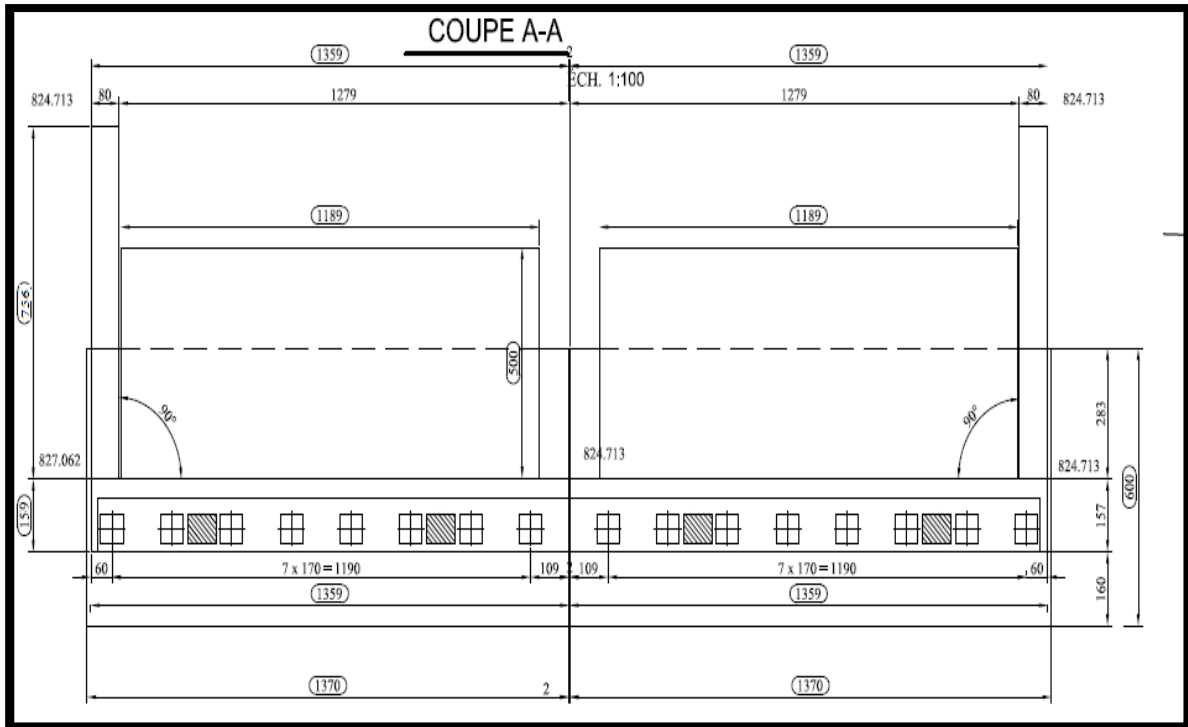


Figure.XIII.2 : Vue en plan de la culée C2.

### XIII.2 Dimensionnement des éléments de la culée

On s'intéresse au dimensionnement de la culée la plus haute, le calcul est effectué pour la culée C2 (culée gauche PK : 56+836,40).

#### XIII.2.1 Le sommier d'appui

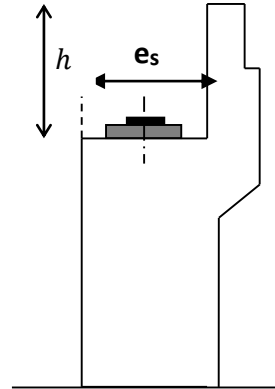
Il doit permettre :

- L'implantation des appareils d'appuis.
  - La mise en place des vérins pour changer ces derniers, s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
  - Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).
- ✓ Ainsi on le pré-dimensionne comme suit :

Pour la longueur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 7 \times 1,26 + 2 \times 0,59 = 10 \text{ m.}$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.



L'épaisseur du sommier :

$$e_s = 118 \text{ cm}$$

**XIII.2.2 Le mur garde grève**

Le mur garde grève à pour fonction de séparer physiquement le remblai du tablier, d'où il permet de soutenir les terres sur la hauteur du tablier, il comporte un corbeau arrière qui sert d'appui pour la dalle de transition.

L'épaisseur du mur garde grève :

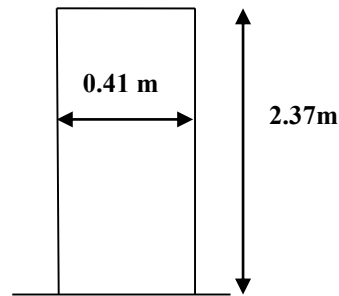
$$e = \max (30, \frac{h}{8} ) \text{ cm}$$

Avec : h: hauteur de mur garde grève.

$$h = 2,37 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } e = 41 \text{ cm}$$

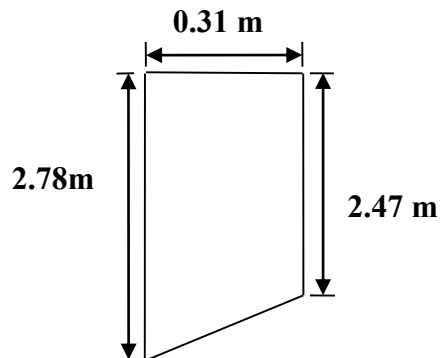
$$\text{Longueur} = 13,1 \text{ m}$$



**XIII.2.3 Le corbeau**

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 31 cm et largeur de 11.89 m.





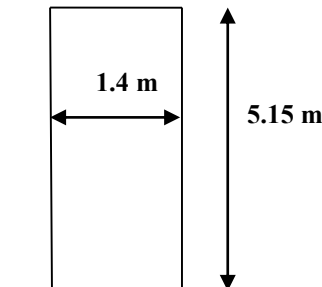
**XIII.2.4 Le mur frontal**

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courant varie de 0.8 à 1.2 m selon la hauteur. Sa hauteur est une donnée imposée par les caractéristiques du terrain naturel.

Hauteur = 5,15 m

Épaisseur = 1,4 m

Largeur : 13,59 m



**XIII.2.5 Le mur en retour**

Leur rôle est de retenir latéralement les terres, le mur en retour sera encastré à l'arrière du mur de frontal et par sa face intérieure au mur garde grève.

Longueur = 7,56 m

Hauteur = 7.97 m

Épaisseur = 0,80 m

**XIII.2.6 La dalle de transition**

Elle peut être préfabriquée ou coulée directement sur un béton de propreté, elle a les dimensions suivantes :

Longueur = 5,41 m.

Épaisseur = 0,3 m.

Pente de : 10 %

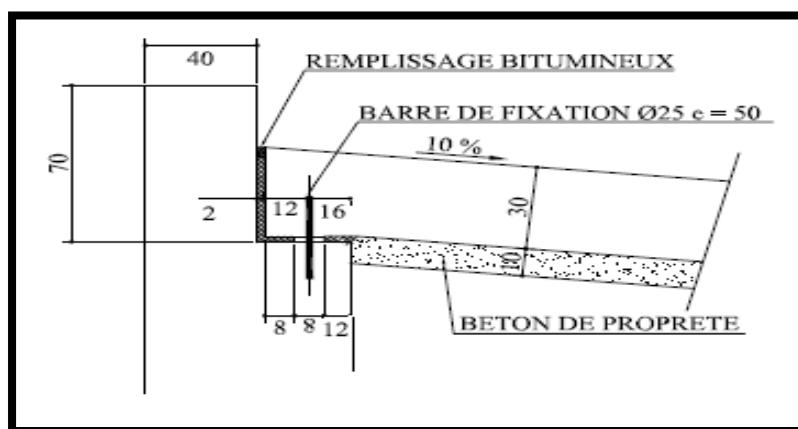


Figure.XIII.3 : Détails de la dalle de transition.

## XIII.2.7 La fondation

## ▪ Les pieux

La fondation sous culée est du type profond (semelle sur pieux)

Avec :  $\phi_{\text{pieu}} = 1,20\text{m}$ .

## ▪ La semelle

Épaisseur de la semelle :

Elle est en fonction de la rigidité :

$$e_{\text{semelle}} \geq 1,2 \phi_{\text{pieu}} \quad e_{\text{semelle}} \geq 1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ m}$$

On prendra  $e_{\text{semelle}} = 1,50 \text{ m}$

Largeur de la semelle :

$$B_s \geq 3\phi + 2\phi = 5\phi$$

On adopte:  $B_s = 9,70 \text{ m}$ .

Longueur de la semelle :  $L_s = 13,70 \text{ m}$

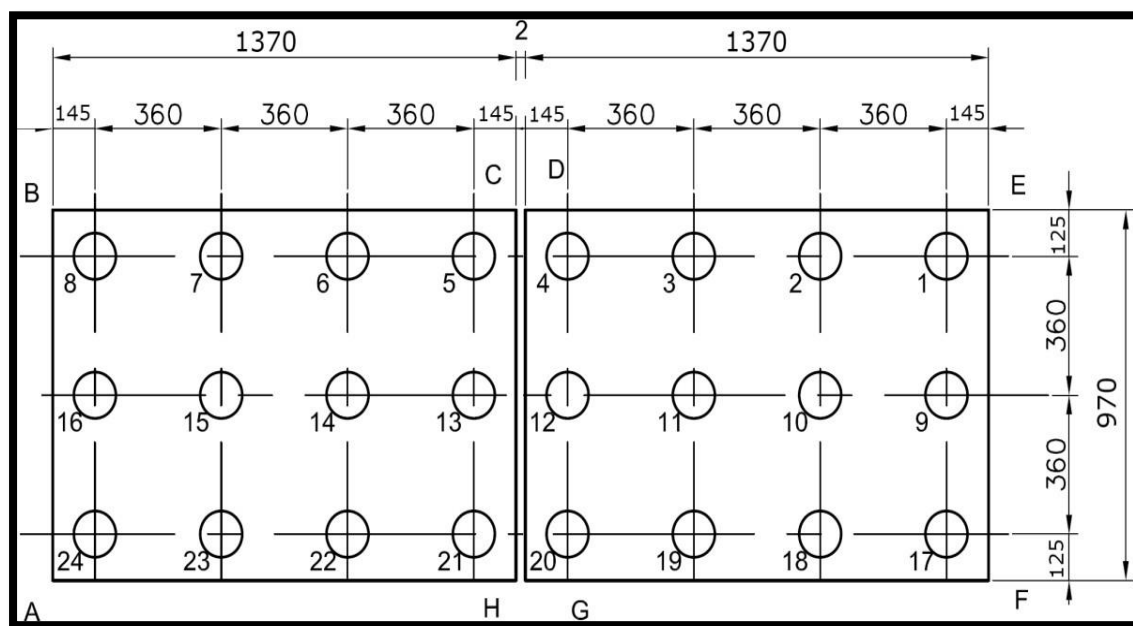


Figure.XIII.4 : Plan de disposition des pieux dans les deux semelles de la culée.

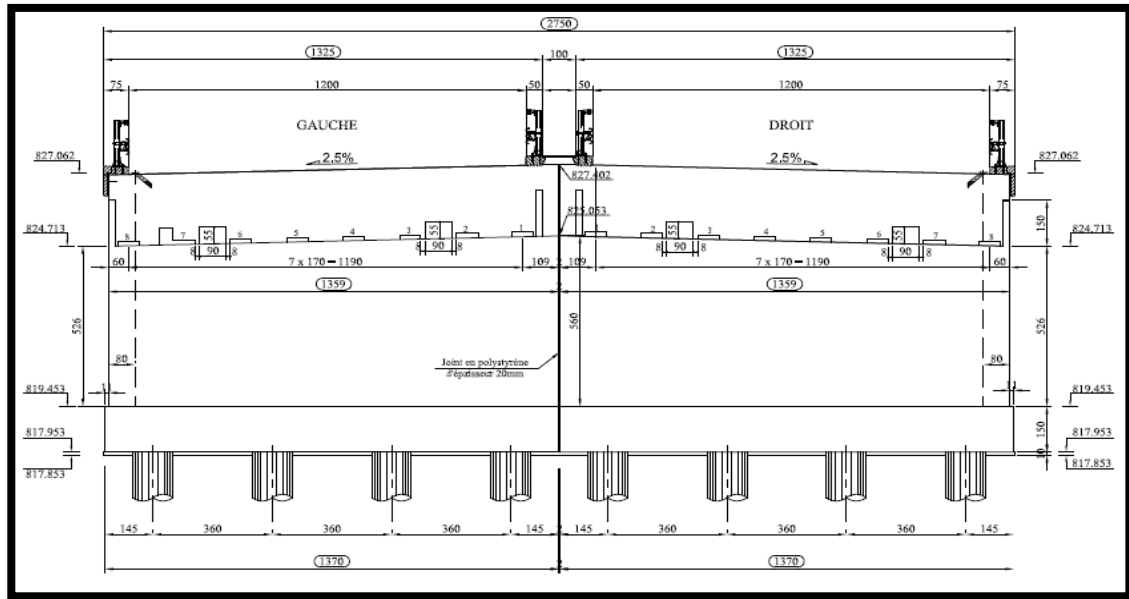


Figure.XIII.5 : Coupe transversale de la culée C2.

### XIII.3 Charges appliquées sur la culée

La culée est soumise aux charges suivant les trois directions à savoir :

- La résultante de la distribution des charges horizontales ;
- Les charges verticales induites par la superstructure ;
- Les charges transversales ;
- La poussée des remblais derrière la culée ;
- L'action dynamique due aux remblais derrière la culée.

#### XIII.3.1 Vérification de la stabilité de la culée

La culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- **Les sollicitations verticales**
  - ✓ Poids du tablier.
  - ✓ Poids des éléments constitutifs.
  - ✓ Les surcharges.

• **Les sollicitations horizontales**

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge  $Q = 1t/m^2$  (d'après le fascicule 61.titre 2).

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :  $K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2}$   $\theta = \text{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$

- $\varphi = 30^\circ$ , angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$ , angle des talus
- $\beta = 0^\circ$  ; inclinaison de la culée,

-  $\delta = 0^\circ$  ; angle de frottement remblai de culée, ( $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ , est par ce que pas de

frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tous ça conduit vers

$\delta = 0^\circ$ ).

- La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \text{ (Triangulaire).}$$

- La poussée due aux surcharges  $\gamma = q = 1,00 t/m^2$ .

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire).}$$

- La densité du remblai :  $\gamma = 2 t/m^3$

Actions	$\epsilon_H$	$\epsilon_V$	K	$\theta^\circ$	$K_{ah}$
CN	0	0	1	0	0,3335377
SH	0,25	0	1,031	14,04	0,5301493
SH + SV ↑	0,25	-0,075	0,958	15,12	0,51113
SH + SV ↓	0,25	0,075	1,104	13,09	0,5502952

Tableau.XIII.1 : Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.

XIII.3.2 Détermination du centre de gravité des éléments de la culée

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \cdot X_{Gi})}{\sum A_i} \qquad Y_G = \frac{\sum(A_i \cdot Y_{Gi})}{\sum A_i}$$

$A_i$  : Surface élémentaire.

$X_{Gi}$  ;  $Y_{Gi}$  : Coordonnées du C.D.G de chaque section. En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des CDG des éléments de la culée.

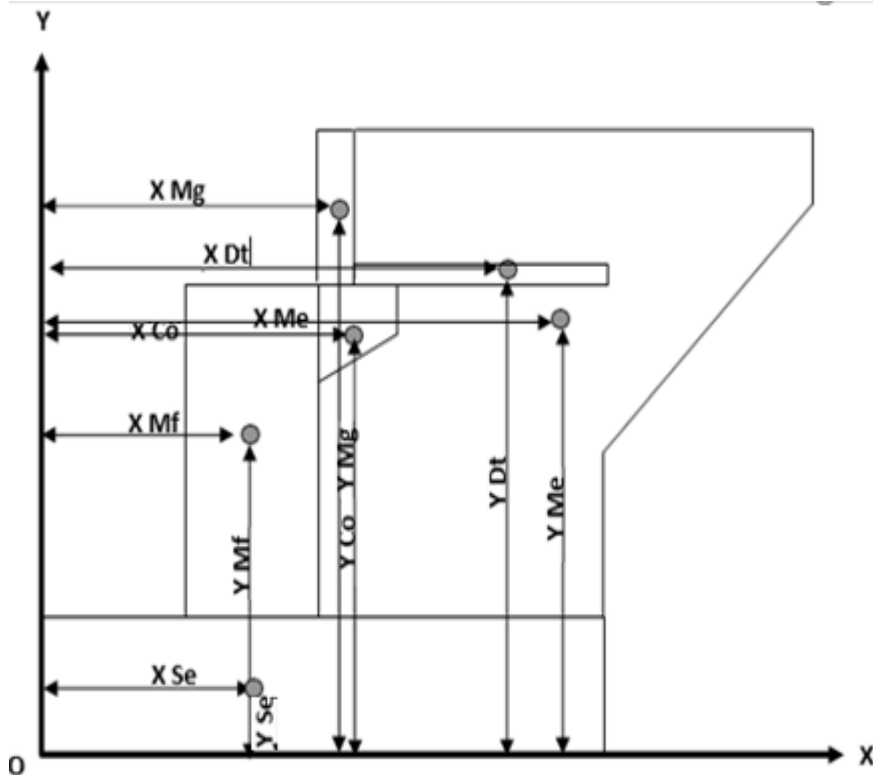


Figure.XIII.6 : C.D.G des éléments de la culée.

XIII.3.3 Calcul des sollicitations

$M_s$  : moment stabilisant du a  $F_v$

$M_r$  : moment de renversement du a  $F_h$

Désignation		P(t)	$F_h = \epsilon_H \cdot P$	$F_v = (1 - \epsilon_v) \cdot P$	$H_m$	$V_m$	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Mur garde grève	CN	31,82	0,00	31,82	2,99	7,84	94,99	0,00
	SH	31,82	7,96	31,82	2,99	7,84	94,99	62,33
	SH+SV ↑	31,82	7,96	28,64	2,99	7,84	85,49	62,33
	SH+SV ↓	31,82	7,96	35,01	2,99	7,84	104,49	62,33
Corbeau	CN	24,19	0,00	24,19	3,155	6,81	76,31	0,00
	SH	24,19	6,05	24,19	3,155	6,81	76,31	41,18
	SH+SV ↑	24,19	6,05	21,77	3,155	6,81	68,68	41,18
	SH+SV ↓	24,19	6,05	26,61	3,155	6,81	83,94	41,18
Mur en retour	CN	120,51	0,00	120,51	7,425	5,93	894,76	0,00
	SH	120,51	30,13	120,51	7,425	5,93	894,76	178,50
	SH+SV ↑	120,51	30,13	108,46	7,425	5,93	805,28	178,50
	SH+SV ↓	120,51	30,13	132,56	7,425	5,93	984,23	178,50
Mur frontal	CN	244,96	0,00	244,96	2,30	4,08	563,41	0,00
	SH	244,96	61,24	244,96	2,30	4,08	563,41	249,55
	SH+SV ↑	244,96	61,24	220,46	2,30	4,08	507,07	249,55
	SH+SV ↓	244,96	61,24	269,46	2,30	4,08	619,75	249,55
	CN	308,25	0,00	308,25	3,00	0,75	924,75	0,00
	SH	308,25	77,06	308,25	3,00	0,75	924,75	57,80

Semelle	SH+SV ↑	308,25	77,06	277,43	3,00	0,75	832,28	57,80
	SH+SV ↓	308,25	77,06	339,08	3,00	0,75	1017,23	57,80
Total culée à vide	CN	729,73	0,00	729,73	/	/	2554,22	0,00
	SH	729,73	182,43	729,73	/	/	2554,22	589,36
	SH+SV ↑	729,73	182,43	656,75	/	/	2298,80	589,36
	SH+SV ↓	729,73	182,43	802,70	/	/	2809,64	589,36
Dalle de transition	CN	48,24	0,00	48,24	5,705	8,27	275,23	0,00
	SH	48,24	12,06	48,24	5,705	8,27	275,23	99,74
	SH+SV ↑	48,24	12,06	43,42	5,705	8,27	254,58	99,74
	SH+SV ↓	48,24	12,06	53,07	5,705	8,27	295,87	99,74
Remblais sur la dalle de transition	CN	51,46	0,00	51,46	5,705	8,42	293,58	0,00
	SH	51,46	12,87	51,46	5,705	8,42	293,58	108,32
	SH+SV ↑	51,46	12,87	46,31	5,705	8,42	271,56	108,32
	SH+SV ↓	51,46	12,87	56,61	5,705	8,42	315,60	108,32
Remblais sur la semelle	CN	432,915	0,00	432,92	4,5	4,81	1948,12	0
	SH	432,915	108,23	432,92	4,5	4,81	1948,12	520,5803
	SH+SV ↑	432,915	108,23	389,62	4,5	4,81	1802,01	520,5803
	SH+SV ↓	432,915	108,23	476,21	4,5	4,81	2094,23	520,5803
La surcharge Q (t/m2)	CN	64,325	0,00	64,33	5,705	8,42	366,97	0
	SH	64,325	16,08	64,33	5,705	8,42	366,97	135,4041
	SH+SV	64,325	16,08	57,89	5,705	8,42	339,45	135,4041
	SH+SV	64,325	16,08	70,76	5,705	8,42	394,50	135,4041
	CN	1326,67	0,00	1326,67	/	/	5438,12	0,00

Total culée + remblais	SH	1326,67	331,67	1326,67	/	/	5438,12	1453,41
	SH+SV ↑	1326,67	331,67	1194,00	/	/	5030,26	1453,41
	SH+SV ↓	1326,67	331,67	1459,34	/	/	5845,98	1453,41

Tableau.XIII.2 : Calcul des sollicitations.

XIII.3.4 Poussée dues aux terres et surcharges

Désignation		K <sub>ah</sub>	Les poids (t)	P	V	V (m)	Mr=P*V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,3335	$0,5 \times 2 \times 0,3335 \times (7,97)^2 \times 13,59$	287,926	$1/3 \times 7,97 + 1,5$	4,157	1196,822
	SH	0,5301	$0,5 \times 2 \times 0,5301 \times (7,97)^2 \times 13,59$	457,651	$1/3 \times 7,97 + 1,5$	4,157	1902,317
	SH+SV ↑	0,5111	$0,5 \times 2 \times 0,5111 \times (7,97)^2 \times 13,59$	441,232	$1/3 \times 7,97 + 1,5$	4,157	1834,071
	SH+SV ↓	0,5503	$0,5 \times 2 \times 0,5503 \times (7,97)^2 \times 13,59$	475,042	$1/3 \times 7,97 + 1,5$	4,157	1974,606
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,3335	$0,5 \times 2 \times 0,3335 \times (1,5)^2 \times 13,70$	10,281	$1/3 \times 1,5$	0,500	5,141
	SH	0,5301	$0,5 \times 2 \times 0,5301 \times (1,5)^2 \times 13,70$	16,342	$1/3 \times 1,5$	0,500	8,171
	SH+SV ↑	0,5111	$0,5 \times 2 \times 0,5111 \times (1,5)^2 \times 13,70$	15,756	$1/3 \times 1,5$	0,500	7,878
	SH+SV ↓	0,5503	$0,5 \times 2 \times 0,5503 \times (1,5)^2 \times 13,70$	16,963	$1/3 \times 1,5$	0,500	8,481
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,3335	$2 \times 0,3335 \times 7,97 \times 13,59$	36,126	$1/2 \times 7,97 + 1,5$	5,485	198,152
	SH	0,5301	$2 \times 0,5301 \times 7,97 \times 13,59$	57,422	$1/2 \times 7,97 + 1,5$	5,485	314,958
	SH+SV ↑	0,5111	$2 \times 0,5111 \times 7,97 \times 13,59$	55,362	$1/2 \times 7,97 + 1,5$	5,485	303,659
	SH+SV ↓	0,5503	$2 \times 0,5503 \times 7,97 \times 13,59$	59,604	$1/2 \times 7,97 + 1,5$	5,485	326,927
Surcharge sur la semelle	CN	0,3335	$2 \times 0,3335 \times 1,5 \times 13,70$	6,854	$1/2 \times 1,5$	0,750	5,141
	SH	0,5301	$2 \times 0,5301 \times 1,5 \times 13,70$	10,895	$1/2 \times 1,5$	0,750	8,171
	SH+SV ↑	0,5111	$2 \times 0,5111 \times 1,5 \times 13,70$	10,504	$1/2 \times 1,5$	0,750	7,878
	SH+SV ↓	0,5503	$2 \times 0,5503 \times 1,5 \times 13,70$	11,309	$1/2 \times 1,5$	0,750	8,481



Total	CN	/	/	341,188	/	/	1405,256
	SH	/	/	542,309	/	/	2233,617
	SH+SV ↑	/	/	522,853	/	/	2153,485
	SH+SV ↓	/	/	562,917	/	/	2318,496

Tableau.XIII.3 : Poussée dues aux terres et surcharges.

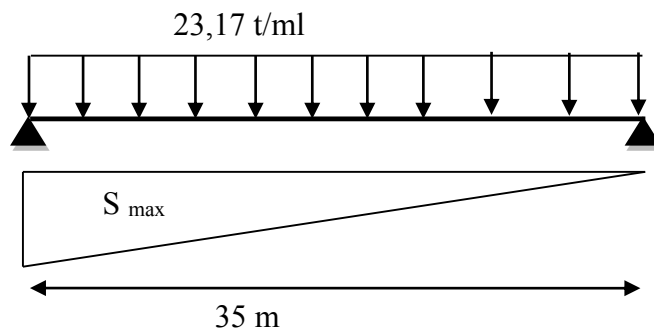
XIII.3.5 Calcul des efforts dus au tablier

✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 17,5 \text{ m}^2$$

$$R_{max} = 405,48\text{t}$$

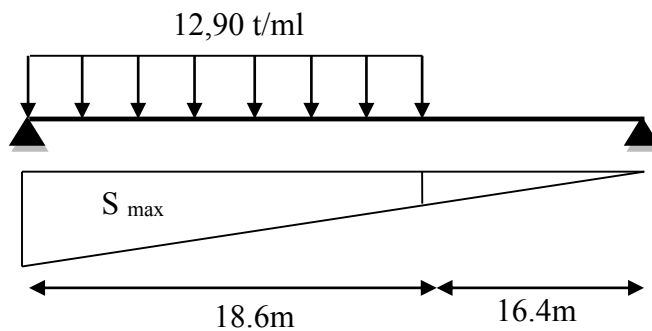


✓ La réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 :

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 13,66\text{m}^2$$

$$R_{max} = 176,18\text{t}$$



désignation		Réaction	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	H(m)	V(m)	M <sub>r</sub> =F <sub>H</sub> .V	M <sub>s</sub> =F <sub>V</sub> .H
Permanente (Tablier)	CN	405,48	0	405,48	2,11	6,85	0	855,563
	SH	405,48	101,37	405,48	2,11	6,85	694,385	855,563
	SH+SV1	405,48	101,37	375,069	2,11	6,85	694,385	791,396
	SH+SV2	405,48	101,37	435,891	2,11	6,85	694,385	919,73
Surcharge (D240)	CN	176,18	0	176,18	2,11	6,85	0	371,74
	SH	176,18	44,045	176,18	2,11	6,85	301,708	371,74
	SH+SV1	176,18	44,045	162,9665	2,11	6,85	301,708	343,859
	SH+SV2	176,18	44,045	189,3935	2,11	6,85	301,708	399,62

Tableau.XIII.4 : Efforts dus au tablier et surcharge.

