

**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*



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE

Filière : Travaux public

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**Etude d'un passage supérieur (PK 55+900) de
la pénétrante « Djen Djen-El Eulma »**

Réalisé par :

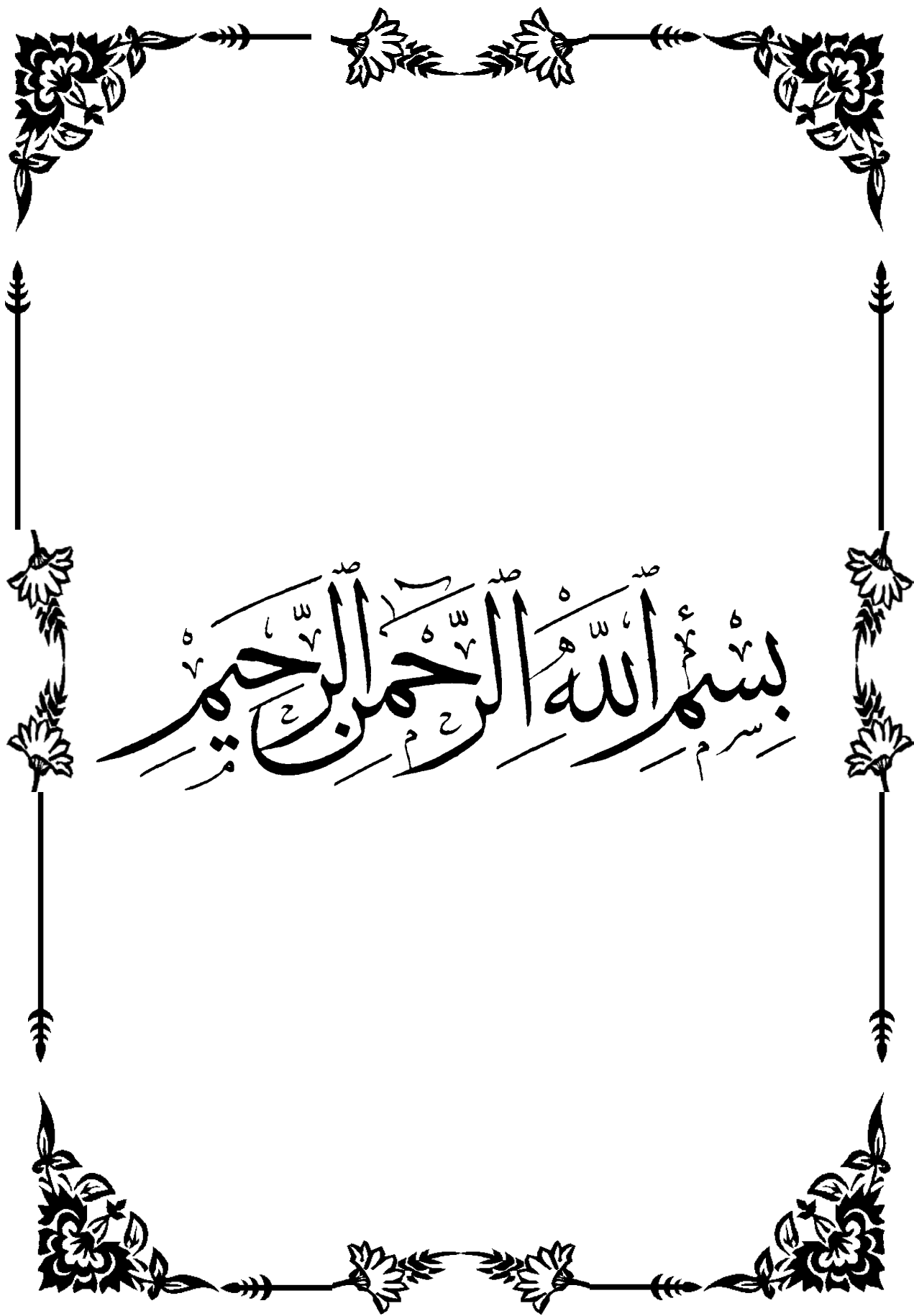
ZINEDDINE Riad

SAYOUD Mohammed Amine

Encadrant :