**a. Étapes d'exécution de la culée**

- 1<sup>ère</sup> étape : culée à vide.
- 2<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier.
- 3<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier + Remblais.
- 4<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.

**b. Vérification de la stabilité**

▪ **Vérification de non Renversement**

On vérifie que le rapport :

$$R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots \text{Condition normale.}$$

$$R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1 \quad \dots\dots\dots \text{condition sismique.}$$

▪ **Vérification de non Glissement :**

On vérifie que :

$$\delta = \frac{F_v}{F_h} \times \mu \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots \text{Condition normale.}$$

$$\delta = \frac{F_v}{F_h} \times \mu \geq 1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition sismique.}$$

μ : Coefficient de frottement terres-Béton

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) \approx 0,364 \quad \text{avec } \varphi = 30^\circ$$



❖ 1<sup>ère</sup> étape : culée à vide

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	0	729,727	0	2554,22	∞	∞
SH	182,43	729,73	589,36	2554,22	4,33	1,46
SH+SV1	182,43	656,75	589,36	2298,80	3,90	1,31
SH+SV2	182,43	802,70	589,36	2809,64	4,77	1,60

❖ 2<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	0	1135,207	0	3409,7826	∞	∞
SH	283,80	1135,21	1283,75	3409,78	2,66	1,46
SH+SV1	283,80	1031,82	1283,75	3090,19	2,41	1,32
SH+SV2	283,80	1238,59	1283,75	3729,37	2,91	1,59

❖ 3<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier + Remblais

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	341,188	1732,150	1405,256	6293,680	4,479	1,848
SH	826,111	1732,150	3517,364	6293,680	1,789	0,763
SH+SV1	806,655	1583,996	3437,233	5757,798	1,675	0,715
SH+SV2	846,719	1880,304	3602,243	6829,561	1,896	0,808

❖ 4<sup>ème</sup> étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge

Désignation	F <sub>H</sub>	F <sub>V</sub>	Mr	Ms	R	δ
CN	341,188	2137,630	1405,256	7149,243	5,09	2,28
SH	927,481	2137,630	4211,749	7149,243	1,70	0,84
SH+SV1	908,025	1959,065	4131,617	6549,194	1,59	0,79
SH+SV2	948,089	2316,195	4296,627	7749,291	1,80	0,89

## ➤ Conclusion

Vu que la culée est fondée sur une semelle reposant sur trois filles de pieux, la stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée est assurée dans toutes les phases de réalisation.

### XIII.4 Étude et ferrailage des éléments de la culée

#### XIII.4.1 Mur garde grève

D'après « le document SETRA art 2.3 » le mur est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- ❖ La poussée des terres.
- ❖ La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ❖ La force de freinage.

##### XIII.4.1.1 Évaluation ses efforts

**Remarque :** Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (2,37 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

##### a. Poussée des terres

$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$p_t$ : Effort de poussée.

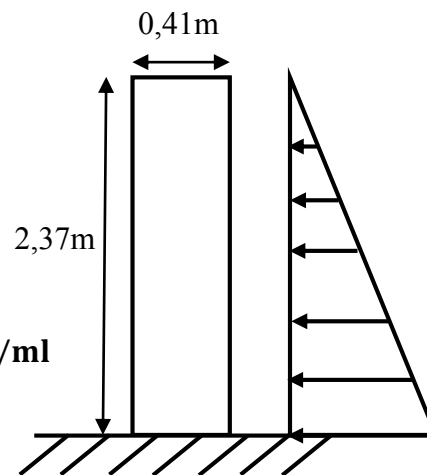
$K_a$ : Coefficient de poussée de la terre

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad P_t = 1,87 \text{ t/ml}$$

$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad \Rightarrow \quad M_t = 1,477 \text{ t. m/ml}$$



##### b. Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions  $B_c$  accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact (0,25, 0,75)m<sup>2</sup>, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

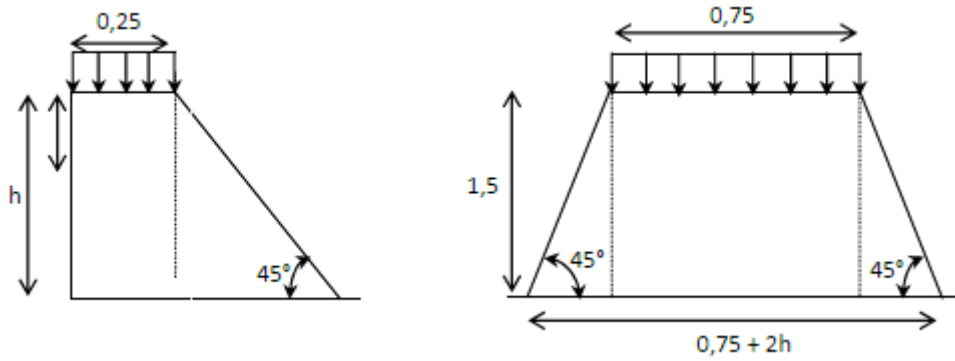


Figure.XIII.7 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_P = \left( \frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

**Démonstration**

$$M_P = q_h \times z \quad ; z = h - x \text{ (bras de levier)}$$

$$q_h = \frac{n \cdot p \cdot \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \cdot E_y} \times K_a$$

n=2 : nombre des charges concentrées.

p=6t : la charge concentrée.

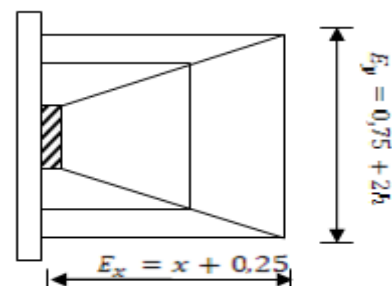
δ = 1 : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 \text{ à ELS} \\ 1,6 \text{ à ELU} \end{cases}$$

b<sub>c</sub> = 0,9 (Pont deuxième classe avec deux voies chargées).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_P = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$



$$M_p = \sum_0^h M_{p'} = \int_0^h M_{p'} dx$$

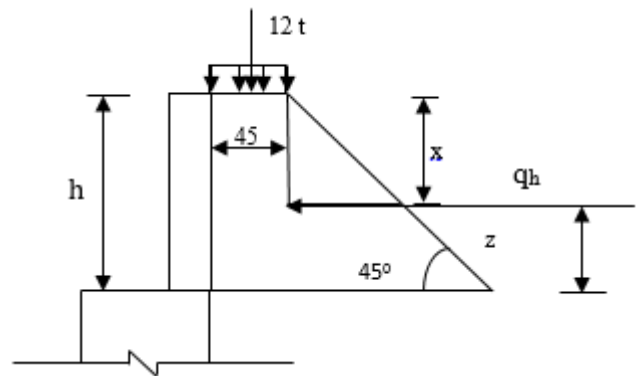
$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$



Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$K_a$ : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,333$$

$\gamma$  : Coefficient de pondération.

$b_c = 0,9$  : coefficient de pondération du système  $B_c$  (pont de 1<sup>er</sup> classe avec 03 voies chargées).

$\delta = 1$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$$M_p = 2,186K[-x + (0,25 + h) \ln(x + 0,25)]_0^h \quad \text{Avec : } h=2,37 \text{ m}$$

$$M_p = 8,275K$$

	ELU	ELS
K	0,4795	0,3596
M <sub>P</sub>	3,968	2,976

**c. Force de freinage**

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left( \frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

Donc :  $M_F = \begin{cases} 3,42 \text{ t.m/ml à ELS} \\ 4,56 \text{ t.m/ml à ELU} \end{cases}$

**XIII.4.1.2 Combinaison des moments**

Combinaison		M <sub>T</sub> (t.m/ml)
ELU	1,35M <sub>t</sub> + 1,6(M <sub>P</sub> + M <sub>F</sub> )	15,639
ELS	M <sub>t</sub> + 1,2(M <sub>P</sub> + M <sub>F</sub> )	9,152

**XIII.4.1.3 Calcul des armatures**

➤ **Ferrailage vertical**

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

Donc : b<sub>0</sub> = 1,00 m ; d = 0,36 m ; C = 0,05m

f<sub>c28</sub> = 27MPa

Fissuration préjudiciable

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{15,639}{9,152} = 1,71$$

• **ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ Mpa}$$

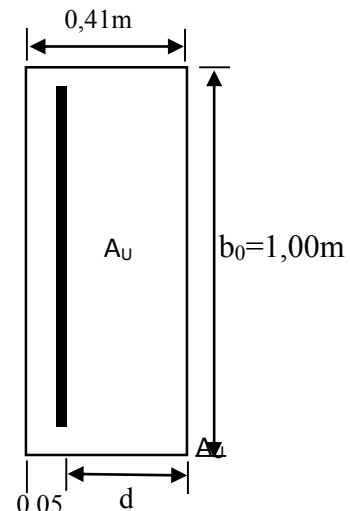
$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,639 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,36^2 \times 15,3} = 0,0788$$

$$\mu_{bu} = 0,0788 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,1027$$



$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,959}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 10,41 \text{ cm}^2}$$

- **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,36^2 \times 15,3 = \mathbf{77,73 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{77,73}{1,71} = \mathbf{45,46 \text{ t.m}}$$

$$M_S = 9,152 \leq M_{ls} = 45,46 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{9,152 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,36^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0436}$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0899}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,964}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 10,92 \text{ cm}^2}$$

Donc :  $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{10,92 \text{ cm}^2}$

Soit : **6HA16** ( $A_S = 12,06 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = \mathbf{16,5 \text{ cm}}$ .

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec  $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

➤ **Ferrailage horizontal**

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

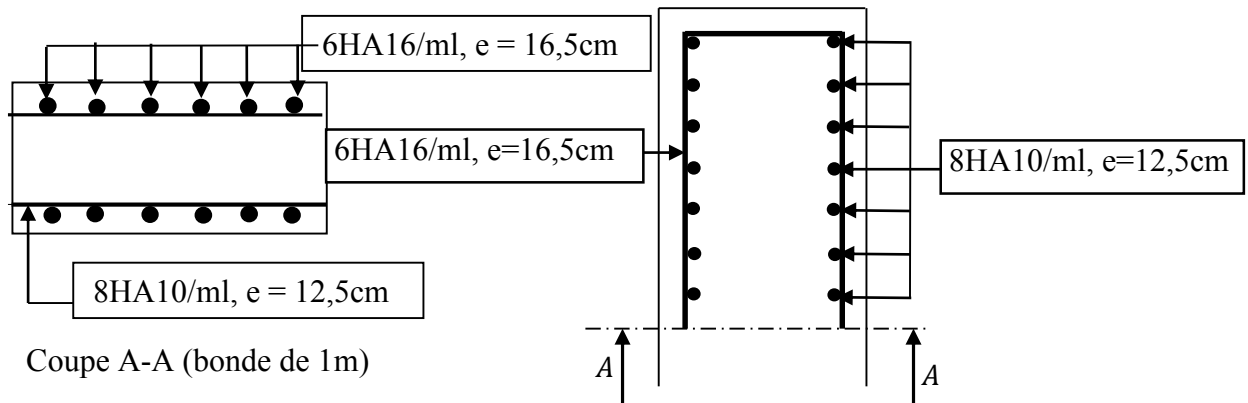
$$\frac{A_{sv}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{sv}}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{sv}}{2} = \frac{12,06}{2} = \mathbf{6,03 \text{ cm}^2}$$



Soit : **8 HA 10** ( $A_{SH} = 6,28 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 12,5 \text{ cm}$ .



**Figure.XIII.8** : Schéma de ferrailage de mur de garde grève.

### XIII.4.2 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

#### XIII.4.2.1 Évaluation des efforts

##### a. Charge permanente

- Poids propre de la dalle :  $G_D = 0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$ .
- Poids des terres :  $G_t = 0,6 \times 1 \times 2 = 1,2 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du revêtement de la chaussée :  $G_r = 0,08 \times 2,2 \times 1 = 0,176 \text{ t/m}$ .

$$G_T = \sum G_i = 2,126 \text{ t/m}.$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée.

##### b. Surcharge

- Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité  $Q = 1 \text{ t/m}^2$ .
- Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système  $B_t$ , les roues des rangées  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalents, chacune a une charge répartie de **5,5 t/ml**.
- La charge de rangée  $P_1$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à **2** (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'appui).
- La charge de rangée  $P_2$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à **1,2**.

Donc :  $P_1 = 2 \times 5,5 = 11\text{t/ml}$

$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6\text{t/ml}$

**XIII.4.2.2 Calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant**

▪ **Charges permanentes**

$M_G = \frac{G.L^2}{8} = \frac{2,126 \times 5,41^2}{8} = 7,778 \text{ t. m/ml}$

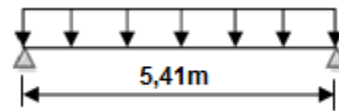
$T_G = \frac{GL}{2} = 5,751 \text{ t/ml}$

**A- Surcharge**

$Q=1 \text{ t/ml}$

$M_Q = 3,658 \text{ t. m/ml}$

$T_Q = 2,705 \text{ t. m/ml}$

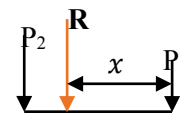


**B- Surcharge d'exploitation**

On applique le théorème de BARRE pour obtenir la valeur maximale de moment sous le système de charge ( $P_1; P_2$ ).

$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml}$

$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 6,6 \times 1,35 = 17,6 \times x \Rightarrow x = 0,51\text{m}$



**1<sup>ère</sup> Cas :**

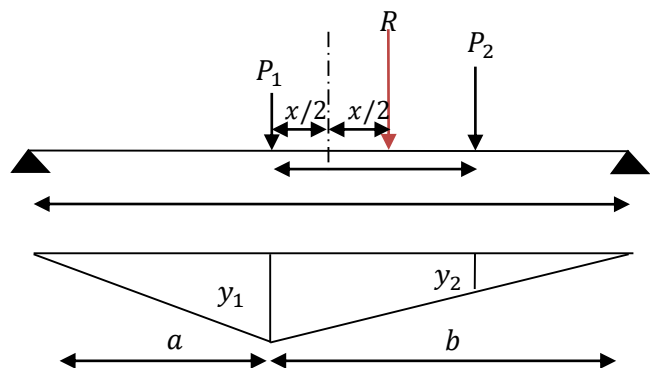
La section critique est sous  $P_1$ .

$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 2,96\text{m}$

$a = 2,45 \text{ m}$

$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,96 \times 2,45}{5,41} = 1,34 \text{ m}$

$Y_2 = 1,34 \times \frac{2,96 - 1,35}{2,96} = 0,729\text{m}$



$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 19,551 \text{ t. m/ml}$

2<sup>ème</sup> Cas :

La section critique est sous  $P_2$ .

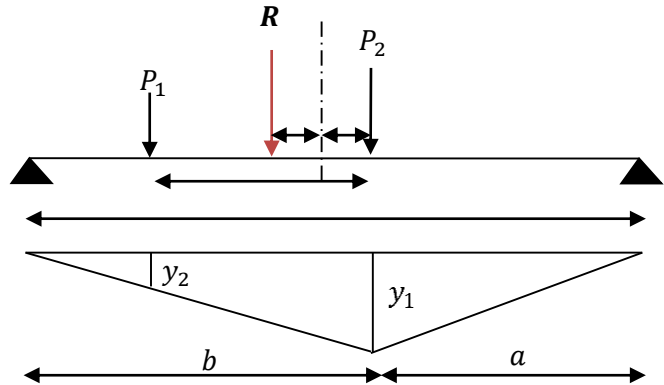
$$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 3,13 \text{ m}$$

$$a = 2,28 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,32 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,32 \times \frac{3,13 - 1,35}{3,13} = 0,751 \text{ m}$$

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 16,973 \text{ t. m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable.

La charge critique est  $P_1$ , la section critique ( $x = 2,45 \text{ m}$ ) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 19,551 \text{ t. m/ml}$$

➤ Evaluation de moment total à  $x = 2,45 \text{ m}$

A- Sous la charge permanente

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2,126 \cdot 5,41}{2} \cdot 2,45 - \frac{2,126 \cdot 2,45^2}{2} = 7,71 \text{ t. m/ml}$$

B- Sous la surcharge répartie :  $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_q = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 3,626 \text{ t. m/ml}$$

➤ Combinaisons des efforts ( $x = 2,45 \text{ m}$ )

$$M_G = 7,71 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 23,177 \text{ t. m/ml}$$

- ELU:  $M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 47,492 \text{ t. m/ml}$

- ELS :  $M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 35,522 \text{ t. m/ml}$

➤ **Évaluation de moment total ami- travée**

**A- Sous les charges permanentes**

$$M_G = 7,71 \text{ t. m/ml}$$

**B- Sous la charge :  $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{8} = 3,659 \text{ t. m/ml}$$

**C- Sous la surcharge  $B_t$  :  $P_1$  est posée sur  $L/2$   $M_{sq} = 19,551$**

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 23,21 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Combinaison des efforts à mi- travée**

- **ELU** :  $M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 47,544 \text{ t. m/ml}$
- **ELS** :  $M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 35,562 \text{ t. m/ml}$

D'après les calculs, on remarque que la section  $x = 2,45$  nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 47,492 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ser} = 35,522 \text{ t. m/ml}$$

### XIII.4.2.3 Ferrailage de la dalle de transition

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

Ferrailage longitudinal

- **ELU**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- ✓ Acier FeE500 MPa

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ( $n = 1,6$ )

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{47,492}{35,522} = 1,337$$

$$A_{sc} = 12,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 56,67 \text{ cm}^2$$

• ELS

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,30 = 37,5 \text{ t.m}$$

$$M_{Is} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,5}{1,337} = 28,04 \text{ t.m}$$

$$M_S = 35,522 > M_{Is} = 28,04 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 44,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 77,22 \text{ cm}^2$$

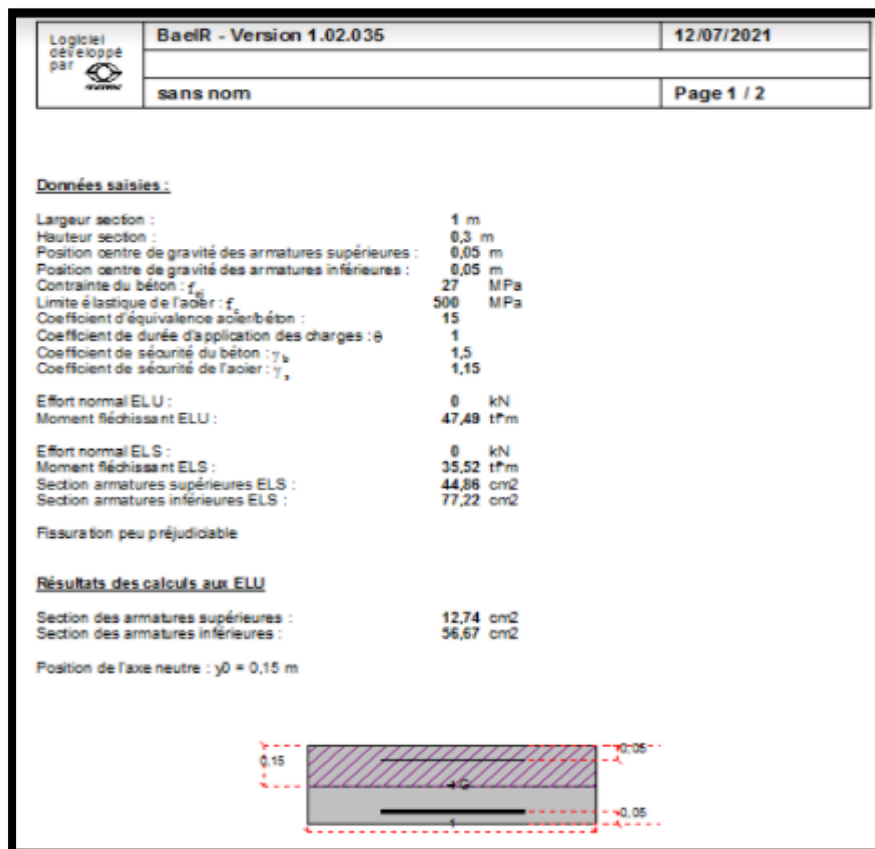
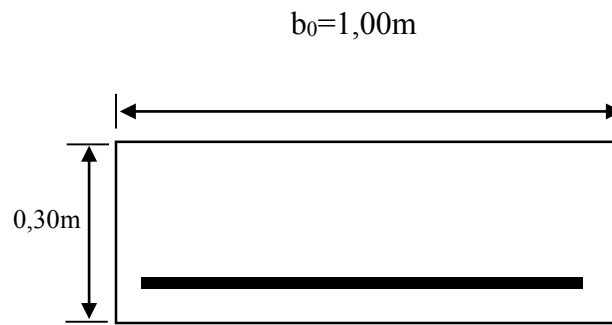


Figure.XIII.9 : Calcul des armatures de la dalle de transition.

Donc :  $A_S = \max(A_{ser} ; A_U)$

$$A_{sc} = 44,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 77,22 \text{ cm}^2$$

Soit : **16 HA 25** ( $A_{St} = 78,54 \text{ cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 6 \text{ cm}$ .

**15 HA 20** ( $A_{Sc} = 47,12 \text{ cm}^2$ ) , avec un espacement  $S_t = 6.5 \text{ cm}$ .

➤ **Ferrailage transversal**

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_{1st}}{4} = \frac{78,54}{4} = \mathbf{19,64 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **10HA16** ( $A_S = 20,11 \text{ cm}^2$ ) .Avec un espacement:  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t = \frac{A_{1sc}}{4} = \frac{47,12}{4} = \mathbf{11,78 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **8HA14** ( $A_S = 12,32 \text{ cm}^2$ ) .Avec un espacement:  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

➤ **Effort tranchant**

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec :  $T_G = 5,751 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,705 \text{ t/ml}$$

$$y_2 = \frac{5,41 - 1,35}{5,41} = 0,75$$

$$y_1 = 1$$

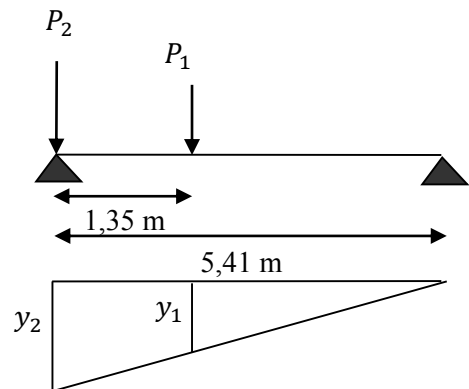
$$\sum p_i \times y_i = 11 \times 1 + 6,6 \times 0,75 = 15,95 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,95 \text{ t/ml}$$

$$V_U = 1,35 \times 5,751 + 1,6(15,95 + 2,705) = \mathbf{37,612 \text{ t/ml}}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{37,612 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$



$\tau_U = 1,504 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,22}{500} = 2,553\text{cm}^2$$

**La nappe supérieure**

✓ Longitudinalement :  $A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{3} = 25,74 \text{ cm}^2$

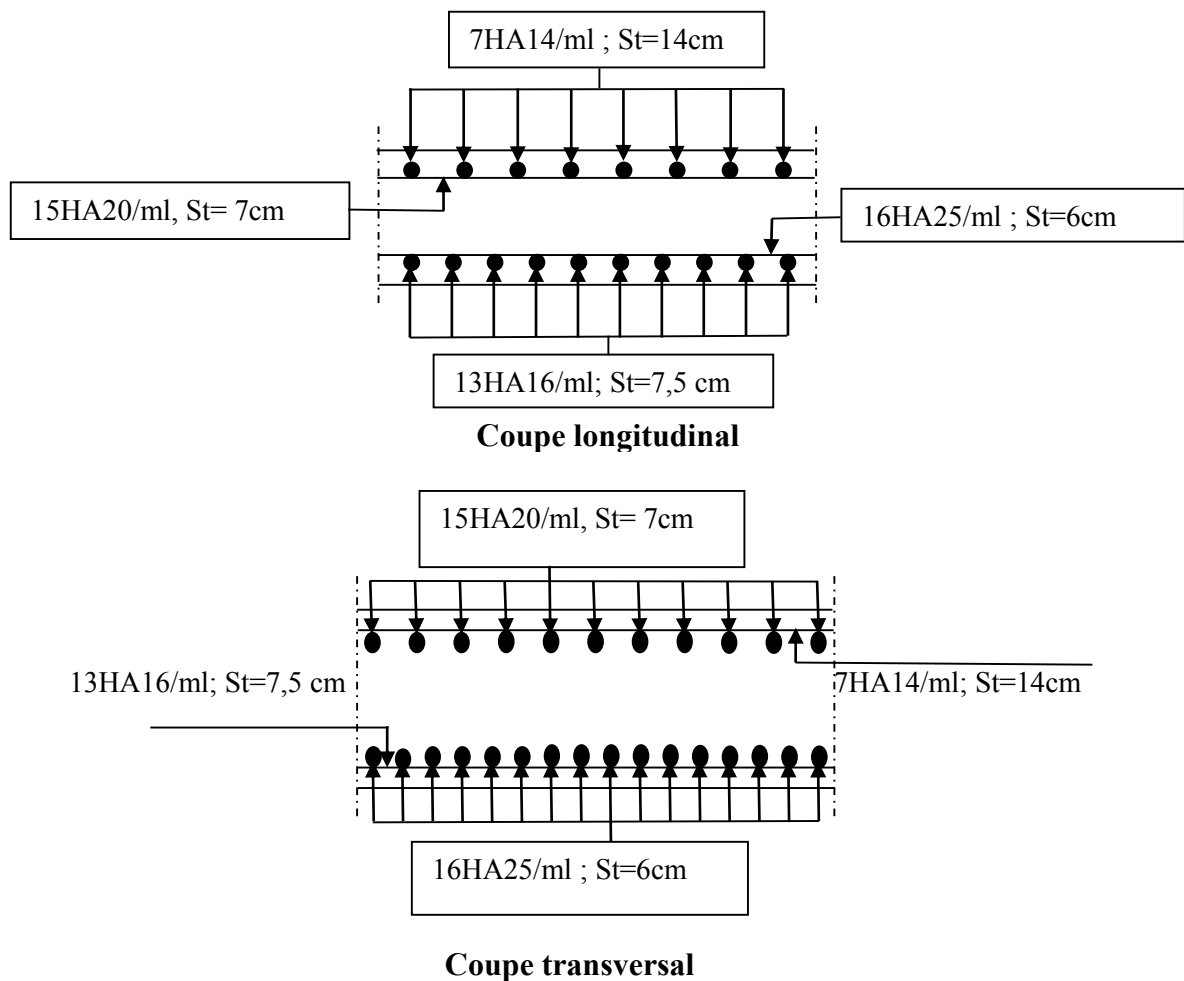
Soit : **13HA 16** , avec  $S_t = 7,5 \text{ cm}$

✓ transversalement :  $A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{10} = 7,722 \text{ cm}^2 > 2,553 \text{ cm}^2$

$A_{\text{sup}} = 7,722 \text{ cm}^2$

Soit : **7HA12**, ( $A_s = 7,92 \text{ m}^2$ ), avec  $S_t = 14 \text{ cm}$

**XIII.4.2.4 Schéma de ferrailage**



**Figure.XIII.10** : Schéma de ferrailage de la dalle de transition.

**XIII.4.3 Le corbeau**

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

**XIII.4.3.1 Les réactions**

- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,41 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = \mathbf{2,03 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,41 \times 0,6 \times 2 \times 1) \times \frac{1}{2} = \mathbf{3,246 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due au poids de revêtement de la chaussée

$$R_r = (5,41 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = \mathbf{0,476 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[ (2,78 + 2,47) \times \frac{0,31}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = \mathbf{2,034 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève

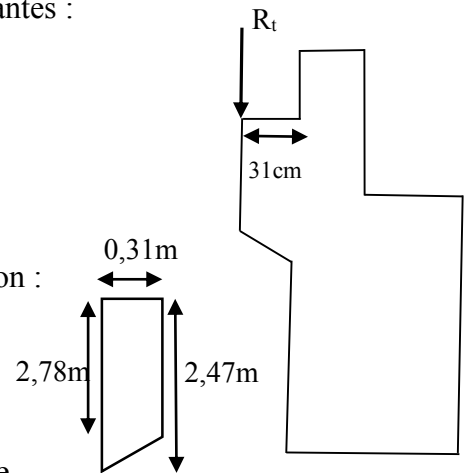
$$R_{pG} = (0,41 \times 2,37 \times 1 \times 2,5) = \mathbf{2,43 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due aux surcharge sur remblais  $Q=1\text{t/m}^2$

$$R_s = (5,41 \times 1) \times \frac{1}{2} = \mathbf{2,705 \text{ t/ml}}$$

- La réaction due à la surcharge du système  $b_t$  sur la dalle de transition

$$R_{B_t} = \mathbf{14,63 \text{ t/ml}}$$



**XIII.4.3.2 Moment d'encastrement**

Pour les sollicitations extérieures on prend :  $H = 0,3 \text{ m}$  C.-à-d.  $R$  est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- Pour le poids du corbeau propre :**

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,31 \times 2,47) \times 1,235 + \left[ \frac{0,31 \times 0,31}{2} \right] \times 0,31 \left( \frac{2}{3} \right)}{0,7657 + 0,04805} = 0,956 \text{ cm}$$

- Pour le poids propre du mur garde grève :**  $L = X_G = 0,956 \text{ cm}$

Donc :  $M_G = 0,31 \times (2,03 + 3,246 + 0,476) + 0,205 \times 2,43 + 2,034 \times 0,956$



$$M_G = 4,226 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = 0,31 \times (2,705 + 14,63) = 5,374 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Combinaison**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 14,30 \text{ t. m/ml} \\ M_S = 10,67 \text{ t. m/ml} \end{cases}$$

### XIII.4.3.3 Ferrailage du corbeau

➤ **Ferrailage longitudinal**

On prend une section moyenne de hauteur

$$H = \frac{2,78 + 2,47}{2} = 2,625 \text{ m}$$

Donc :

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 2,575 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ( $n = 1,6$ )

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; \text{ FeE500.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{14,30}{10,67} = 1,340$$

• **ELU**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,30 \times 10^{-2}}{1,00 \times 2,575^2 \times 15,3} = 0,001409$$

$$\mu_{bu} = 0,001409 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,00176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 1,28 \text{ cm}^2$$

• **ELS**

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 2,575^2 \times 15,3 = 39,768 \text{ MN. m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{39,768}{1,340} = 29,67 \text{ MN. m}$$

$$M_S = 10,67 \leq M_{ls} = 29,67 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{10,67 \times 10^{-2}}{1,00 \times 2,575^2 \times 16,2} = 0,000993$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,00198$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 1,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 257,5 \times 2,22}{500} = 26,29 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U; A_{s \min}) = 26,29 \text{ cm}^2$$

**Donc :  $A_S = 26,29 \text{ cm}^2$  soit : 9HA20 avec  $S_t=11 \text{ cm}$**

➤ **Ferraillage transversal**

Il donné par la formule suivante :

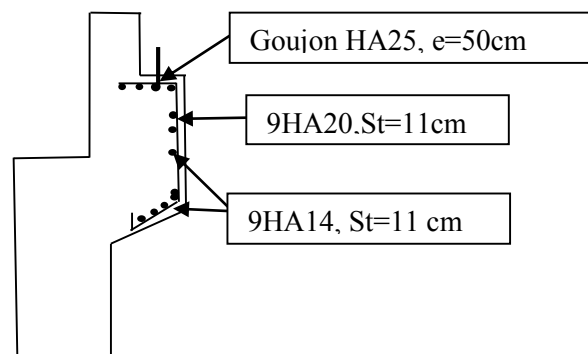
$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{26,29}{2} = 13,14 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA 14** ( $A_{SH} = 13,85 \text{ cm}^2$ ), avec  **$S_t = 11 \text{ cm}$**

**XIII.4.3.4 Schéma de ferraillage**



**Figure.XIII.11 : Schéma de Ferraillage du corbeau.**

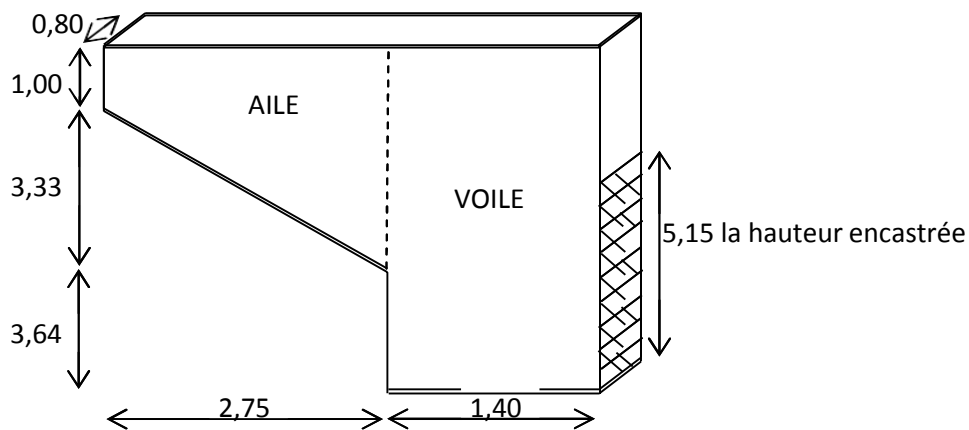
**XIII.4.4 Mur en retour**

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- ✓ Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- ✓ La poussée horizontale due au remblai.
- ✓ La poussée horizontale due à la surcharge  $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.



➤ **Calcul de la longueur théorique**

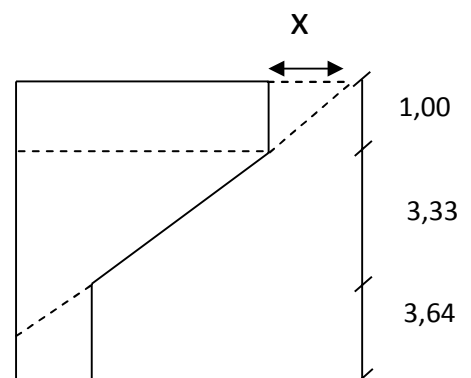
$$\text{Tg } \alpha = \frac{3,33}{2,75} \Rightarrow \alpha = 50,45$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{1}{x} \Rightarrow x = 0,826$$

$$\Rightarrow L_{th} = 4,15 + 1.502 = 4,976\text{m}$$

$$L_{th} = 4,976 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur du mur : } H = 4,976 \cdot \text{Tg}(50,45) = 6,03\text{m}$$



XIII.4.4.1 Étude des sollicitations

A- Poussée des terres

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

B- Poussée due à la surcharge

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

$K_a$ : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

✓ H = 4.33 m :

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,75 \times 0,333 \times 4,33^2 = 17,169 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,75 \times 0,333 \times 4,33 = 3,965 \text{ t}$$

✓ H = 2,165m :

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,75 \times 0,333 \times 2,165^2 = 4,29 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,75 \times 0,333 \times 2,165 = 1,982 \text{ t}$$

✓ H = 1 m :

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,75 \times 0,333 \times 1^2 = 0,916 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,75 \times 0,333 \times 1 = 0,916 \text{ t}$$

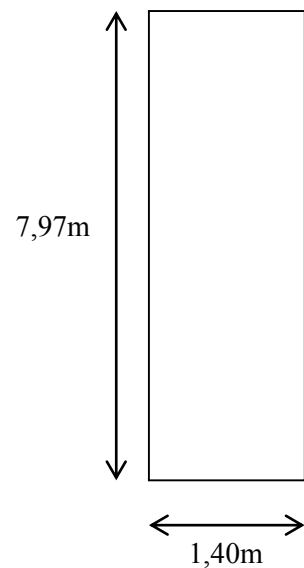
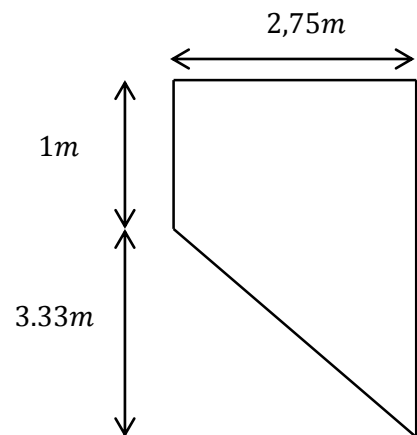
Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 7,458 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 2,287 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliqués au milieu de l'aile.}$$

Voile :

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 1,4 \times 0,333 \times 7,97^2 = 29,613 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,4 \times 0,333 \times 7,97 = 3,715 \text{ t}$$



➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0.25. G$$

$$P_s = 0,30 \times 4,976 = 1,493 \text{ t.}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 120,51 + 1,493 = \mathbf{122,003 \text{ t}}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 122,003 = \mathbf{30,50 \text{ t}}$$

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	$M_G$ (t.m)	$M_Q$ (t.m)	$M_{F_{SH}}$ (t.m)
$P_t = 29,613$	$\frac{1.4}{2} = 0.7\text{m}$	20,729	/	/
$P_{t\text{ moy}} = 7,458$	$1.4 + \frac{2,75}{2} = 2,775 \text{ m}$	20,696	/	/
$P_q = 3,715 \text{ t}$	$\frac{1.4}{2} = 0.7\text{m}$	/	2,6005	/
$P_{q\text{ moy}} = 2,287 \text{ t}$	$1.4 + \frac{2,75}{2} = 2,775 \text{ m}$	/	6,346	/
$F_{SH} = 30,50 \text{ t}$	$\frac{1.4}{2} = 0.7\text{m}$	/	/	21,35
$\Sigma =$		41,425	8,9465	21,35

**Tableau.XIII.5** : Sollicitations appliquées au mur en retour.

- **ELU**

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 70,238 \text{ t. m}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{F_{SH}} = 63,312 \text{ t. m}$$

- **ELS**

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = 52,1608 \text{ t. m}$$

On remarque pour L'ELU que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'ELU en CN.

Le calcul de ferrillage se fait pour une bande d'un mètre linaire, donc, on divise le moment trouvé par la hauteur d'encastrement (5,15m).

$$M_U = \frac{70,238}{5,15} = \mathbf{13,638 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{52,1608}{5,15} = \mathbf{10,128 \text{ t. m/ml}}$$

#### XIII.4.4.2 Calcul des armatures

##### ➤ Armatures horizontales

##### • ELU

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- ✓ Acier FeE 500 MPa

$$b_0 = 1\text{m} \quad ; d = 0,75\text{m} \quad ; d' = 0,05\text{m}$$

$$\gamma = \frac{13,638}{10,128} = 1,3465$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,638 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 15,30} = \mathbf{0,0158}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0,0158} < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,01996}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,992}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 3,16 \text{ cm}^2}$$

##### • ELS

$$M_{\text{ser}} = \mathbf{10,128 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,75^2 \times 15,3 \times 10^2 = \mathbf{3,374 \text{ MN. m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{3,374}{1,3465} = \mathbf{2,506 \text{ MN. m}}$$

$$M_S = 0,10128 \leq M_{I_S} = 2,506 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{10,128 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 16,2} = 0,0111$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0224$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 5,67 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales :  $A_s = 5,67 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA14** ( $A_s=6,16 \text{ cm}^2$ ) ; Avec : **St = 25 cm**

➤ **Ferraillage de répartition**

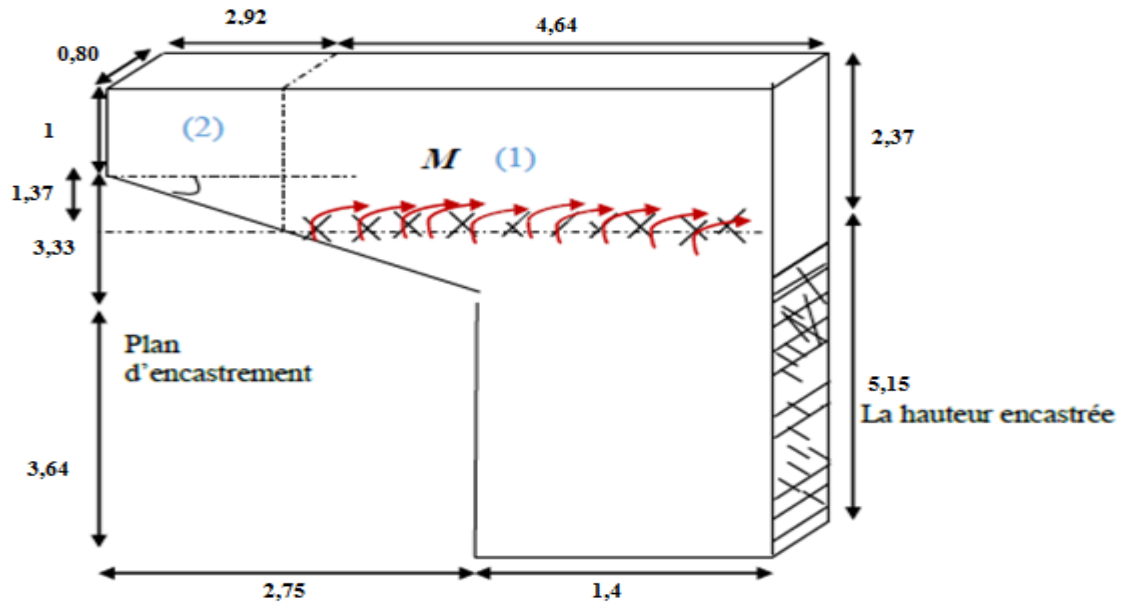
On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_1}{4} = \frac{5,67}{4} = 1,418 \text{ cm}^2$$

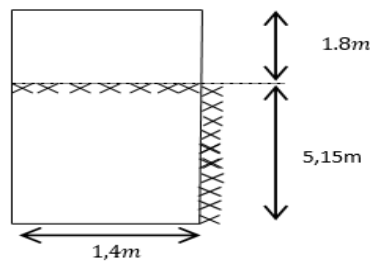
Soit on prend: **4 HA 12** ( $4,52 \text{ cm}^2$ ) , Avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**

✓ **Vérification des armatures verticales**

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré avec le mur frontal. On doit vérifier si le ferraillage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment crée au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan d'où le ferraillage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :



▪ Évaluation des efforts



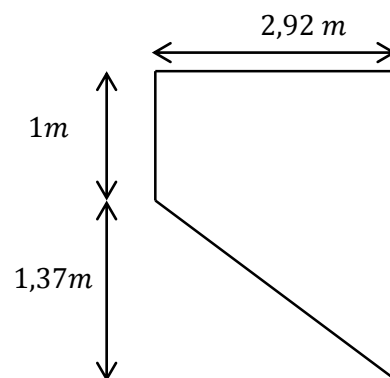
La section et variable, en la divise en deux parties (1) et (2) :

• **Partie 1**

$H = 2,37 \text{ m}$

$P_t = 0,5 \times 2 \times 4,64 \times 0,333 \times 2,37^2 = 8,678 \text{ t}$

$P_q = 1,00 \times 4,64 \times 0,333 \times 2,37 = 3,662 \text{ t}$



• **Partie 2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

$H = 2,37\text{m}$

$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,92 \times 0,333 \times 2,37^2 = 5,46 \text{ t}$



$$P_q = 1,00 \times 2,92 \times 0,333 \times 2,37 = 2,304 \text{ t}$$

$$H = 1,685\text{m}$$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,92 \times 0,333 \times 1,685^2 = 2,76 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,92 \times 0,333 \times 1,685 = 1,638\text{t}$$

$$H = 1\text{m}$$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,92 \times 0,333 \times 1^2 = 0,972 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,92 \times 0,333 \times 1 = 0,972 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{t \text{ moy}} = 3,064 \text{ t}$$

$$P_{q \text{ moy}} = 1,638 \text{ t}$$

Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,25. G$$

Avec :  $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$ .

$$P_1+P_2=[(4,64 \times 2,37)+[(2,92 \times 1)+(0,5 \times 2,92 \times 1,37)] \times 0,8 \times 2,5=31,834 \text{ t}$$

G :Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure( $G = 31,834 \text{ t}$ ).

$$P_3=0,30 \times L_{th} = 0,3 \times 4,976 = 1,493 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,25 \times 33,327 = 8,3317 \text{ t}$$

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	$M_G$ (t.m)	$M_Q$ (t.m)	$M_{F_{SH}}$ (t.m)
$P_t = 8,678$	$\frac{2,37}{2} = 1,185\text{m}$	10,2834	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 3,064$	$2,37 - \frac{2 \times 1,685}{2} = 0.685 \text{ m}$	2,0988	/	/
$P_q = 3,662$	$\frac{2,37}{2} = 1,185\text{m}$	/	4,3395	/
$P_{q \text{ moy}} = 1,638$	$2,37 - \frac{2 \times 1,685}{2} = 0.685 \text{ m}$	/	1,1220	/
$F_{SH} = 8,3317$	$\frac{2,37}{2} = 1,185\text{m}$	/	/	9,873
$\Sigma =$		12,3822	5,4615	9,873

Tableau.XIII.6 : Évaluation des efforts du mur en retour.

- **ELU**

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 25,454 \text{ t. m}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 25,532 \text{ t. m}$$

- **ELS**

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = 18,936 \text{ t. m}$$

On remarque pour L'ELU que la CS est plus défavorable que la CN, donc on va prendre L'ELU en CS.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire, donc, on divise le moment trouvé par la hauteur d'encastrement (4,64 m).

$$M_U = \frac{25,454}{4,64} = 5,486 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{18,936}{4,64} = 4,08 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Ferrailage**

$$b_0 = 1\text{m} \quad ; d = 0,75\text{m} \quad ; d' = 0,05\text{m}$$

$$\gamma = \frac{5,486}{4,08} = 1,345$$

- **ELU**

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bu}}} = \frac{5,486 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 15,30} = 0,0023440$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,006723 < \mu_{\text{lu}} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{\text{sc}} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 0,008432$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9966$$

$$A_{\text{su}} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{\text{su}}} \quad \Rightarrow A_{\text{su}} = 1,265 \text{ cm}^2$$

• **ELS**

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,75^2 \times 15.30 \times 10^2 = \mathbf{337,365 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{337,365}{1,345} = \mathbf{250,83 \text{ t.m}}$$

$$M_S = 4,08 \leq M_{ls} = \mathbf{250,83 \text{ t.m}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{250,83 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 16.20} = \mathbf{0,2752}$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,7264}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,7094}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 1,838 \text{ cm}^2}$$

Donc : on prend la section des armatures maximales :  $A_s = \mathbf{1,838 \text{ cm}^2}$

On remarque que la section verticale prédéterminée ( 1.418 cm<sup>2</sup> ) est inférieure à (A<sub>s</sub> = 1,838 cm<sup>2</sup>) calculée. Donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

➤ **Vérification de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 7,659 \text{cm} > 1,838 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

➤ **Effort tranchant**

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(8,678 + 3,064) + 1,6(3,662 + 1,638) = 24,331 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{24,331}{4,64} = \mathbf{5,243 \text{ t/ml}}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{5,243 \times 10^{-2}}{0,75 \times 1,00} = \mathbf{0,06991 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0,06991 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.



**XIII.4.4.3 Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale)**

L'aile du mur est assimilée à une console encadrée au voile du mur, donc il faut un ferrailage au niveau des fibres supérieures pour équilibrer son poids plus superstructure qui créer un moment au niveau de son encastrement.

$P_s$  = poids de la superstructure

$$P_s = 5 \times 0.8 = 4,00 \text{ t}$$

$P_G$  = poids propre = 26,56 t

$$M_G = 2,5 \times 26,56 + 2,5 \times 4 = 76,625 \text{ t.m}$$

- **ELU**

$$M_u = 1,35 \times 76,625 = 103,443 \text{ t.m}$$

- **ELS**

$$M_{ser} = 76,625 \text{ t.m}$$

➤ **Ferrailage**

$$b_0 = 0,8 \text{ m} \quad , d = 4.25 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{103,443}{76,625} = 1,350$$

- **ELU**

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{103,443 \times 10^{-2}}{0,8 \times 4,25^2 \times 15,30} = 0,004679$$

$$\mu_{bu} = 0,004679 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

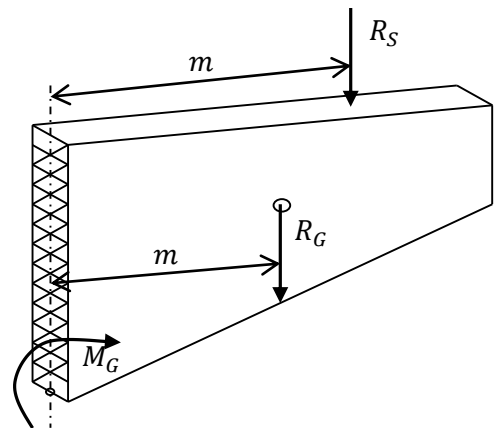
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,005862$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9976$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 5,61 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,80 \times 4,25^2 \times 15,30 = 86,665 \text{ MN.m}$$



$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{86.665}{1,350} = \mathbf{64,196 \text{ MN.m}}$$

$$M_s = 0.76625 \leq M_{ls} = \mathbf{64,196 \text{ MN.m}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{76,625 \times 10^{-2}}{0,8 \times 4.25^2 \times 16.20} = \mathbf{0,003273}$$

$$\alpha = 1,50 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,006695}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9932}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 7,683 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales :  $\mathbf{A_s = 7,683 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 34,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc  $A_s = 34,72 \text{ cm}^2$  Soit **12 HA 25(37,70 cm<sup>2</sup>)** en deux nappe avec un espacement de

$S_t = 8 \text{ cm}$ .

➤ **Effort tranchant**

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(4 + 26,65) = 41,377 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{41,377 \times 10^{-2}}{4,25 \times 0,8} = 0,121 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,121 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

**XIII.4.4.4 Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)**

• **Ferrailage horizontal**

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{34,72}{10} = 3,472 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: **4HA 16(8,04 cm<sup>2</sup>)**, Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

- Ferrailage verticale

$$A_h = \frac{A_T}{2} = \frac{1,838}{2} = 0,919 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 (As=4,52cm<sup>2</sup>) ; Avec : St = 29cm

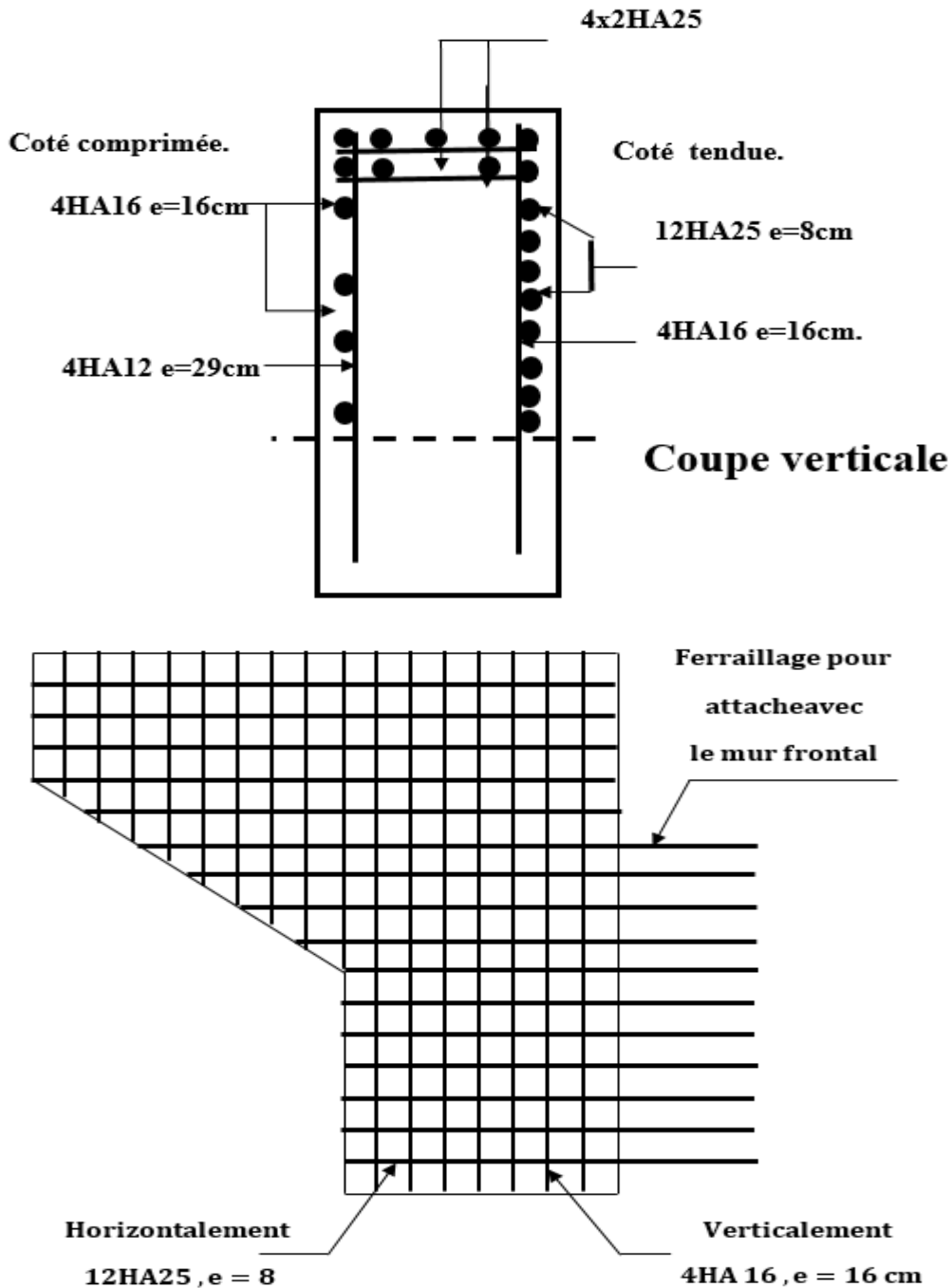


Figure.XIII.12 : Ferrailage de mur en retour.