M^r : LAUCHE Mohamed

∞ Promotion 2021∞



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Je dédie ce modeste travail :
A Mon père Allah
yarahmou,
A ma mère,
A mes chers frères,
A tous mes amies
Mon encadreur et tous mes
enseignants.
Toute la promotion VOA
2021.
Bien sur mon
Collègue Mohammed

Riad

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents,

A mes chers frères,

A toute ma famille,

A tous mes amis

*Mon encadreur et tous mes
enseignants.*

*Toute la promotion VOA
2021.*

Bien sur mon

Collègue Riad

Mohammed Amine



REMERCIEMENTS

*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 voudrions aussi exprimer nos vifs remerciements à
notre encadreur Mr "LAOUCHE MOHAMED" 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 remerciements vont également à tous ceux et celles qui
de près ou de loin nous ont apporté aide et
encouragement et surtout nos amis*

Résumé

Résumé :

Ce mémoire s'intéresse de l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un passage supérieur situé au **PK 55+900** de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El-Eulma, de 71.83m de longueur.

Une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant de ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

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

Mots clés : pont, béton précontrainte, modélisation.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 01 : Introduction et conception général

1 Introduction	3
-----------------------------	---

2 Présentation de l'ouvrage	3
--	---

2.1 Position de l'ouvrage	3
--	---

2.2 Description de l'ouvrage	4
---	---

2.2.1 La superstructure	4
-------------------------------	---

2.2.2 L'infrastructure.....	4
-----------------------------	---

3 Données fonctionnelles et naturelles	5
---	---

3.1 Données fonctionnelles	5
---	---

3.1.1 Tracé en plan	5
---------------------------	---

3.1.2 Profil en long.....	5
---------------------------	---

3.1.3 Profil en travers	6
-------------------------------	---

3.2 Données naturelles	6
-------------------------------------	---

3.2.1 Données géotechniques	6
-----------------------------------	---

3.2.2 Données topographiques	8
------------------------------------	---

3.2.3 Données sismologiques	8
-----------------------------------	---

4 Choix du type de pont	9
--------------------------------------	---

Chapitre 02 : caractéristiques des matériaux

1 Introduction	11
-----------------------------	----

2 Caractéristiques des matériaux	11
---	----

2.1 Le béton	11
---------------------------	----

2.1.1 Résistance à la compression.....	11
--	----

Sommaire

2.1.2 Résistance caractéristique à la traction.....	11
2.1.3 Contrainte admissible de compression du béton	12
2.1.4 Module de déformation différée du béton « E »	13
2.1.5 Module de déformation transversale	13
2.2 L'acier	13
2.2.1 Aciers de béton armé.....	13
2.2.2 Acier de béton précontraint	15

Chapitre 03 : pré-dimensionnement

1 Introduction	18
2 Choix du type de la poutre et dimensionnement	18
2.1 Types des poutres	18
2.2 Hauteur du tablier.....	19
2.3 Epaisseur de l'hourdis.....	19
2.4 Hauteur des poutres	19
2.5 Nombre de poutres (N)	19
3 Les caractéristiques de l'ouvrage	19
4 Caractéristiques géométriques des poutres	20
4.1 Notation.....	20
4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes	20
4.2.1 Section médiane	20
4.2.2 Section d'about	23

Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

1 Introduction	28
-----------------------------	----

Sommaire

2 Calcul des charges permanentes	28
2.1 La charge permanente (Cp)	28
2.1.1 La dalle	28
2.1.2 Les poutres	29
2.1.3 Le poids propre de l'entretoise	30
2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)	30
2.2.1 Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité	31
2.2.2 Le poids des corniches, trottoirs	31
2.3 La charge tatoale	32
3 Etude des surcharges	32
3.1 Evaluation des surcharges	33
3.1.1 Système A(L)	33
3.1.2 Système B _C	34
3.1.3 Système B _t	36
3.1.4 Système militaire Mc 120	37
3.1.5 Surcharge sur trottoirs	38
3.1.6 Convoi D240	38
3.2 Les effets horizontaux	38
3.2.1 L'effet de freinage	38
3.2.2 L'effet du vent	39
3.2.3 L'effet du séisme	39
 Chapitre 05 : répartition longitudinale des efforts	
1 Evaluation des efforts dans la poutre	41

Sommaire

1.1 Les éléments de réduction dus au poids propre	41
2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	41
2.1 La ligne d'influence	41
2.2 Théorème de BARRE	42
2.3 Moment fléchissant à $x=0,5L$	42
2.3.1 Surcharge A(L)	42
2.3.2 Système Bc	42
2.3.3 Système Bt	44
2.3.4 Système Mc_{120}	45
2.3.5 Système D_{240}	45
2.3.6 Surcharge sur trottoir.....	46
2.4 Moment fléchissant dus aux surcharges $x =0,25L$	46
2.4.1 Surcharge A(L)	46
2.4.2 Système Bc	46
2.4.3 Système Bt	48
2.4.4 Système Mc_{120}	49
2.4.5 Système D_{240}	49
2.4.6 Surcharge sur trottoir.....	50
2.5 Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant	50
3 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges	51
3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X=0,00L$	51
3.1.1 Surcharges A(L) et trottoirs	51
3.1.2 Surcharge du type Bc	52

Sommaire

3.1.3 Surcharge du type Bt	52
3.1.4 Surcharge du type Mc_{120}	52
3.1.5 Surcharge du type D_{240}	52
3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$.....	53
3.2.1 Surcharges A(L)	53
3.2.2 Surcharge du type Bc	53
3.2.3 Surcharge du type Bt	54
3.2.4 Surcharge du type Mc_{120}	54
3.2.5 Surcharge du type D_{240}	54
3.3 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants	55
 Chapitre 06 : répartition transversale des efforts	
1 Introduction et choix de la méthode	57
1.1 Calcule de IE	57
1.2 Calcule d'IP moment d'inertie équivalent d'une poutre	57
2 Méthode de Guyon Massonnet	58
2.1 Paramètres de calcul	59
2.1.1 La largeur active du pont	59
3 Calcul des moments fléchissant	60
3.1 Coefficient de répartition transversale K	60
3.2 Calcul de K_{moy}	60
3.3 Calcul du moment fléchissant	60
3.3.1 Calcul du coefficient de répartition k_{α} pour les poutres.....	63
3.3.2 Moments fléchissant pour chaque poutre	65

Sommaire

3.4 Moments combiné dans chaque poutre	67
4 Calcul des efforts tranchant	68
4.1 Détermination du coefficient de répartition transversale ϵ_{α}	68
4.2 Efforts tranchant réels	68
4.2.1 Calcul du coefficient de répartition ϵ_{α} pour les poutres.....	70
4.2.2 Détermination du Coefficient de répartition transversale $\overline{\epsilon_{\alpha}}$	72
4.3 Combinaison des efforts tranchant	75
5. Conclusion	76

Chapitre 07 : modélisation du tablier

1 Introduction	78
2 Présentation logiciel	78
3 Modélisation	79
3.1 Modélisation de la poutre	79
3.2 Modélisation de la dalle	80
3.3 Définition de différents cas de charge	80
3.3.1 Charges permanentes	80
3.3.2 Système de charge A(L) 02 voies chargées	82
3.3.3 Système B _c 02 voies chargées	83
3.3.4 Système B _t 02 tandems	83
3.3.5 Système militaire M _{c120}	84
3.3.6 Charge exceptionnelle D240	84
3.4 Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels	85
4. Discussion des résultats	85