## XIII.4.5 Mur frontal

## XIII.4.5.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal

Il est soumis aux efforts suivants :

**a. Efforts Horizontaux**

- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La poussée des terres.
- La surcharge  $Q = 1\text{t/m}^2$ .
- Effet sismique  $F = 0,25.G$  (Tablier + Culée)

**b. Efforts Normaux**

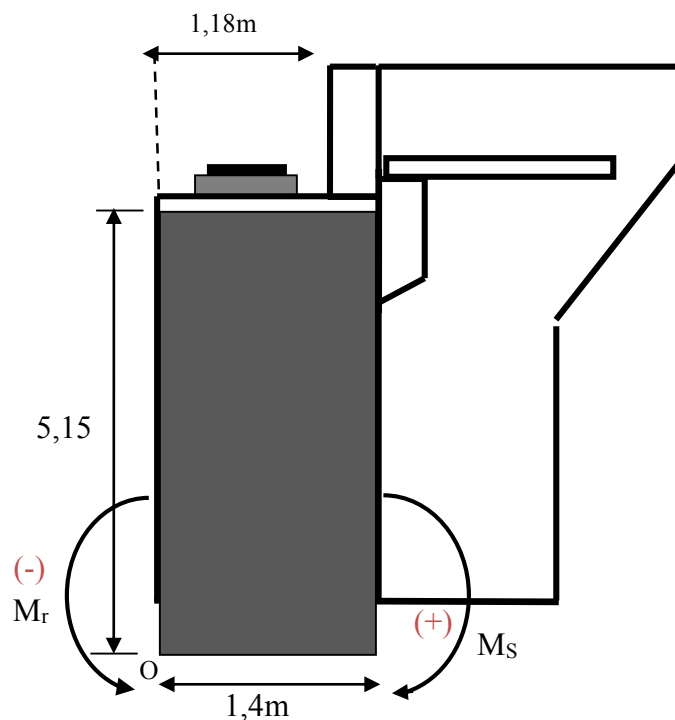
- Poids du tablier.
- Les éléments de la culée.
- Surcharges sur tablier.

▪ **Remarque**

Pour le signes des moments / o :

(+) : moment stabilisateur.

(-) : moment de renversement.



## XIII.4.5.2 Calcul des sollicitations

## XIII.4.5.2.1 Sollicitations sur le mur frontal

Désignation		Poids(t)	$F_H(t)$	$F_V(t)$	H(m)	V(m)	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
Mur garde grève	CN	31,823	0,000	31,823	0,690	6,335	21,958	0,000
	SH	31,823	7,956	31,823	0,690	6,335	21,958	50,400
	SH+SV1	31,823	7,956	29,436	0,690	6,335	20,311	50,400
	SH+SV2	31,823	7,956	34,210	0,690	6,335	23,605	50,400
Corbeau	CN	24,188	0,000	24,188	0,855	5,310	20,681	0,000
	SH	24,188	6,047	24,188	0,855	5,310	20,681	32,110
	SH+SV1	24,188	6,047	22,374	0,855	5,310	19,130	32,110
	SH+SV2	24,188	6,047	26,002	0,855	5,310	22,232	32,110
Mur en retour	CN	120,506	0,000	120,506	5,125	4,425	617,593	0,000
	SH	120,506	30,127	120,506	5,125	4,425	617,593	133,310
	SH+SV1	120,506	30,127	111,468	5,125	4,425	571,274	133,310
	SH+SV2	120,506	30,127	129,544	5,125	4,425	663,913	133,310
Mur frontal	CN	244,960	0,000	244,960	0,000	2,575	0,000	0,000
	SH	244,960	61,240	244,960	0,000	2,575	0,000	157,693
	SH+SV1	244,960	61,240	226,588	0,000	2,575	0,000	157,693
	SH+SV2	244,960	61,240	263,332	0,000	2,575	0,000	157,693
Total culée à vide	CN	729,727	0,000	729,727	–	–	660,232	0,000
	SH	729,727	182,432	729,727	–	–	660,232	373,512
	SH+SV1	729,727	182,432	674,997	–	–	610,714	373,512
	SH+SV2	729,727	182,432	784,457	–	–	709,749	373,512
Dalle de	CN	48,243	0,000	48,243	3,410	4,470	164,509	0,000



<b>transition</b>	SH	48,243	12,061	48,243	3,410	4,470	164,509	53,912
	SH+SV1	48,243	12,061	44,625	3,410	4,470	152,170	53,912
	SH+SV2	48,243	12,061	51,861	3,410	4,470	176,847	53,912
<b>Remblais sur la dalle de transitions</b>	CN	51,460	0,000	51,460	3,410	6,920	175,479	0,000
	SH	51,460	12,865	51,460	3,410	6,920	175,479	89,026
	SH+SV1	51,460	12,865	47,601	3,410	6,920	162,318	89,026
	SH+SV2	51,460	12,865	55,320	3,410	6,920	188,639	89,026
<b>Remblais sur la semelle</b>	CN	432,915	0,000	432,915	2,200	3,310	952,413	0,000
	SH	432,915	108,229	432,915	2,200	3,310	952,413	358,237
	SH+SV1	432,915	108,229	400,446	2,200	3,310	880,982	358,237
	SH+SV2	432,915	108,229	465,384	2,200	3,310	1023,844	358,237
<b>La surcharge Q (t/m<sup>2</sup>)</b>	CN	64,325	0,000	64,325	3,405	6,920	219,027	0,000
	SH	64,325	16,081	64,325	5,705	6,920	366,974	111,282
	SH+SV1	64,325	16,081	59,501	5,705	6,920	339,451	111,282
	SH+SV2	64,325	16,081	69,149	5,705	6,920	394,497	111,282
<b>Total culée + remblais</b>	CN	1326,670	0,000	1326,670	–	–	2171,659	0,000
	SH	1326,670	331,668	1326,670	–	–	2319,606	985,969
	SH+SV1	1326,670	331,668	1227,170	–	–	2145,636	985,969
	SH+SV2	1326,670	331,668	1426,170	–	–	2493,577	985,969

Tableau.XIII.7 : Sollicitations sur le mur frontal.

## XIII.4.5.2.2 Sollicitations dues aux terres et la surcharge

Désignation		$F_H(t)$	$V(m)$	$M_r(t.m)$
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	287,926	2,657	764,933
	SH	457,651	2,657	1215,841
	SH+SV1	441,232	2,657	1172,222
	SH+SV2	475,042	2,657	1262,044
Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	CN	36,126	3,985	143,963
	SH	57,422	3,985	228,825
	SH+SV1	55,362	3,985	220,616
	SH+SV2	59,604	3,985	237,521
Total	CN	324,052	/	908,896
	SH	515,073	/	1444,666
	SH+SV1	496,594	/	1392,839
	SH+SV2	534,646	/	1499,564

Tableau.XIII.8 : Les sollicitations dues aux terres et la surcharge.

## ➤ Les sollicitations dues au tablier

désignation		Réaction	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$H(m)$	$V(m)$	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
Permanente (Tablier)	CN	405,48	0	405,48	0,19	5,35	0	77,0412
	SH	405,48	101,37	405,48	0,19	5,35	542,3295	77,0412
	SH+SV1	405,48	101,37	375,069	0,19	5,35	542,3295	71,26311
	SH+SV2	405,48	101,37	435,891	0,19	5,35	542,3295	82,81929
Surcharge (D240)	CN	176,18	0	176,18	0,19	5,35	0	33,4742
	SH	176,18	44,045	176,18	0,19	5,35	235,64075	33,4742
	SH+SV1	176,18	44,045	162,9665	0,19	5,35	235,64075	30,963635
	SH+SV2	176,18	44,045	189,3935	0,19	5,35	235,64075	35,984765

Tableau.XIII.9 : Les sollicitations dues au tablier.

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

$$H_{r,f,t} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers :G = 80 t/m<sup>2</sup>.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère,T = 4 cm.

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis.a = 35 cm , b = 48 cm .

$$\Delta_{f_i} = 0,556 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,332 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 0,36 \text{ cm}$$

$$H_{r,f,t}/1 \text{ appareil} = \frac{80 \times 0,35 \times 0,48 \times (0,556 + 0,332 + 0,36)}{0,04} = 4,193 \text{ t}/1 \text{ appareil}$$

Soit : $H_{r,f,t} = 10 \times 4,193 = 41,93 \text{ t}$

	F <sub>H</sub> (t)	V(m)	M <sub>r</sub> (t. m)
B <sub>c</sub>	15	5,35	80,25
T+F+R	41,93	5,35	224,325

Tableau.XIII.10 : Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait.

A- Les charges permanentes :

	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>r</sub> (t. m)
CN	287,926	1732,150	2248,700	764,933
SH	890,688	1732,150	2396,647	2744,139
SH+SV1	874,270	1602,239	2216,899	2700,521
SH+SV2	908,079	1862,061	2576,396	2790,342

Tableau.XIII.11 : Les charges permanentes.

## B- Les surcharges :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	51,126	240,505	252,501	224,213
SH	132,548	240,505	400,448	655,998
SH+SV1	130,488	222,467	370,415	647,789
SH+SV2	134,730	258,543	430,482	664,694

Tableau.XIII.12 : Les surcharges.

## C- R+F+T :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	41,93	/	/	224,325
SH	41,93	/	/	224,325
SH+SV1	41,93	/	/	224,325
SH+SV2	41,93	/	/	224,325

Tableau.XIII.13 : R+F+T.

## ✓ Combinaison

$$\text{CN : ELU : } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS : } G + 1,2Q + 0,6T$$

$$\text{CS: } G + Q + 0,6T$$

## • Condition normal

État	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
ELU	504,046	2723,211	3439,746	1570,861
ELS	1074,904	2020,756	2877,185	3665,932

Tableau.XIII.14 : Efforts appliqués au mur frontal à CN.

• Condition sismique

État	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>R</sub> (t. m)
SH+SV2	1094,913	2172,313	3092,974	3722,569

Tableau.XIII.15 : Efforts appliqués au mur frontal à CS.

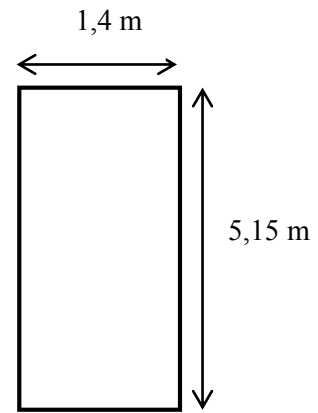
XIII.4.5.3 Calcul du Ferrailage

➤ Vérification du flambement de mur

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = 0,707 \times 5,15 = 3,641 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 1,4 \times 5,15 = 7,21 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,4 \times 5,15^3}{12} = 15,935 \text{ m}^4$$



Donc :

$$i = \sqrt{\frac{15,935}{7,21}} = 1,759$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{3,641}{1,759} = 2,07 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

➤ **Calcul des armatures**

• **Les armatures verticales**

Le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations ( $M_u^*$ ,  $N_u^*$ ). On prend une bonde de 1m de largeur.

$$N_u = \frac{2723,211}{13,59} = 2,004 \text{ MN/ml} ; \quad N_u^* = \gamma \cdot N_u$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00054$$

$$N_u^* = 2,004 \times 1,00054 = 2,005 \text{ MN/ml}$$

$$M_u^* = N_u^* \cdot e = N_u^* \cdot (e_0 + e_a)$$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{M_u^- - M_u^+}{N_u} = \frac{1868,885}{2723,211} = 0,686 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250}\right) = 0,0206 \text{ m}$$

$$M_u^* = 2,005 \times (0,686 + 0,0206) = 1,417 \text{ MN.m/ml}$$

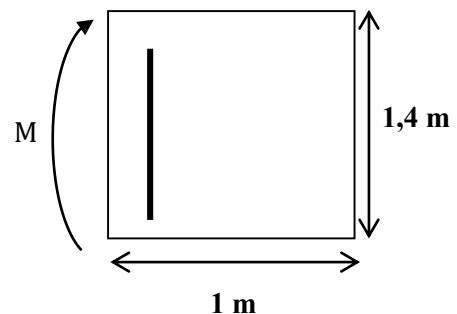
D'Après le SOCOTEC :  $A_s = 0 \text{ cm}^2$ , la section entièrement comprimée Donc on prend la section minimale

✓ **Section minimale  $A_{s \text{ min}}$**

$$A_s = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 0,23 \times 1,4 \times 1 \times \frac{2,22}{500} = 14,297 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : Soit (**SHA20  $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$** ) ; **St=20 cm**



➤ **Ferrailage horizontal (dû à l'effort tranchant)**

$$H_U = \frac{10949,13}{5,15} = 2126,044 \text{ t/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$  (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et  $K = 0$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{2126,044 \times 10^{-3}}{0,95 \times 1,4} = 1,598 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003996 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$A_t > 7,99 \text{ cm}^2.$$

**a. Vérification du pourcentage**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,1598 \text{ cm}$$

On fixe :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$A_t > 3,196 \text{ cm}^2$ . On adopte une section vérifiant les deux conditions.  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$

Soit : **4 HA 16** avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures à droite :**

Dans le sens vertical :

$$A_V = \frac{A_s}{3} = \frac{14,297}{3} = 4,765 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } \mathbf{5HA12} \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Dans le sens horizontal :

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{5,65}{2} = 2,825 \text{ cm}^2, \text{ Soit } \mathbf{5HA 10}, \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

XIII.4.5.4 Ferrailage du mur frontal

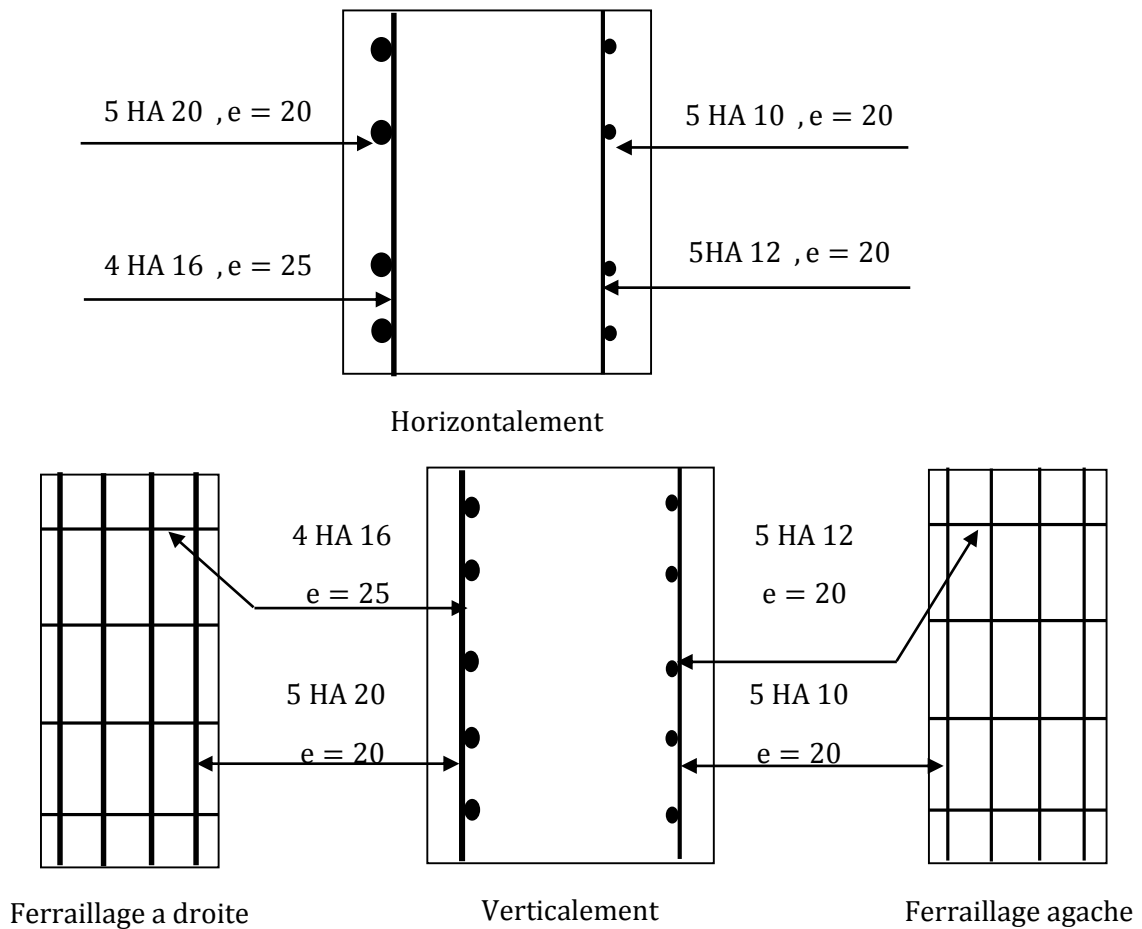


Figure.XIII.13 : Schéma de Ferrailage du mur frontal.

XIII.5 Étude de la semelle

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments.

Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle.

XIII.5.1 Évaluation des efforts

L'importance des moments qui se créent à la base de la culée, et pour plus de sécurité en vue de la stabilité, on a prévu des fondations sur pieux surmontés d'une semelle rigide.



Désignation		P(t)	$F_h = \varepsilon_H \cdot P$	$F_v = (1 - \varepsilon_v) \cdot P$	$H_m$	$V_m$	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Mur garde grève	CN	31,82	0,00	31,82	-0,02	7,84	-0,48	0,00
	SH	31,82	7,96	31,82	-0,02	7,84	-0,48	62,33
	SH+SV ↑	31,82	7,96	29,44	-0,02	7,84	-0,44	62,33
	SH+SV ↓	31,82	7,96	34,21	-0,02	7,84	-0,51	62,33
Corbeau	CN	24,19	0,00	24,19	0,155	6,81	3,75	0,00
	SH	24,19	6,05	24,19	0,155	6,81	3,75	41,18
	SH+SV ↑	24,19	6,05	22,37	0,155	6,81	3,47	41,18
	SH+SV ↓	24,19	6,05	26,00	0,155	6,81	4,03	41,18
Mur en retour	CN	120,51	0,00	120,51	4,425	5,93	533,24	0,00
	SH	120,51	30,13	120,51	4,425	5,93	533,24	178,50
	SH+SV ↑	120,51	30,13	111,47	4,425	5,93	493,25	178,50
	SH+SV ↓	120,51	30,13	129,54	4,425	5,93	573,23	178,50
Mur frontal	CN	244,96	0,00	244,96	-0,70	4,08	-171,47	0,00
	SH	244,96	61,24	244,96	-0,70	4,08	-171,47	249,55
	SH+SV ↑	244,96	61,24	226,59	-0,70	4,08	-158,61	249,55
	SH+SV ↓	244,96	61,24	263,33	-0,70	4,08	-184,33	249,55
Semelle	CN	308,25	0,00	308,25	0,00	0,75	0,00	0,00
	SH	308,25	77,06	308,25	0,00	0,75	0,00	57,80
	SH+SV ↑	308,25	77,06	285,13	0,00	0,75	0,00	57,80
	SH+SV ↓	308,25	77,06	331,37	0,00	0,75	0,00	57,80
Total culée à	CN	729,73	0,00	729,73	–	–	365,04	0,00
	SH	729,73	182,43	729,73	–	–	365,04	589,36

vide	SH+SV ↑	729,73	182,43	675,00	–	–	337,66	589,36
	SH+SV ↓	729,73	182,43	784,46	–	–	392,42	589,36
Dalle de transition	CN	48,24	0,00	48,24	2,705	8,27	130,50	0,00
	SH	48,24	12,06	48,24	2,705	8,27	130,50	99,74
	SH+SV ↑	48,24	12,06	44,62	2,705	8,27	120,71	99,74
	SH+SV ↓	48,24	12,06	51,86	2,705	8,27	140,28	99,74
Remblais sur la dalle de transition	CN	51,46	0,00	51,46	2,705	8,42	139,20	0,00
	SH	51,46	12,87	51,46	2,705	8,42	139,20	108,32
	SH+SV ↑	51,46	12,87	47,60	2,705	8,42	128,76	108,32
	SH+SV ↓	51,46	12,87	55,32	2,705	8,42	149,64	108,32
Remblais sur la semelle	CN	432,915	0,00	432,92	1,5	4,81	649,37	0
	SH	432,915	108,23	432,92	1,5	4,81	649,37	520,5803
	SH+SV ↑	432,915	108,23	400,45	1,5	4,81	600,67	520,5803
	SH+SV ↓	432,915	108,23	465,38	1,5	4,81	698,08	520,5803
La surcharge Q (t/m <sup>2</sup> )	CN	64,325	0,00	64,33	2,705	8,42	174,00	0
	SH	64,325	16,08	64,33	2,705	8,42	174,00	135,4041
	SH+SV	64,325	16,08	59,50	2,705	8,42	160,95	135,4041
	SH+SV	64,325	16,08	69,15	2,705	8,42	187,05	135,4041
Total culée + remblais	CN	1326,67	0,00	1326,67	–	–	1458,11	0,00
	SH	1326,67	331,67	1326,67	–	–	1458,11	1453,41
	SH+SV ↑	1326,67	331,67	1227,17	–	–	1348,75	1453,41
	SH+SV ↓	1326,67	331,67	1426,17	–	–	1567,47	1453,41

Tableau.XIII.16 : Évaluation des efforts.

## ➤ Poussée dues aux terres et surcharge

Désignation		$F_H(t)$	$F_V(t)$	H(m)	V(m)	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
Total culée +remblais	CN	0	1326,67	–	–	1458,107	0
	SH	331,668	1326,67	–	–	1458,107	1453,413
	SH+SV1	331,668	1227,169	–	–	1348,749	1453,413
	SH+SV2	331,668	1426,170	–	–	1567,465	1453,413
Poids permanant de tablier	CN	0,000	405,48	0,19	6,85	77,0412	0,000
	SH	101,370	405,48	0,19	6,85	77,0412	694,385
	SH+SV1	101,370	375,069	0,19	6,85	71,26311	694,385
	SH+SV2	101,370	435,891	0,19	6,85	82,81929	694,385
Poussée de la terre sur MGC et MF	CN	287,926	/	/	4,1567	/	1196,822
	SH	457,651	/	/	4,1567	/	1902,317
	SH+SV1	441,232	/	/	4,1567	/	1834,071
	SH+SV2	475,042	/	/	4,1567	/	1974,606
Poussée de la terre sur la semelle	CN	10,281	/	/	0,5	/	5,141
	SH	16,342	/	/	0,5	/	8,171
	SH+SV1	15,756	/	/	0,5	/	7,878
	SH+SV2	16,963	/	/	0,5	/	8,481
Surcharge $Q(t/m^2)$	CN	0,000	64,325	5,705	8,42	366,974	0,000
	SH	16,081	64,325	5,705	8,42	366,974	135,404
	SH+SV1	16,081	59,500	5,705	8,42	339,451	135,404
	SH+SV2	16,081	69,149	5,705	8,42	394,497	135,404
Surcharge $D_{240}$	CN	0,000	176,18	2,11	6,85	371,739	0,000
	SH	44,045	176,18	2,11	6,85	371,739	301,708

	SH+SV1	44,045	162,966	2,11	6,85	343,859	301,708
	SH+SV2	44,045	189,393	2,11	6,85	399,620	301,708
Poussée de la surcharge sur MGC et MF	CN	36,126	/	/	5,485	/	198,152
	SH	57,422	/	/	5,485	/	314,958
	SH+SV1	55,362	/	/	5,485	/	303,659
	SH+SV2	59,604	/	/	5,485	/	326,927
Poussée de la surcharge sur la semelle	CN	6,854	/	/	0,750	/	5,141
	SH	10,895	/	/	0,750	/	8,171
	SH+SV1	10,504	/	/	0,750	/	7,878
	SH+SV2	11,309	/	/	0,750	/	8,481
effort de freinage $B_c$	CN	15,000	/	/	5,35	/	80,250
	SH	15,000	/	/	5,35	/	80,250
	SH+SV1	15,000	/	/	5,35	/	80,250
	SH+SV2	15,000	/	/	5,35	/	80,250
R+F+T	CN	41,930	/	/	5,35	/	224,326
	SH	41,930	/	/	5,35	/	224,326
	SH+SV1	41,930	/	/	5,35	/	224,326
	SH+SV2	41,930	/	/	5,35	/	224,326

Tableau.XIII.17 : Poussée dues aux terres et surcharge sur semelle.

## a. Les charges permanentes

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	298,207	1732,150	1535,148	1201,963
SH	907,030	1732,150	1535,148	4058,286
SH+SV1	890,026	1602,239	1420,012	3989,746
SH+SV2	925,042	1862,061	1650,284	4130,885

Tableau.XIII.18 : Les charges permanentes

## b. Les surcharges

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
<b>CN</b>	51,126	240,505	738,714	278,402
<b>SH</b>	132,548	240,505	738,714	832,320
<b>SH+SV1</b>	130,488	222,467	683,310	821,021
<b>SH+SV2</b>	134,730	258,543	794,117	844,289

Tableau.XIII.19 : Les surcharges.

## c. R+F+T

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
<b>CN</b>	41,93	/	/	224,325
<b>SH</b>	41,93	/	/	224,325
<b>SH+SV1</b>	41,93	/	/	224,325
<b>SH+SV2</b>	41,93	/	/	224,325

Tableau.XIII.20 : R+F+T

## XIII.5.2 Calcul des combinaisons

CN : ELU :  $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS :  $G + 1,2Q + 0,6T$

CS:  $G + Q + 0,6T$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Avec :  $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

## ➤ Condition normale

État	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	$M_{nette}(t.m)$
ELU	517,926	2723,211	3254,392	2247,554	1006,838
ELS	1091,246	2020,756	2421,605	5191,665	2770,06

Tableau.XIII.21 : Efforts appliqués à la semelle CN.

## ➤ Condition sismique

État	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$	$M_{nette}(t.m)$
SH+SV2	1111,876	2172,313	2603,225	5278,627	2675,402

Tableau.XIII.22 : Efforts appliqués à la semelle CS.

• Effort revenant à chaque pieu

Chaque pieu supporte une charge donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec :

$n$  : Nombre des pieux  $n= 8$ .

$b'$  = 3,60 m: entre axes des pieux.

➤ Condition normale (ELU)

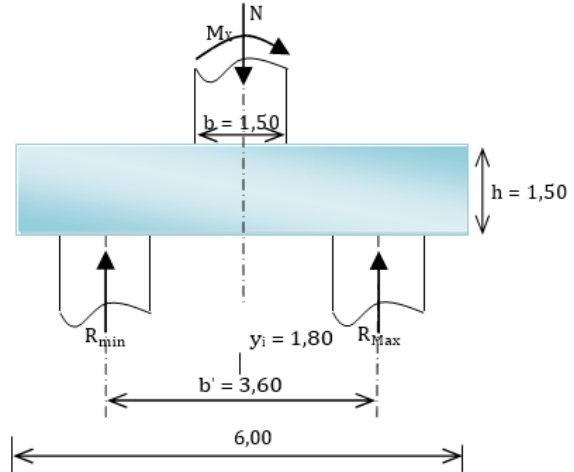
On a :  $N = 2723,211 \text{ t}$ .

$M = 1006,838 \text{ t.m}$

$$R_{max} = \frac{2723,211}{8} + \frac{1006,838 \times 3,6}{8 \times 3,6^2} = 375,36$$

t

$$R_{min} = \frac{2723,211}{8} - \frac{1013,778 \times 3,6}{8 \times 3,6^2} = 305,44 \text{ t}$$



		$F_v(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
<b>ELS</b>	<b>CN</b>	2172,313	2675,402	178,64	364,44
<b>ELU</b>	<b>CN</b>	2723,211	1006,838	305,44	375,36
	<b>CS</b>	2020,756	2770,06	156,41	348,78

On a :  $R_{min} = 156,41 > 0$  (il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.)

$R_{max} = 375,36 < \bar{Q} = 472,45$  (Pas de risque de tassement.)

XIII.5.3 Calcul du ferrailage de la semelle

On applique la méthode des moments

• ELU

On a :  $R_{max} = 375,36 \text{ t}$

$$M_{1,ult} = R_{max} \times \left( \frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) =$$

$$376,73 \times \left( \frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,4 \right) = 493,516 \text{ t.m}$$

On prend une bande de calcul de  $b_1$  tel que :

$$b_1 = \varnothing_{pieu} + h = 1,20 + 1,5$$

$$b_1 = 2,7 \text{ m}$$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 79,1 \text{ cm}^2$$

• ELS

On a :  $R_{max} = 364,14 \text{ t}$ .

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left( \frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 375,36 \times \left( \frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,4 \right) = 477,023 \text{ t.m}$$

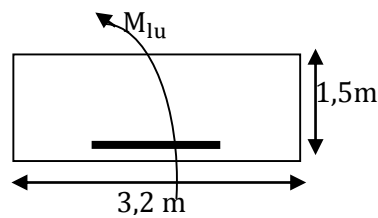
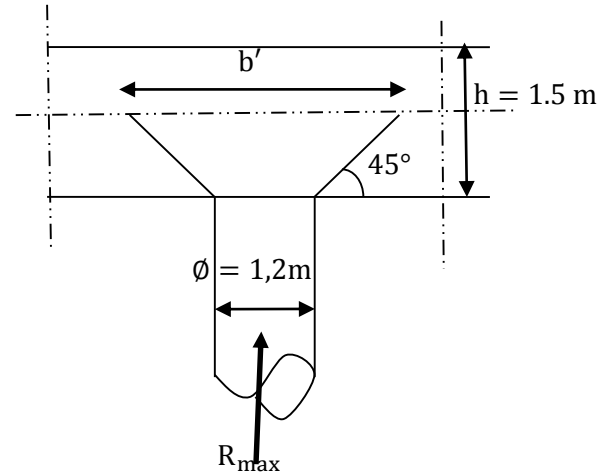
$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{a} = \frac{n \times \bar{\sigma}_b}{n \times \bar{\sigma}_b + \sigma_s} = 0,35$$

$$Z_b = d \left( 1 - \frac{\bar{a}}{3} \right) = 1,237 \text{ m}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{a}}{2} \left( 1 - \frac{\bar{a}}{3} \right) \times b_1 \times d^2 \times \bar{\sigma}_b = 1325,249 \text{ t.m}$$



$$M_{Rb} = 1325,249 \text{ t.m} \geq M_{ser} = 477,023 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{stser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_s} = 160,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{stl}; A_{stser}) = 160,68 \text{ cm}^2$$

Soit **20 HA32** ( $A_{st} = 160,80 \text{ cm}^2$ ).

✓ **L'espacement entre les barres**

**n** : Nombre de barre = 20 barres.

**d** : Enrobage = 10 cm.

**Φ** : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{\Phi + h - C}{n - 1} = \frac{1,2 + 1,5 - 0,1}{20 - 1} = \frac{2,6}{20} = 0,130 ; S_t = 13 \text{ cm.}$$

• **Les armatures transversales supérieures**

$$A_s = \frac{160,8}{10} = 16,08 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 11\text{HA14} (A_s = 16,93 \text{ cm}^2)$$

• **Les armatures longitudinales inférieures**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs sections est donnée par :

$$A_{s,inf} = \frac{A_{su}}{3} = \frac{160,8}{3} = 53,6 \text{ cm}^2.$$

Soit **11HA25** ( $A_s = 54 \text{ cm}^2$ )

$$S_t = \frac{2,6}{11} = 0,236\text{m} \Rightarrow \text{ On prend } S_t = 23 \text{ cm.}$$

• **Les armatures longitudinales supérieures**

$$A_s = \frac{53,6}{10} = 5,36 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 6 \text{ HA12} (A_s = 6,79 \text{ cm}^2)$$

$$S_t = \frac{2,6}{6} = 0,433\text{m} \Rightarrow \text{ On prend } S_t = 43 \text{ cm.}$$



XIII.5.4 Schéma de ferrailage de la semelle

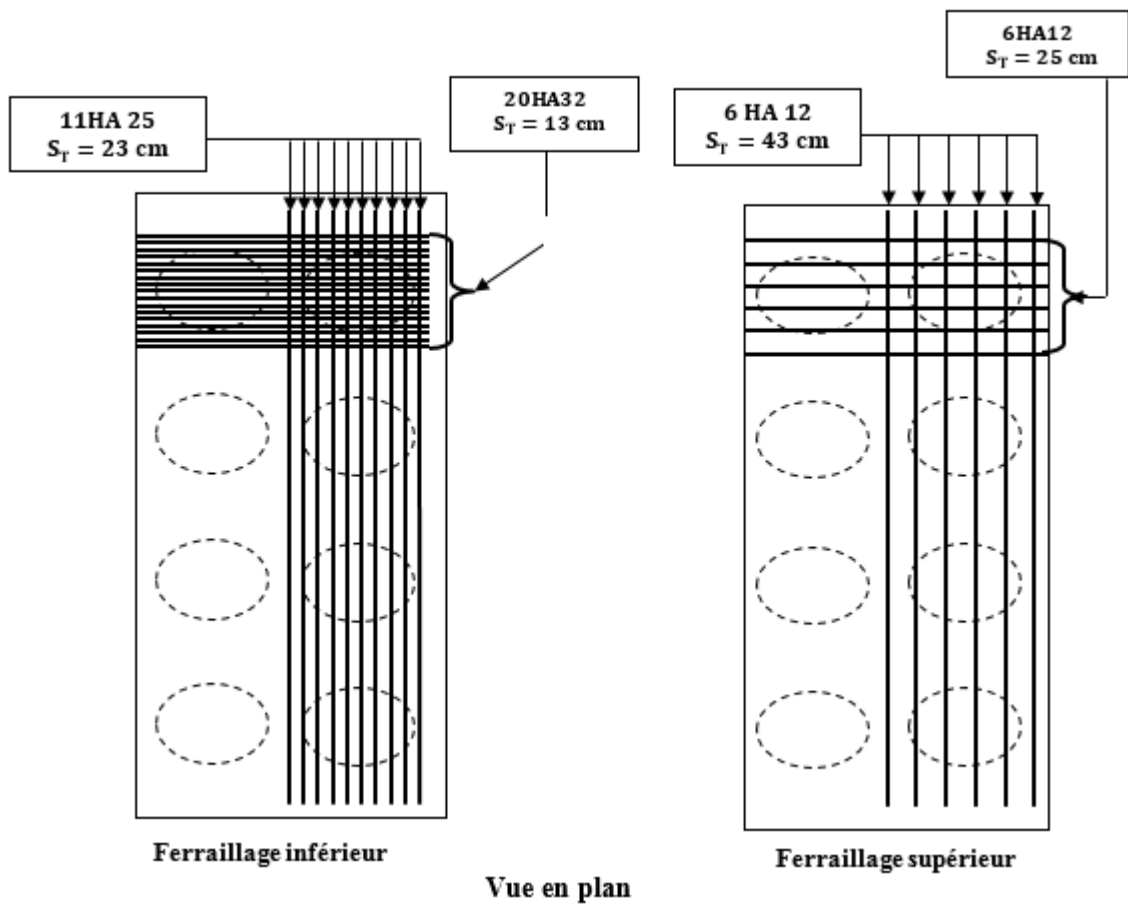
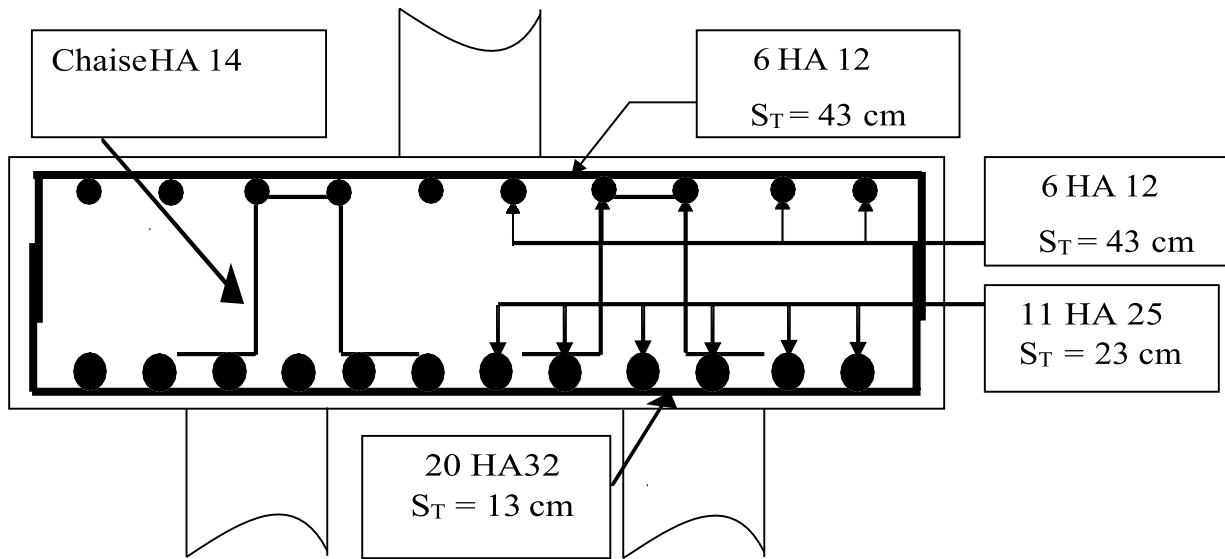


Figure.XIII.14 : Schéma de Ferrailage de la semelle.

### XIII.6 Étude et ferrailage des pieux sous culée

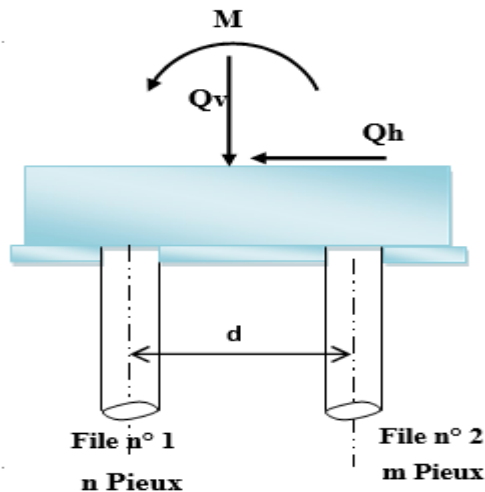
On considère des fondations reposant sur 2 files de pieux :

$n$  : nombre de pieux sous la file 1

$m$  : nombre de pieux sous la file 2

$d$  : entre axe des files

Pour notre cas :  $n=m=4$  pieux



Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul, en langage Fortran, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

#### ➤ Calcul des armatures minimales

Dans notre étude nous allons élaborer un programme Excel qui fait tout le calcul soit les déformations soit les sollicitations dans les pieux.

Le programme nous donne les résultats suivants :

Sous le séisme :

$$M_U = 215,713 \text{ t.m}$$

$$T_U = 206,177 \text{ t}$$

On va ferrailer les pieux en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas du séisme.

On utilise le logiciel SOCOTEC :  $A_s = 0,00 \text{ cm}^2$

➤ Calcul des armatures minimales

D'après l'R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{S_{\min}} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$$

D'après la section  $A_{S_{\text{trouvée}}}$  on peut dire que les pieux de cette fondation sont relativement peu sollicités, donc on se contentera d'un ferrailage égal au ferrailage minimal.

$A_S = 56,52 \text{ cm}^2$  Soit **12HA25**  $\Rightarrow$  On prend  **$S_t = 16 \text{ cm}$**

XIII.6.1 Schéma de Ferrailage du pieu

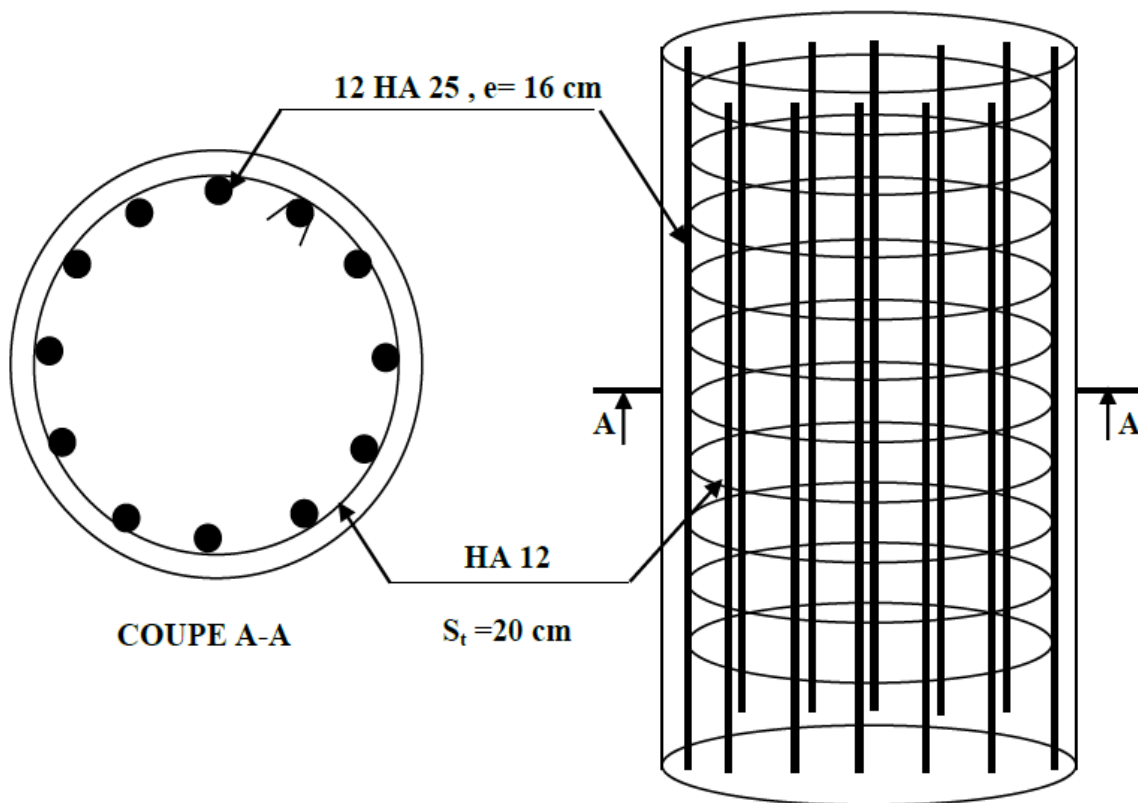


Figure.XIII.15 : Schéma de Ferrailage du pieu.

# Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Cette étude du pont route à poutres précontraintes par adhérence, basé sur une théorie scientifique des matériaux concernés l'ouvrage aux états limites, nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel et programmes de calcul (ROBOT, SOCOTEC, AUTOCAD, EXCEL, ...etc.) comme moyen de calcul.

Pour restreindre notre étude, nous nous sommes focalisés directement sur les données fournis par l'entreprise de réalisation. Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale où nous avons déterminé la variante la plus avantageuse. Ensuite, on a fait une étude détaillée en débutant par la définition des charges et surcharges, puis le calcul des sollicitations effectué selon les règlements SETRA, BAEL et RPOA qui vont être utilisé pour l'étude de la précontrainte, ainsi que l'étude et le ferrailage de l'infrastructure.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour s'intégrer le milieu professionnel.

# **bibliographie**

---

# Bibliographie

## Règlements :

- Règles parasismique algériennes **RPOA** ;
- Les documents **SETRA** ;
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

## Cours :

- Béton armé et précontraint ;
- Résistances des matériaux ;
- Pont ;
- Matériaux de construction.
- Données de projet par l'entreprise SAPTA ;
- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

## Thèses d'étude :

- **AYACHI L, BOUTEBIBA M**, « Conception et étude d'un viaduc à poutre préfabriquée en béton précontrainte au PK 80.4 de la pénétrante Djen-Djen-EL Eulma (W Sétif) », Université de Jijel, 2020.
- **ALILICHE S, SLIMOUNE N**, « étude d'un viaduc à poutre en béton précontrainte (PK 232+318.418) wilayas de Skikda », Université de Jijel, 2020.



- 
- **BOURIDANE A, Boutaoui N**, « Étude d'un passage supérieur (pk 32+560) de la pénétrante « Djen-Djen-El Eulma » - Etude de Comportement d'une fondation reposant sur un sol renforcé par les colonnes ballastées », Université de Jijel, 2019.
  - **BENHAMADA A, SAMAH M**, « Étude d'un passage supérieur « PK 7.915 » de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à L'Autoroute Est-Oust plus recherche sur les pathologies des bétons des ouvrages d'art », Université de Jijel, 2019.
  - **BOULTIF A, GHEMMOUR A**, « Étude d'un ouvrage d'art de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest, cas du viaduc V54.8 », Université de Jijel, 2017.
  - **LEBEZ S, KRIOUI I**. « étude d'un viaduc à poutre en béton précontrainte par pré-tension situé à Kaous, wilayas de Jijel », Université de Jijel, 2017.
  - **BOKAALA O, BOULSANE N**. « Étude d'un pont oued Sayoud EX RN 43plus la simulation numérique du comportement d'un modèle réduit de sol renforcé par la colonne ballastée », mémoire de master Université de Jijel, 2018.
  - **CHEKROUD.Z**. « Étude et conception d'un pont à poutres TYPEPRAD Le Viaduc 'V-057.0' de la Pénétrante Port Djen-Djen - Autoroute Est-Ouest El Eulma », Ecole National Polytechnique d'Oran Maurice Audin, 2019.



- **ZOUIKRI.M. A, HAROUS.R.** « Étude d'un passage supérieur PK 46+095 au niveau de l'autoroute est-ouest JIJEL-EL EAULMA + la Simulation numérique du comportement d'un modèle réduit de sol renforcé par colonne ballasté », mémoire de master académique en travaux publics ,2019.

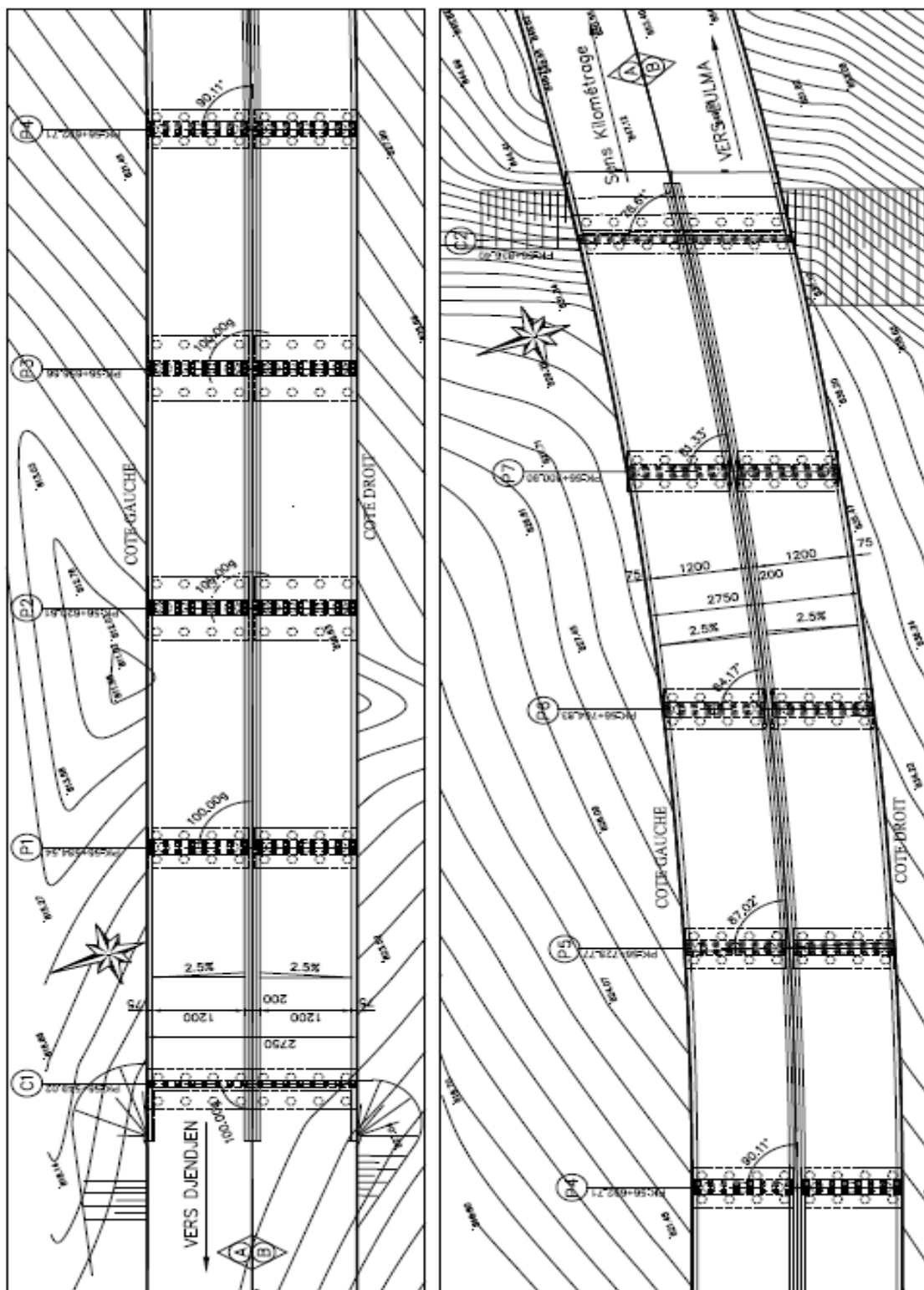
**Logiciels :**

- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT) ;
- SOCOTEC ;
- AUTOCAD 2011 ;
- Microsoft Word ;
- Microsoft Excel ;
- FORTRAN.

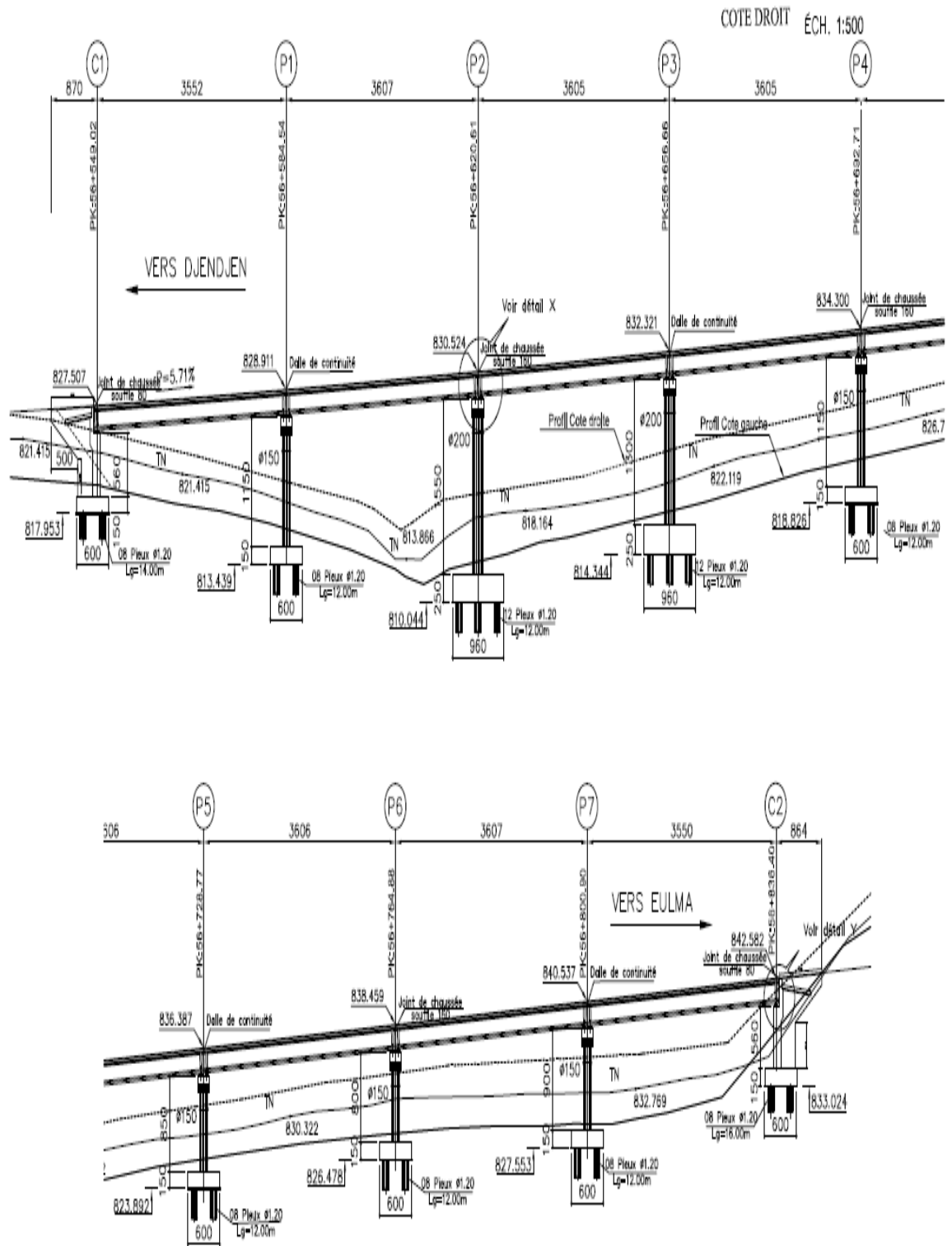


**Annexe**

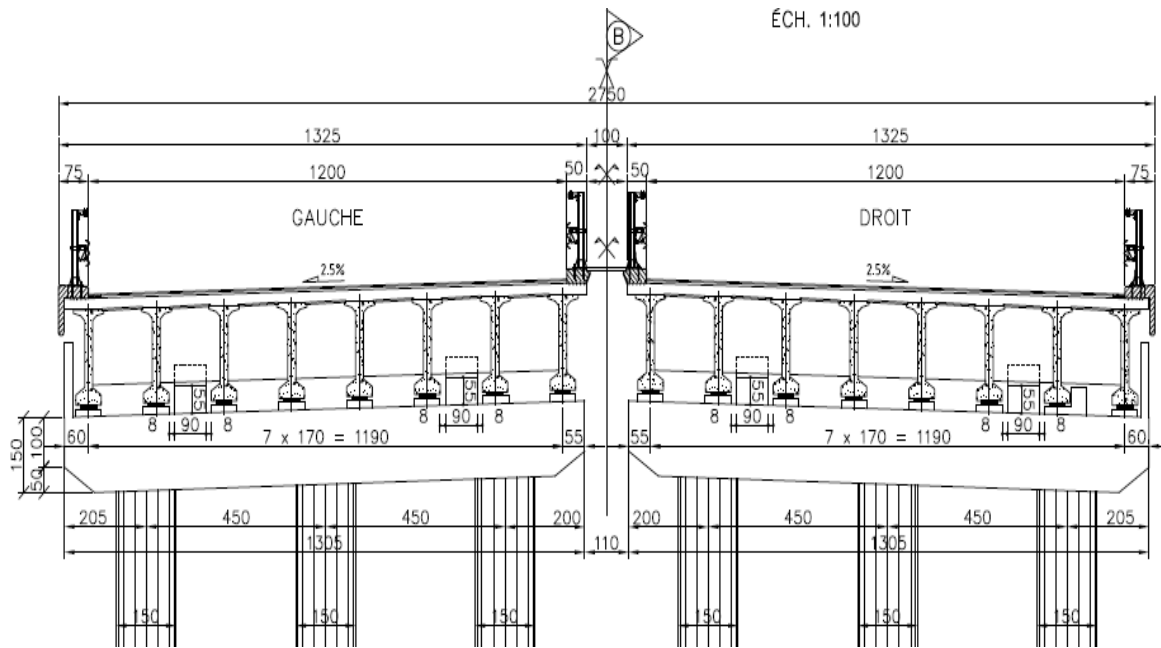
Tracé en plan



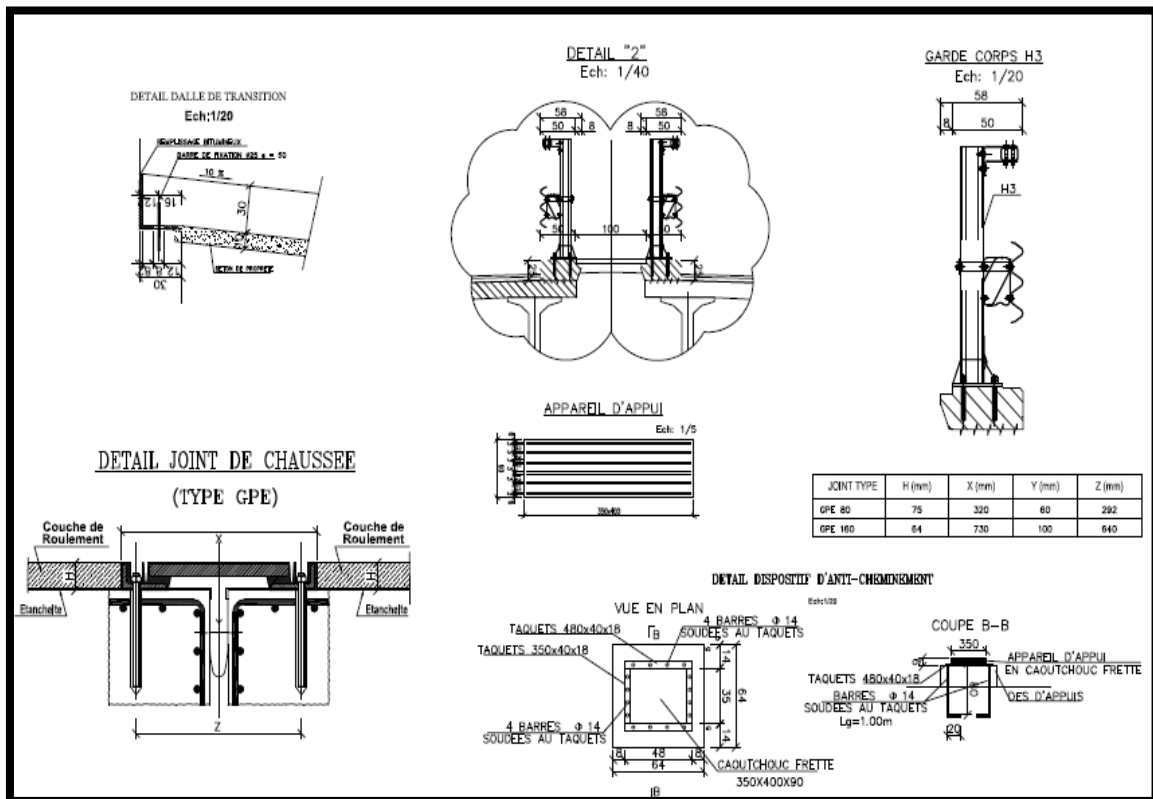
### Profil en long

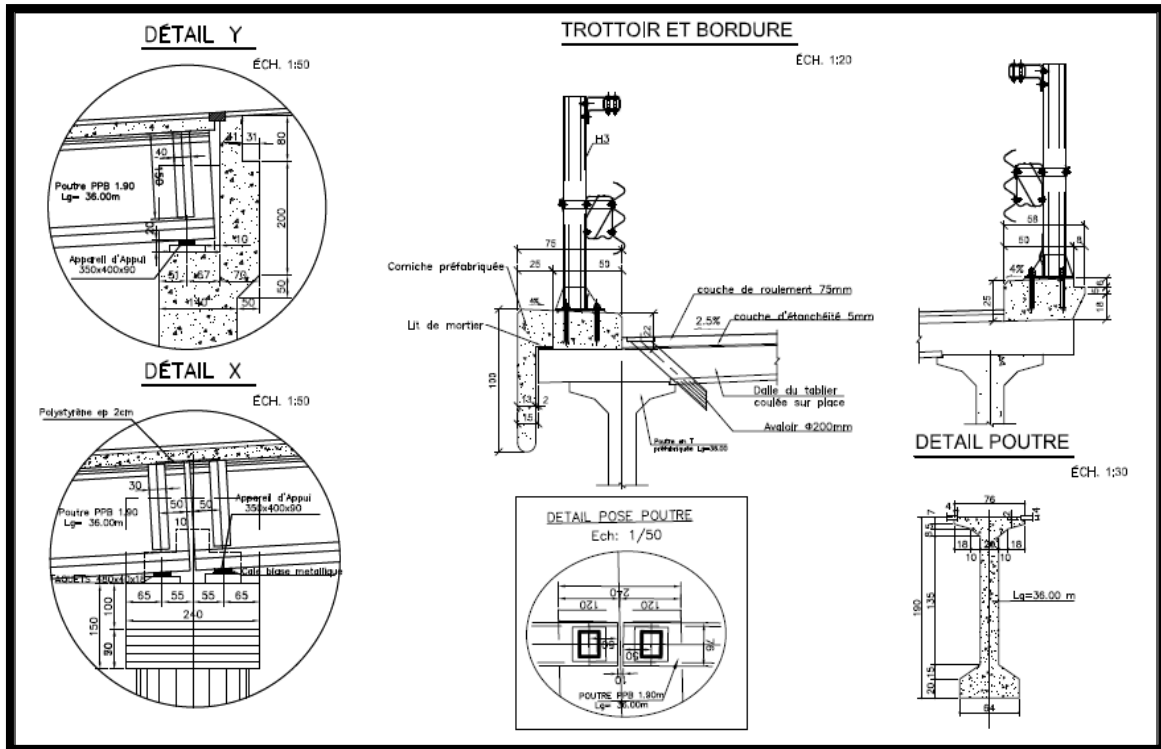


Profil en travers

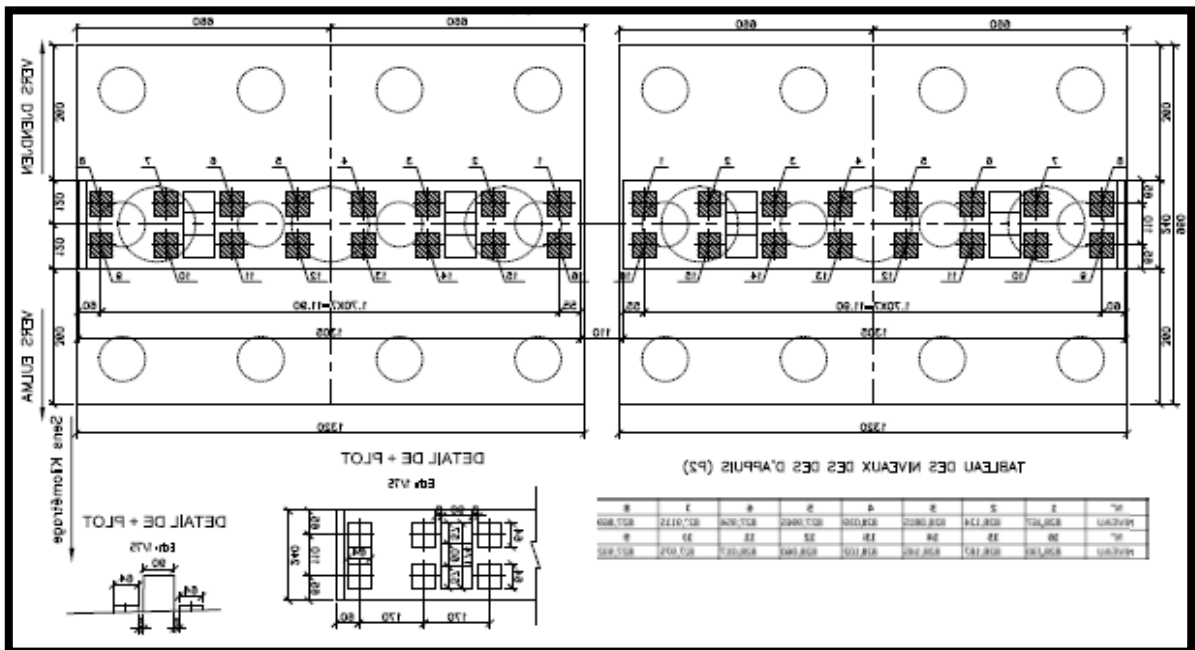


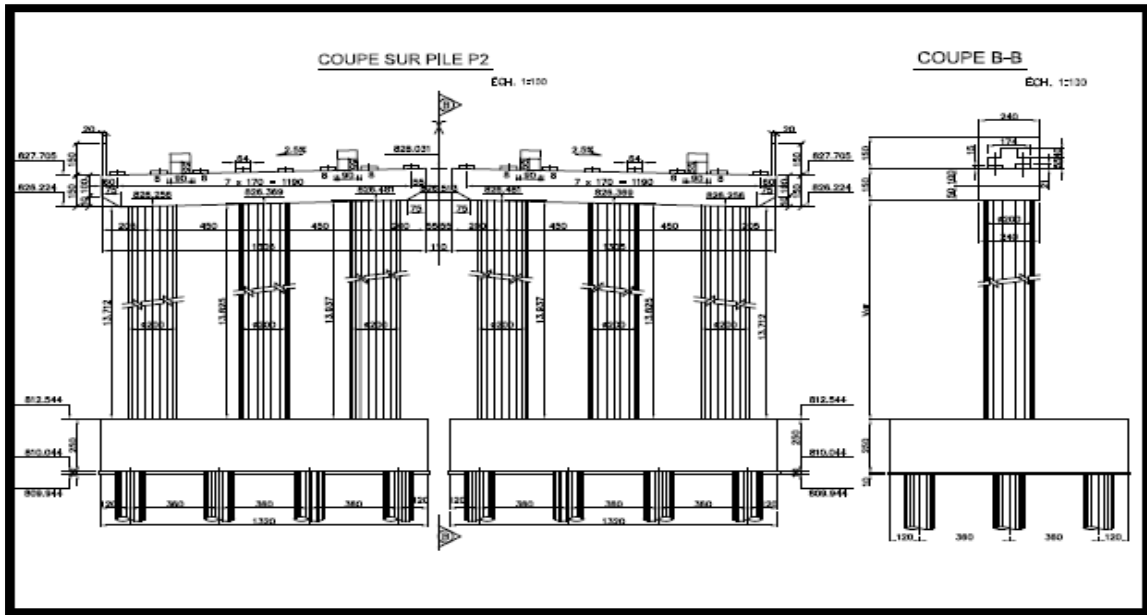
Tablier



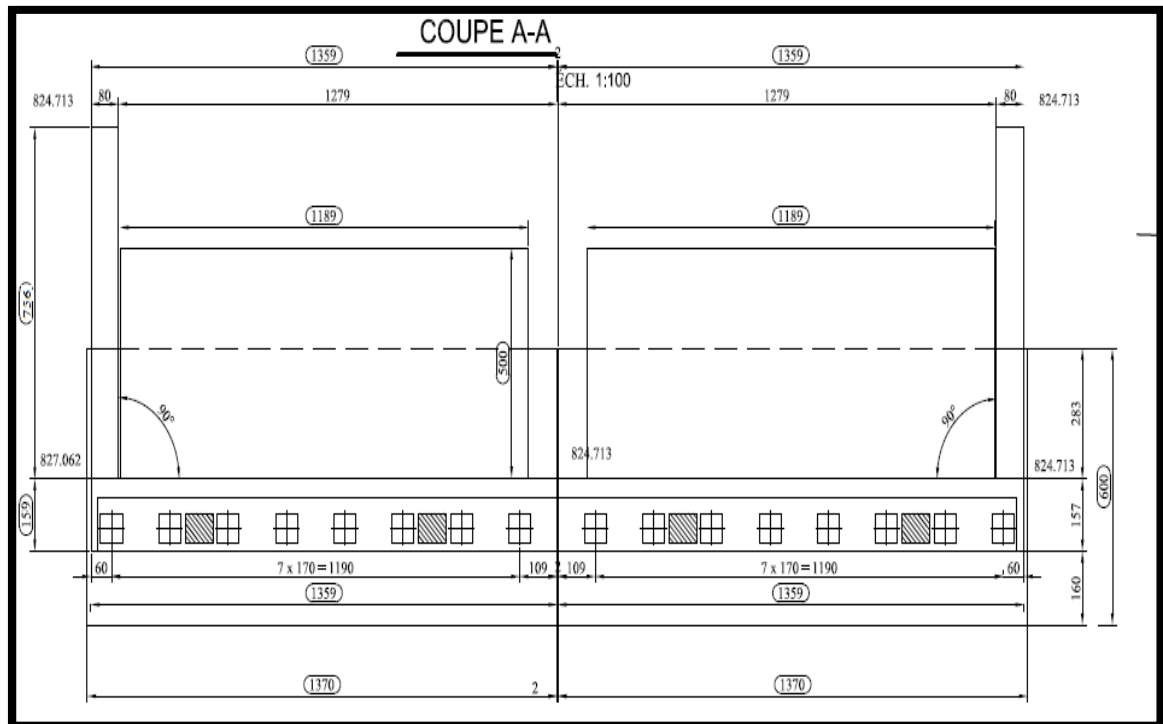


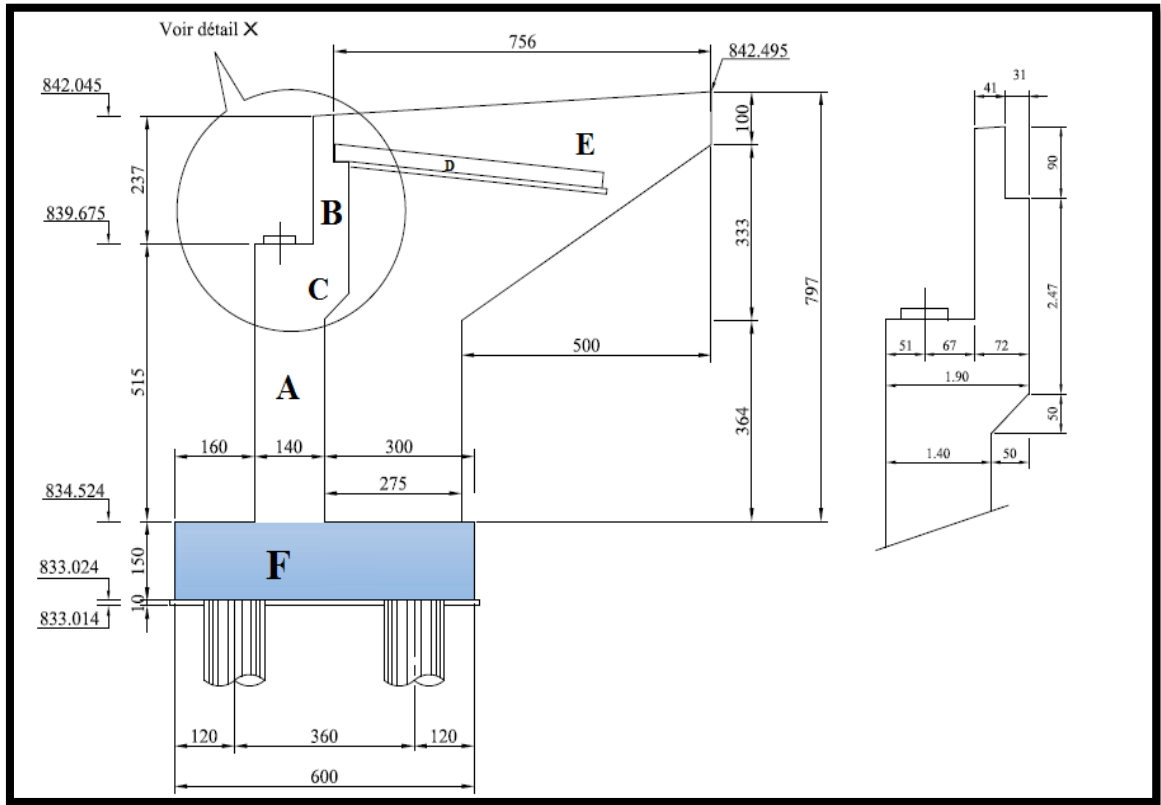
La pile





La culée

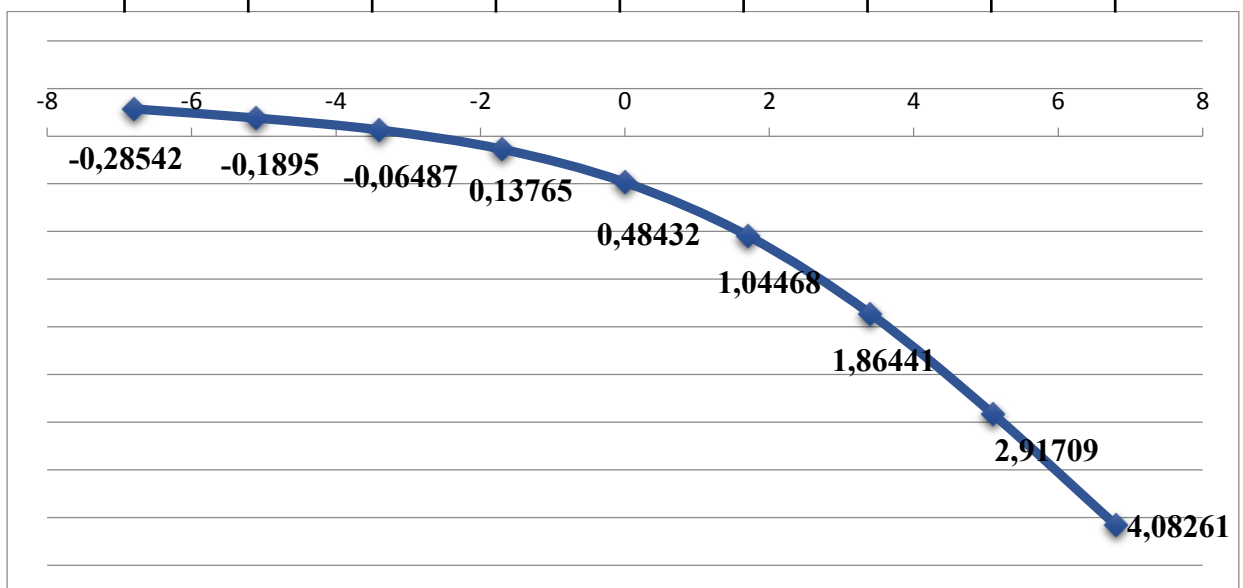
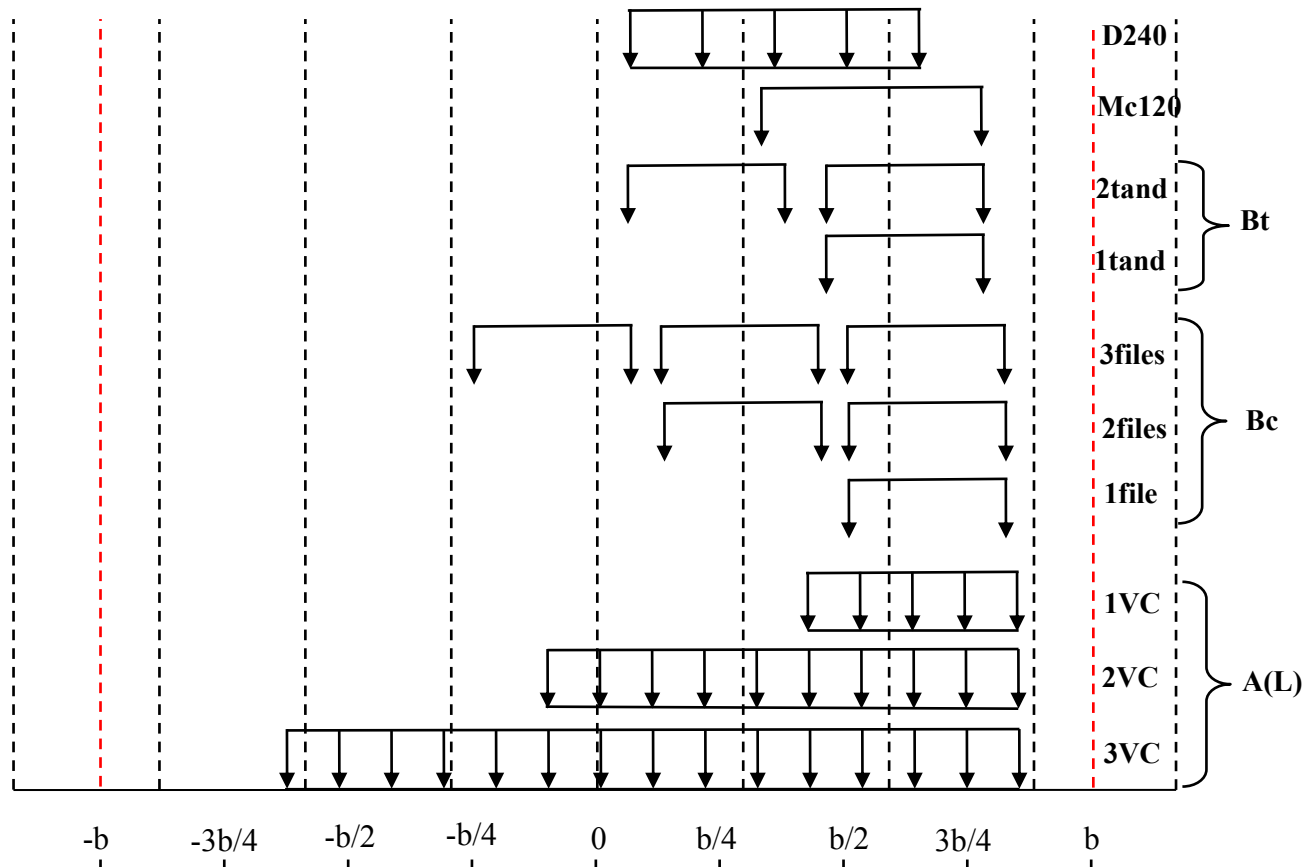






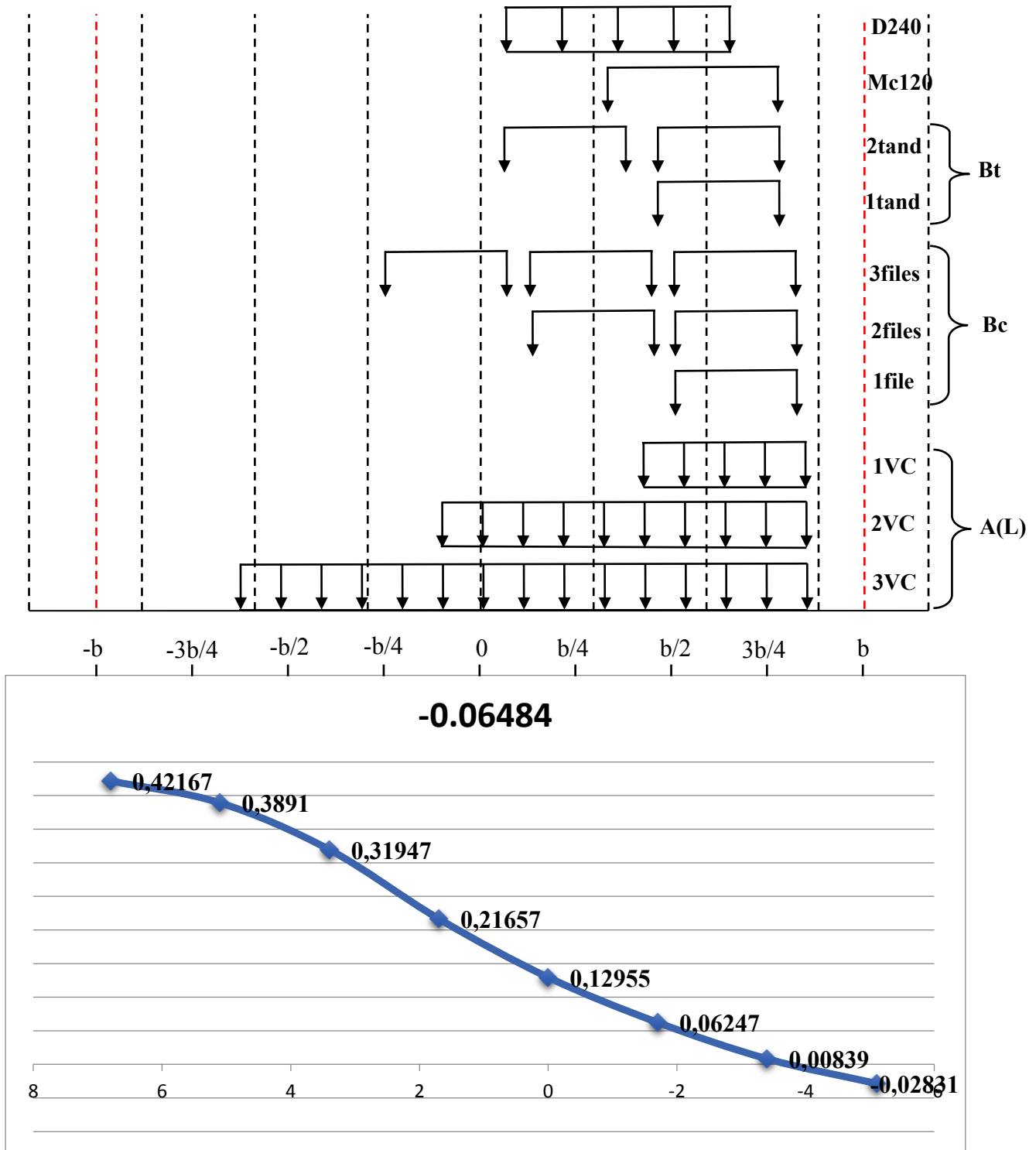
# Ligne d'influence $K_\alpha$

## POUTRE 5



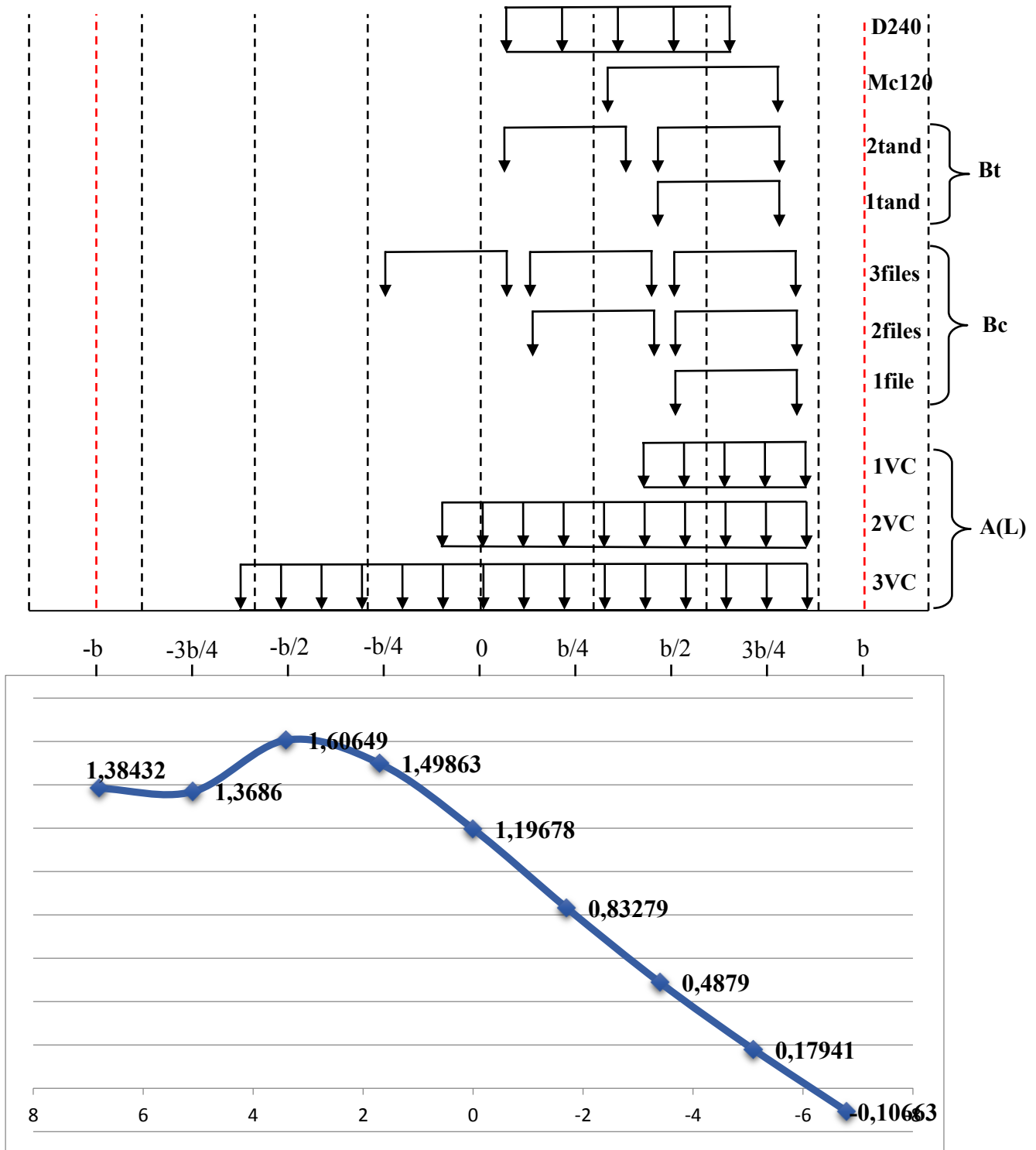
# Ligne d'influence $K_\alpha$

## POUTRE 6



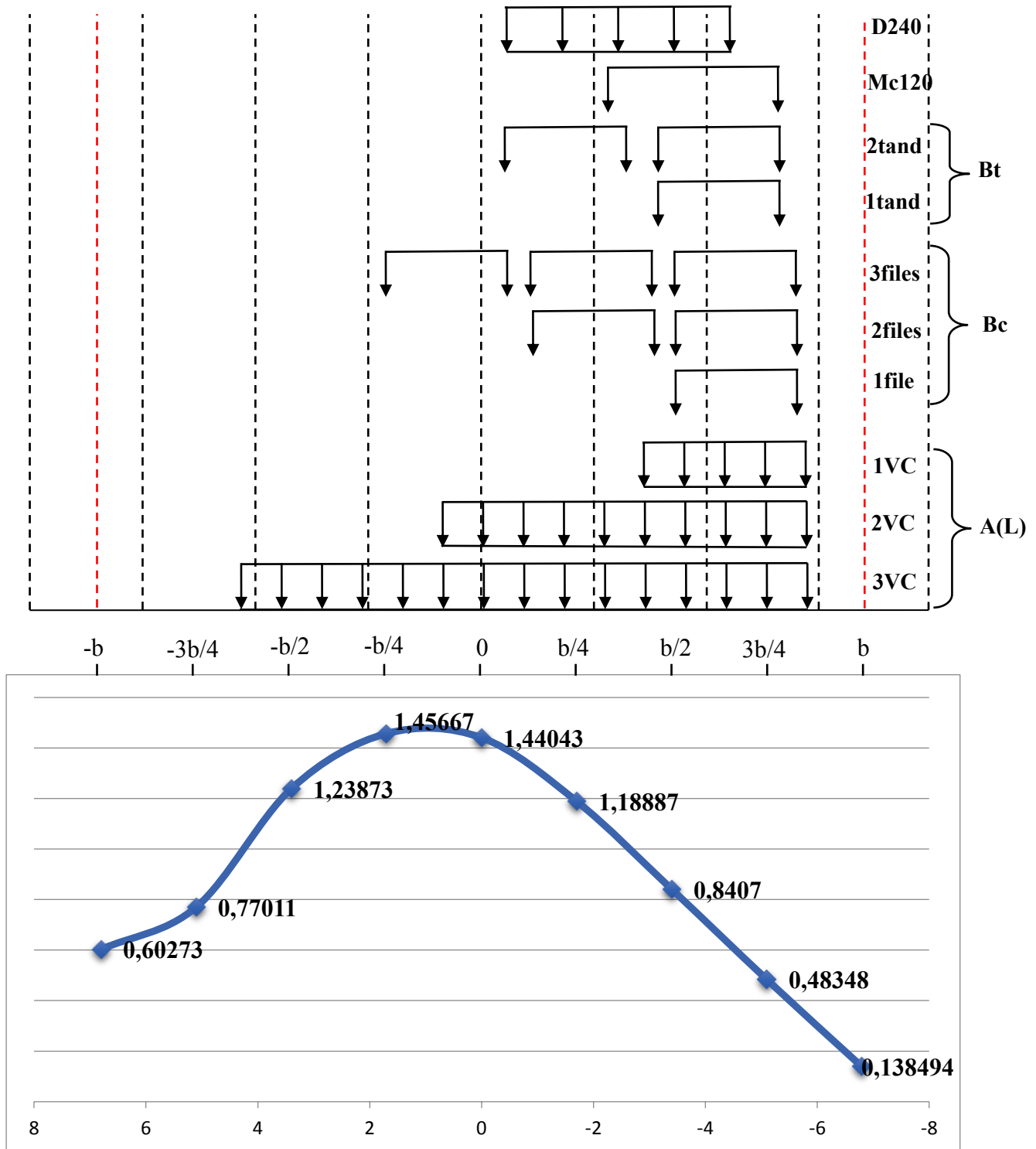
# Ligne d'influence $K_\alpha$

## POUTRE 7



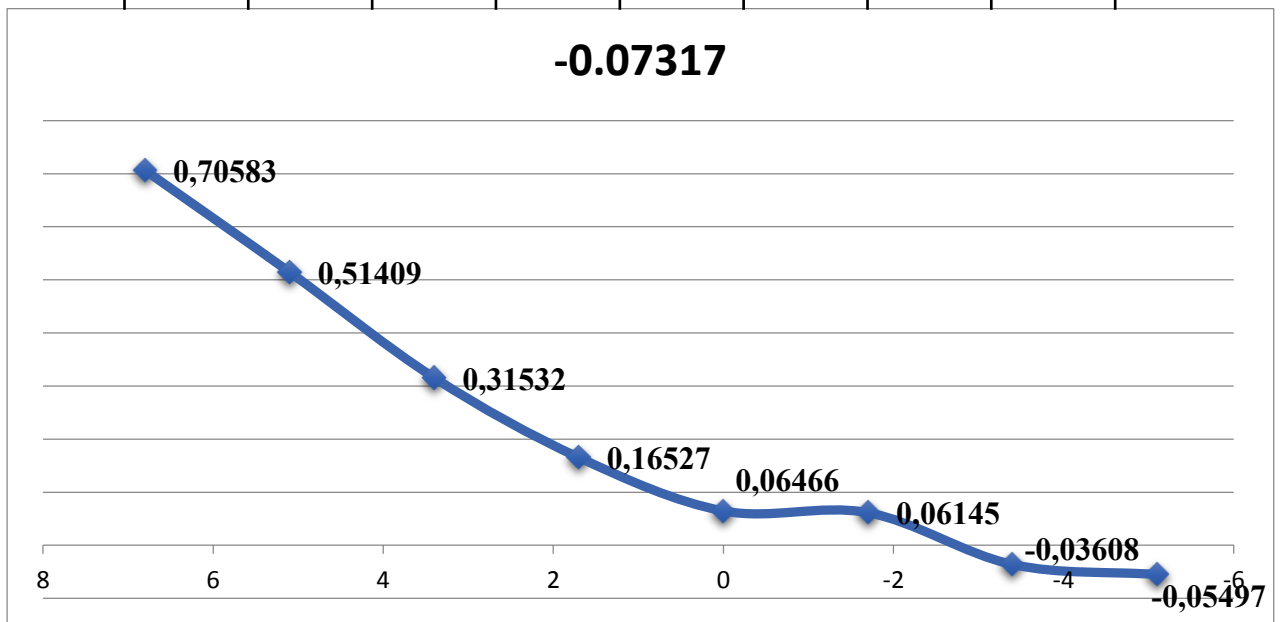
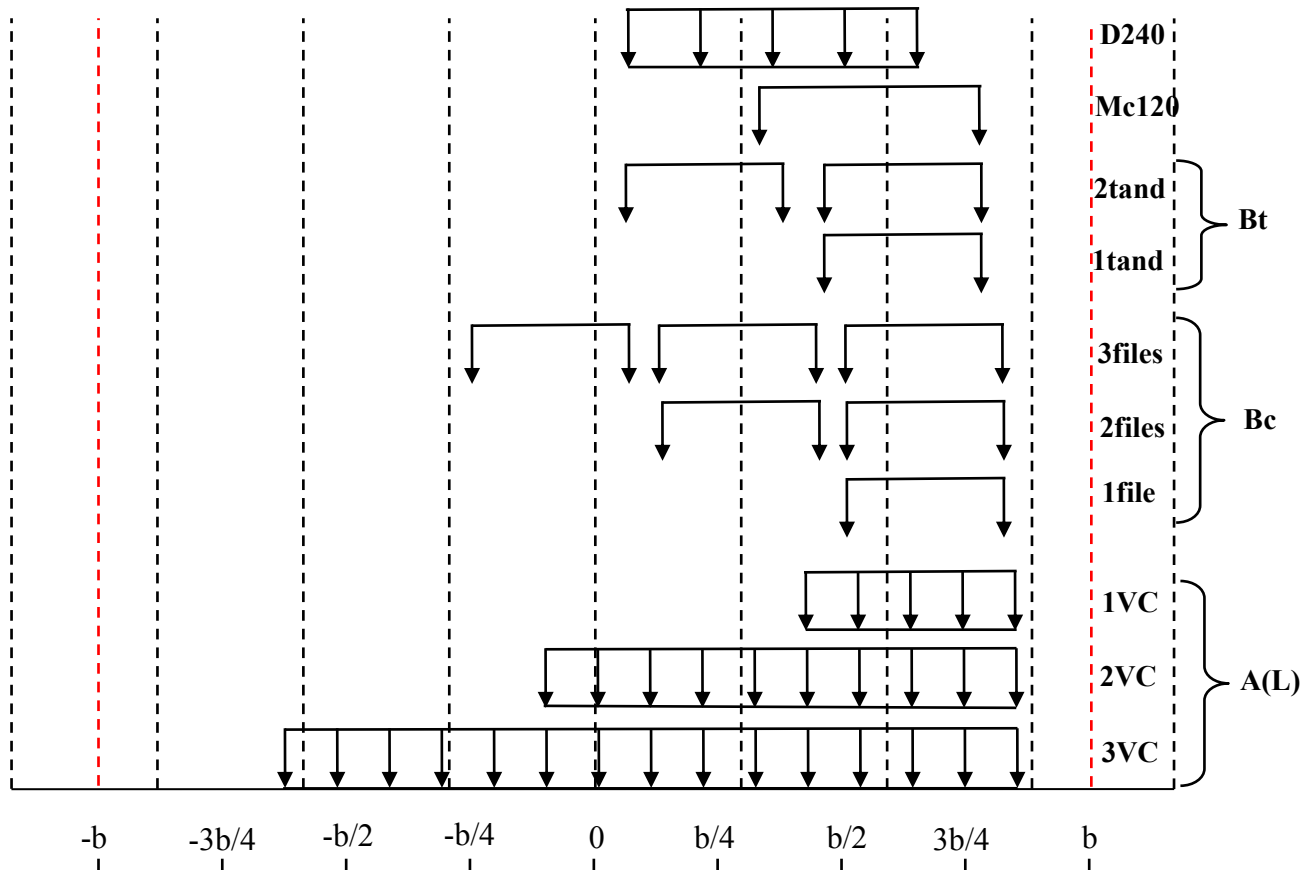
# Ligne d'influence $K_\alpha$

## POUTRE 8



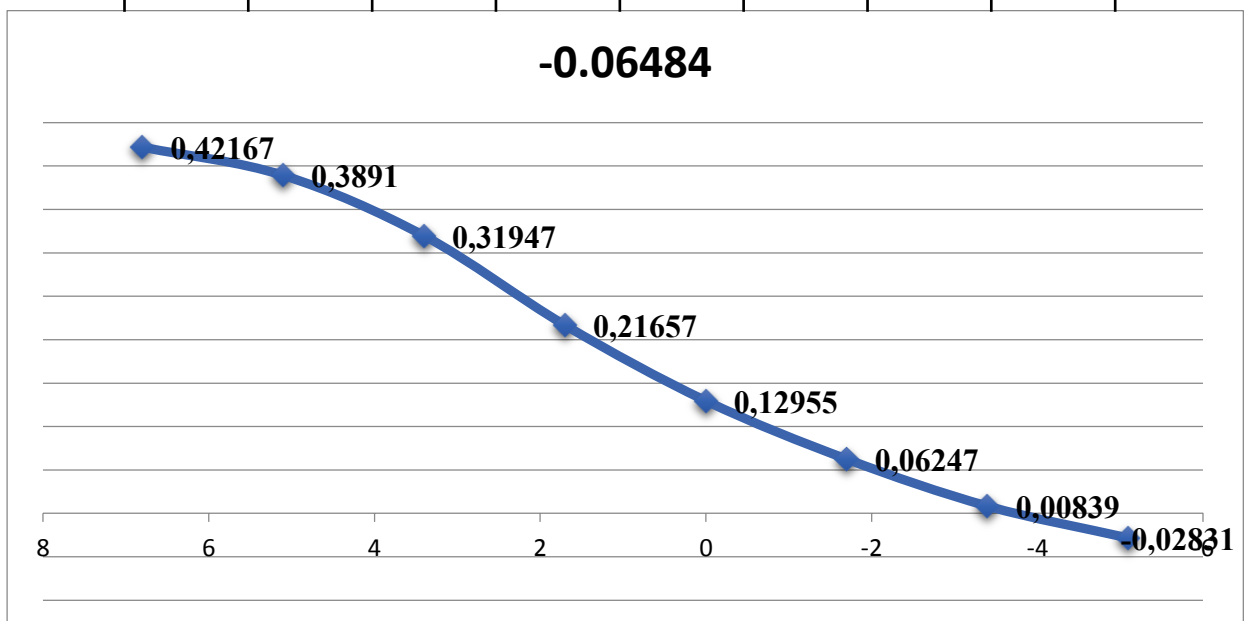
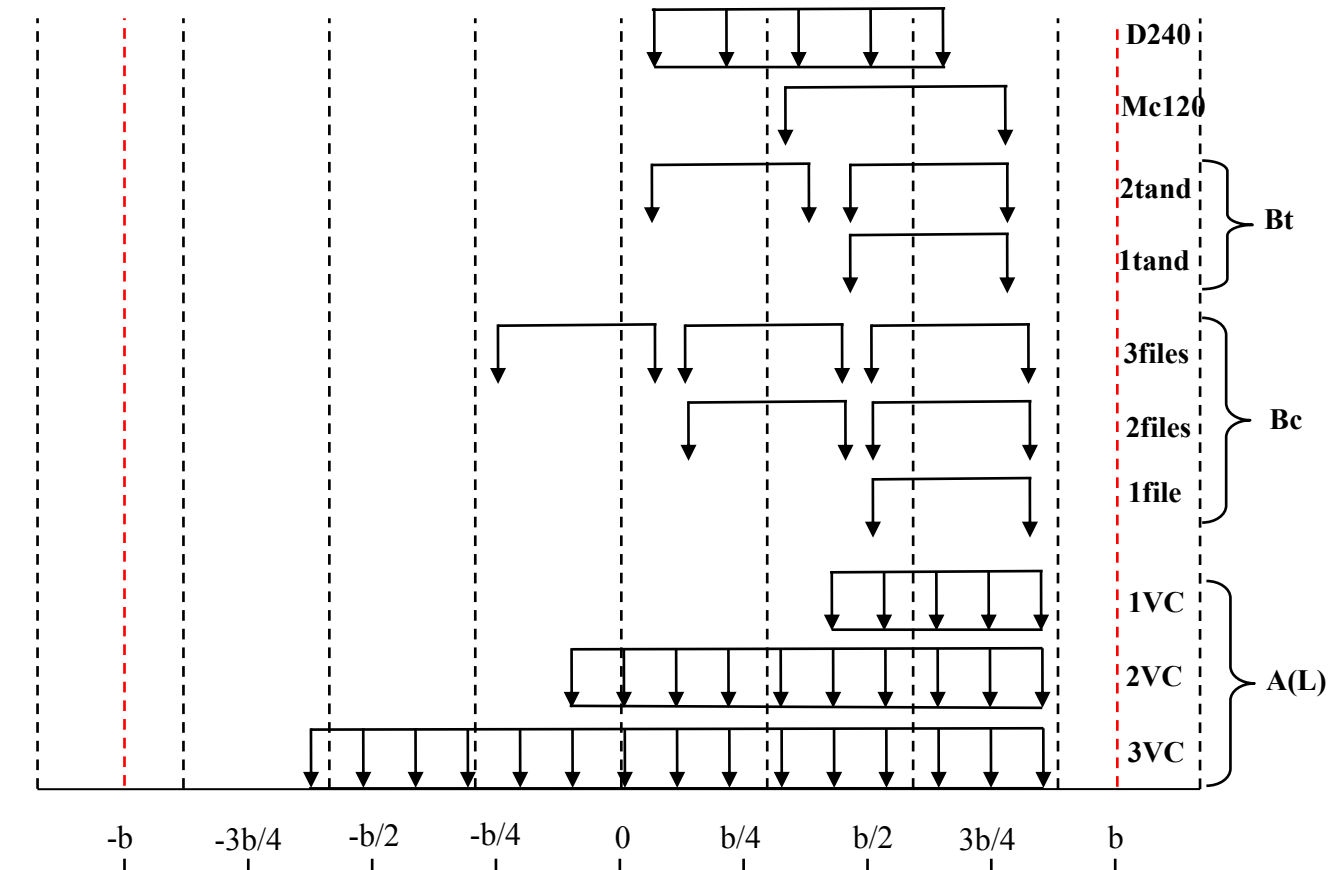
# Ligne d'influence $\epsilon_\alpha$

## POUTRE 5



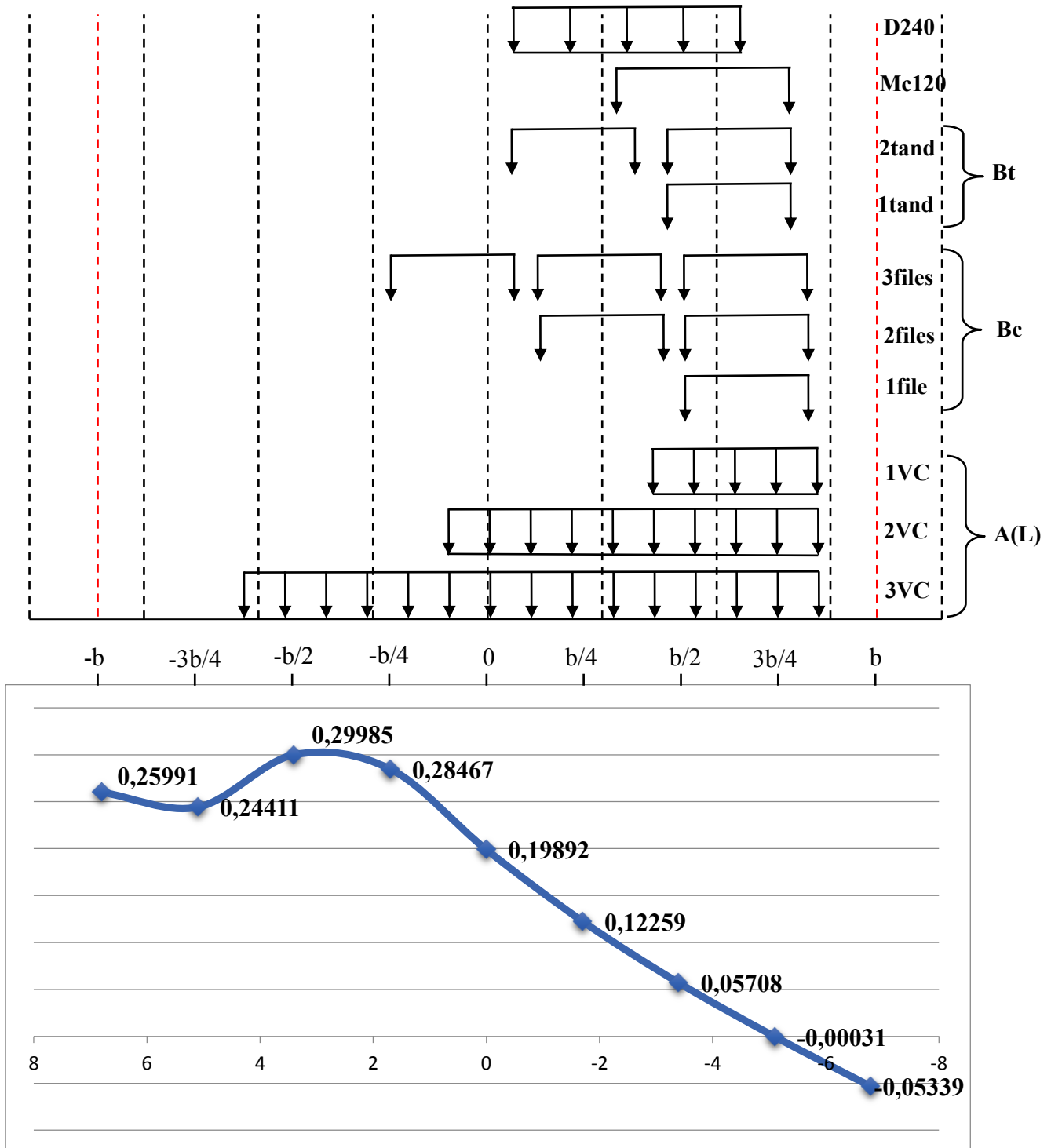
# Ligne d'influence $\epsilon_\alpha$

## POUTRE 6



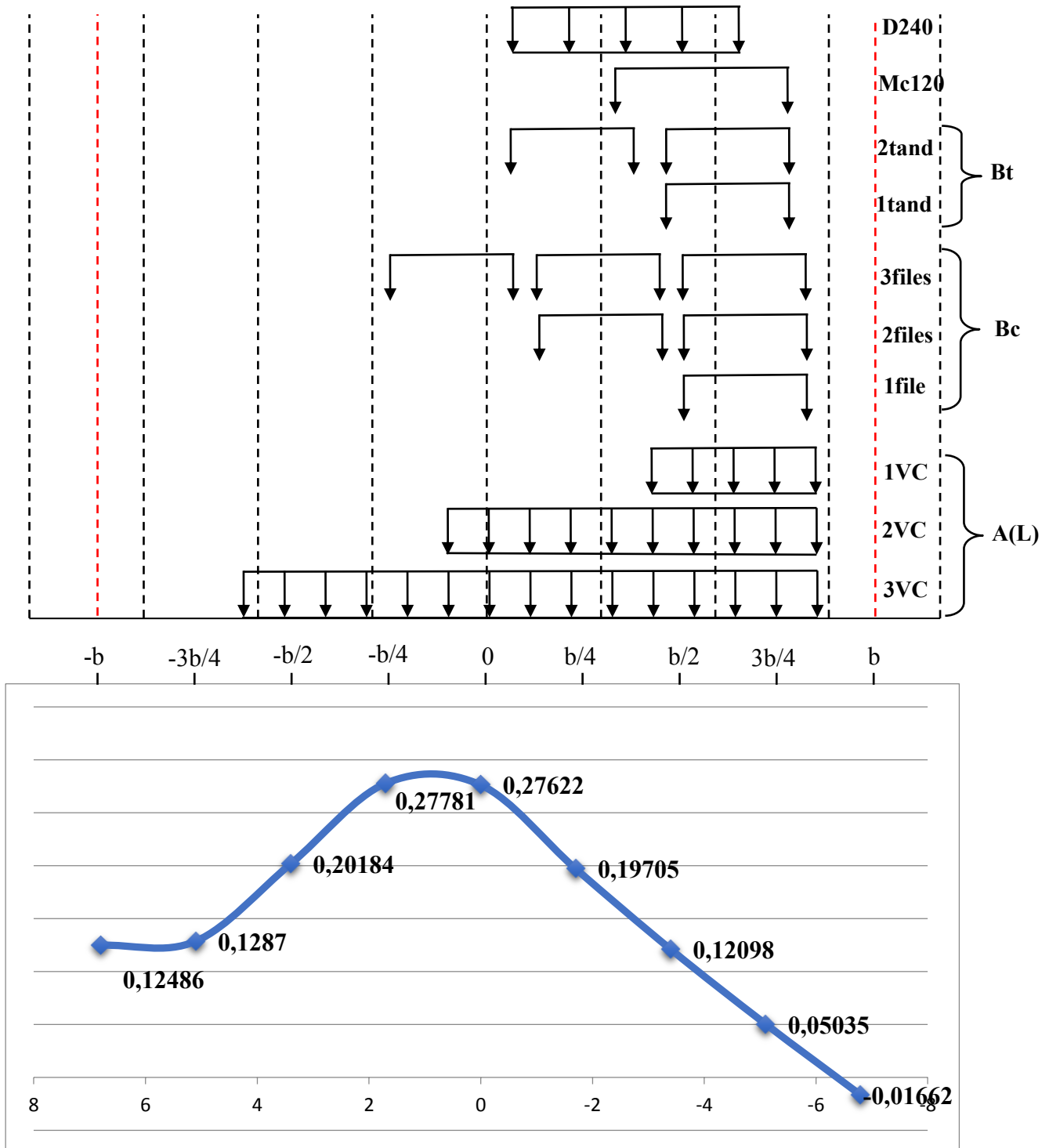
# Ligne d'influence $\epsilon_\alpha$

## POUTRE 7



# Ligne d'influence $\epsilon_\alpha$

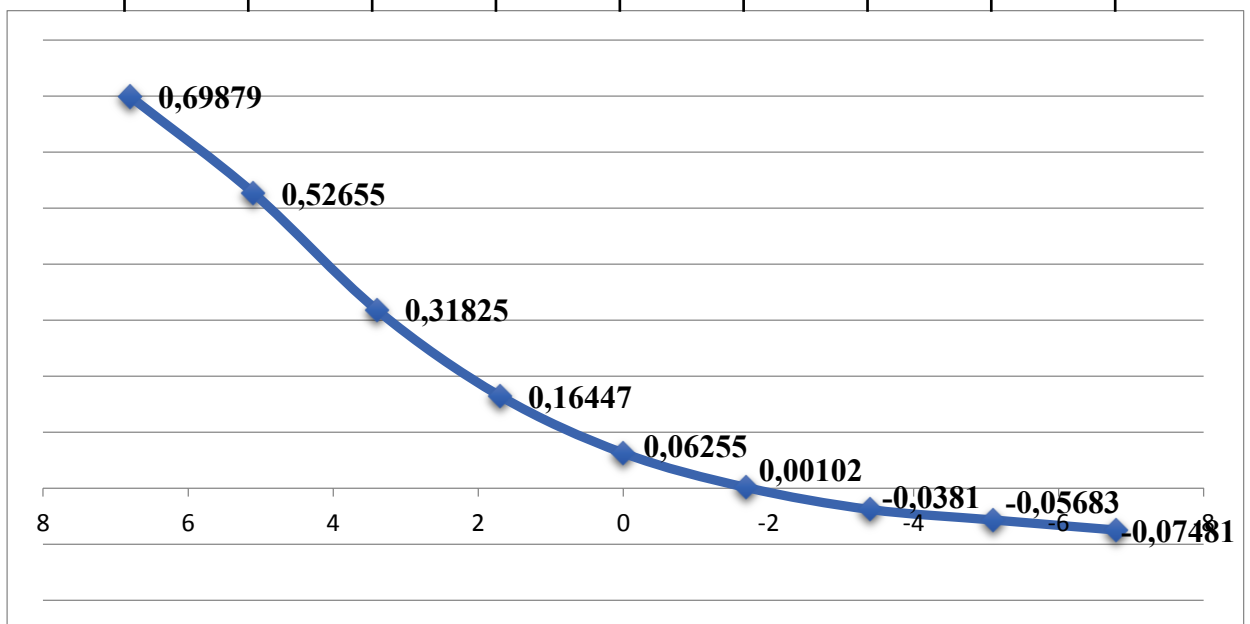
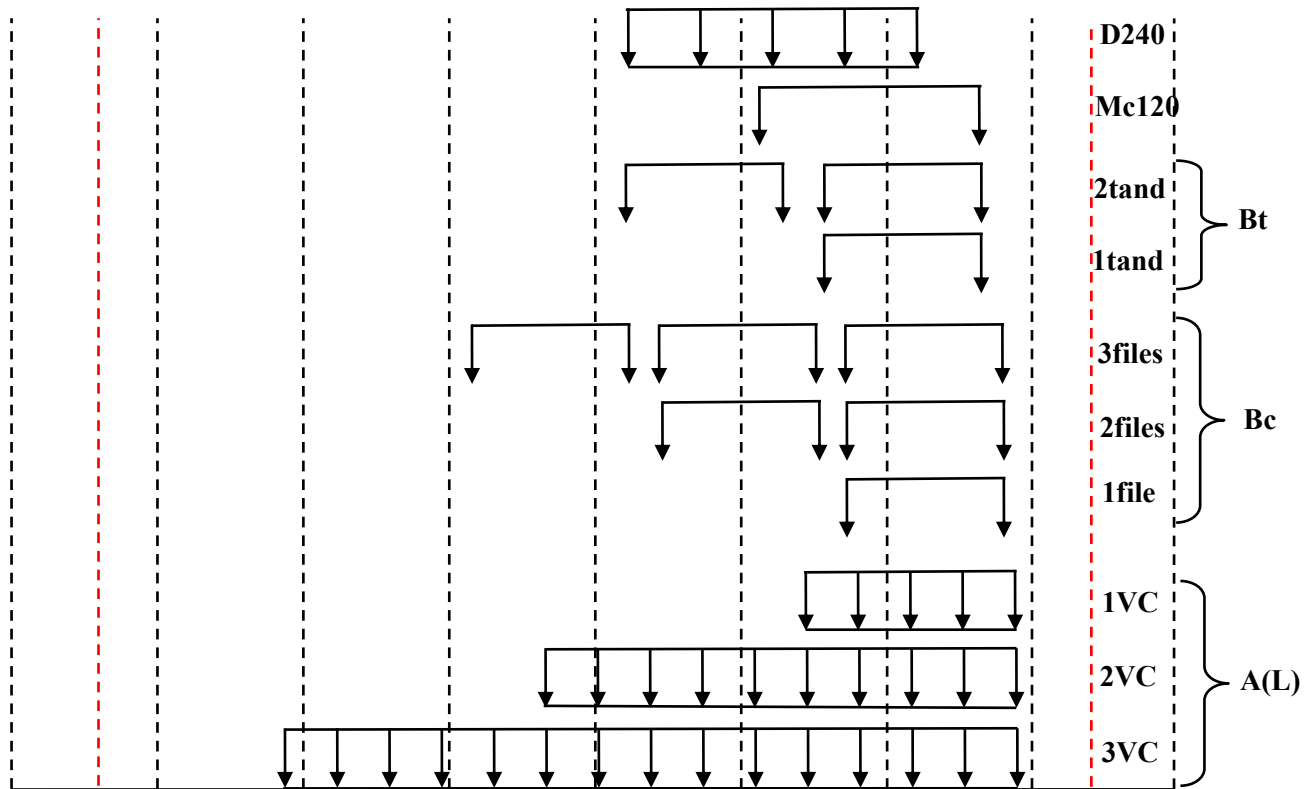
## POUTRE 8





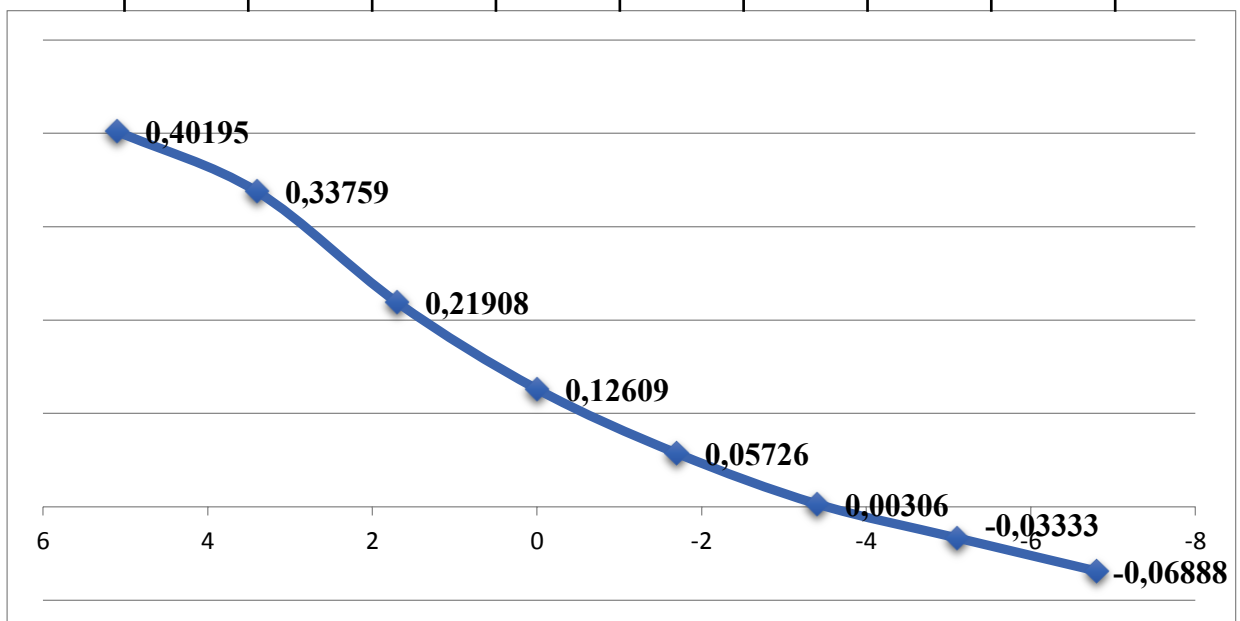
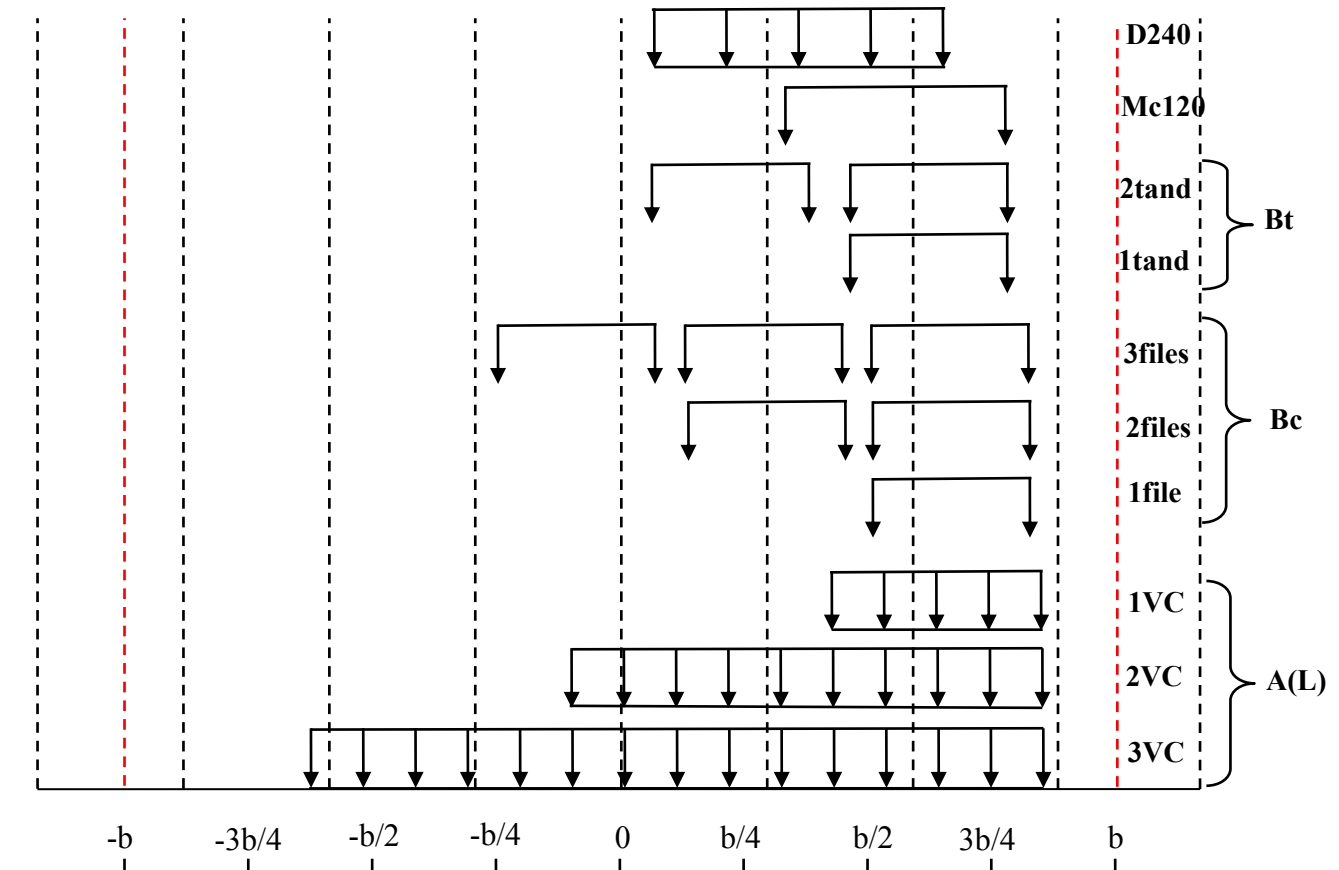
# Ligne d'influence $\bar{\varepsilon}_\alpha$

## POUTRE 5



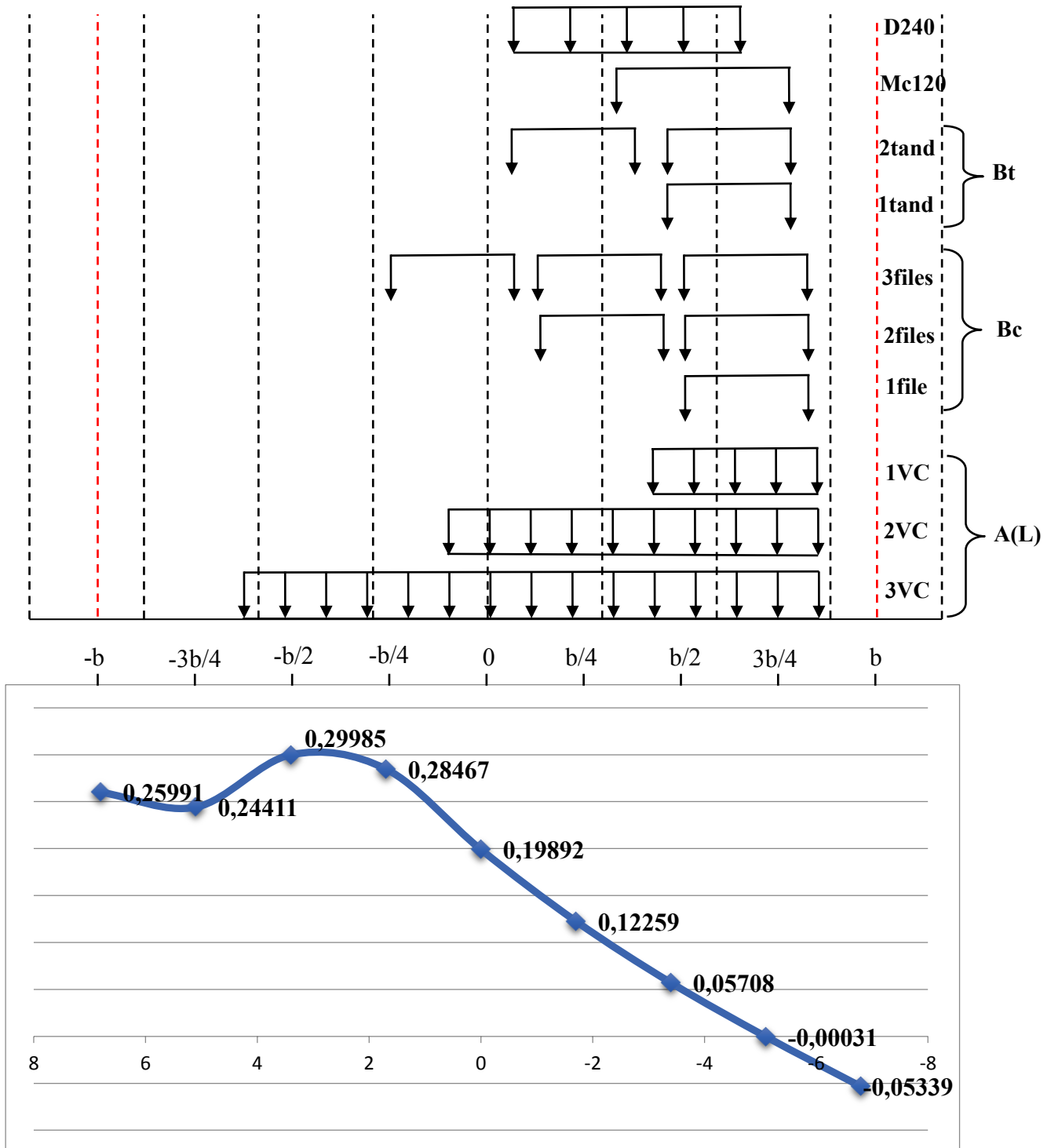
# Ligne d'influence $\bar{\varepsilon}_\alpha$

## POUTRE 6



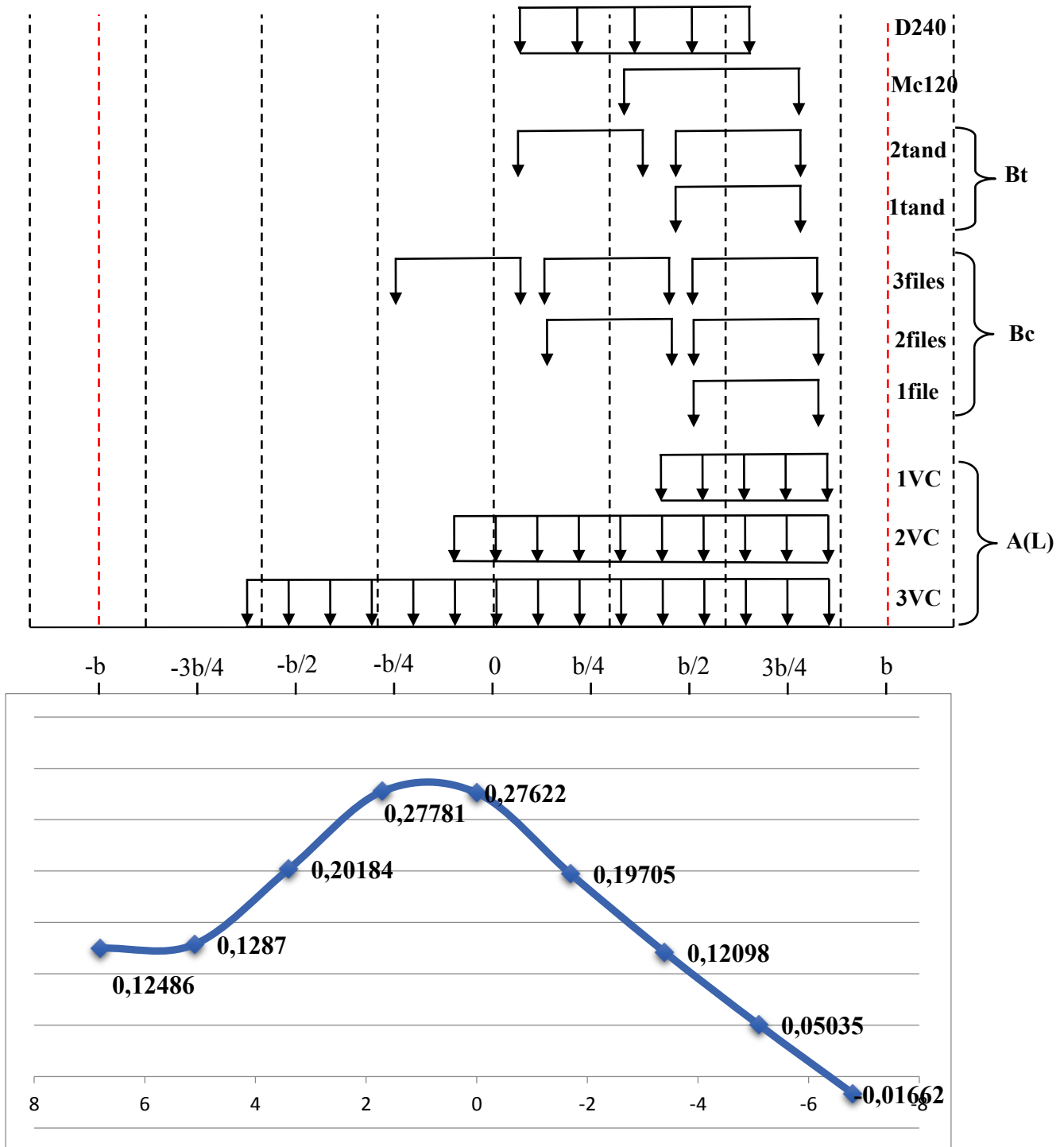
# Ligne d'influence $\bar{\epsilon}_\alpha$

## POUTRE 7



# Ligne d'influence $\bar{\epsilon}_\alpha$

## POUTRE 8



$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

	1	2
HA 6	0,28	0,57
HA 8	0,50	1,01
HA 10	0,79	1,57
HA 12	1,13	2,26
HA 14	1,54	3,08
HA 16	2,01	4,02
HA 20	3,14	6,28
HA 25	4,91	9,82
HA 32	8,04	16,08
HA 40	12,57	25,13