Sommaire

Chapitre 08 : étude de la précontrainte

1 Introduction	87
2 Les procédés de la précontrainte	87
2.1 Précontrainte par pré-tension	87
2.2 Précontrainte par post-tension	87
3 Dimensionnement de la précontrainte	88
3.1 Caractéristique géométrique de la poutre	88
3.2 L'effort de précontraint minimum	88
3.3 Calcul de nombre des câbles	89
3.3.1 Caractéristiques des câbles	89
3.3.2 La force du précontraint par câble.....	90
3.4 Vérification des contraintes à la mise en tension	90
3.4.1 En construction (section sans hourdis).....	90
3.4.2 En construction (section avec hourdis).....	91
3.5 Disposition constructive des câbles	91
3.6 Caractéristiques des sections	92
3.6.1 Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis	92
3.6.2 Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis	93
3.6.3 Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	94
3.6.4 Caractéristique de la section d'about avec hourdis	94
3.6.5 Caractéristiques des sections	95
3.7 Pertes de la précontrainte	96
3.7.1 Calcul des pertes	96

Sommaire

3.7.2 Calcul des pertes à l'about (0L)	106
3.7.3 Calcul des pertes à 0,25L	114
4. Vérification des contraintes	122
4.1 Pour la section intermédiaire (X=0,25L)	122
4.2 Pour la section d'about (X=0,00L)	125
4.3 Pour la section (X=0, 5L)	126
5 Calcul ferrailage passif longitudinal	128
5.1 Armatures longitudinales de peau	128
5.2 Armatures dans la zone tendue	129
6 Justification aux E.L.U	130
6.1 Principe de la méthode de justification	130
6.2 Démarche a suivre	131
6.3 Les sollicitation a L'E.L.U	131
6.4 Équation Liée a l'hypothèse de sections planes	132
6.5 Équation traduisant le comportement de l'acier	133
7 Vérification des contraintes tangentielle	137
7.1 Minimum d'armature transversales	141
7.2 Justification des armatures transversales	142
7.3 Justification des billes de compression du béton	143
8 Calcul justificatif réglementaire en sections particulières	143
8.1 Zone d'appuis	143
8.2 Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes	146
9 Ferrailage de la poutre	148

Sommaire

Chapitre 09 : étude de la dalle et d'entretoise

1 Introduction	150
2 Valeurs extrême des moments	150
2.1 Moment transversal	151
2.2 Moment longitudinal	151
3 Ferrailage sous la flexion transversal	151
4 Ferrailage sous la flexion longitudinal	153
5 Étude de l'entretoise d'about	156
5.1 Dimensions de l'entretoise	156
5.2 Calcul de l'entretoise	156
5.2.1 Calcul des efforts	157
5.2.2 Emplacement des vérins	157
5.2.3 Calcul des sollicitations	157
5.2.3.1 ELU	158
5.2.3.2 ELS.....	159
5.3 Ferrailage de l'entretoise	160
5.3.1 Hypothèses : Fissuration préjudiciable.....	160
5.3.2 ELU	160
5.3.3 ELS.....	160
5.3.4 Condition de non fragilité	162
5.4 Les armatures transversales	162
5.5 Pourcentage minimal	163
5.6 Les armatures de peau	163
5.7 Schéma de ferrailage	164

Sommaire

Chapitre 10 : calculs des déformations

1 Introduction	166
2 Déformation de la poutre	166
2.1 Flèche due au poids propre	166
2.2 Flèche due à la surcharge	166
2.3 Contre flèche de la précontrainte	167
2.4 Flèche de constriction	169
2.5 Flèche total	169
2.5.1 En service à vide	169
2.5.2 En service en charge	169
3 Calcul des rotations	169
3.1 Sous le poids propre	169
3.2 Sous les surcharges	169
3.3 Sous la précontrainte	170
3.4 Rotation résultante	170
3.4.1 En service à vide	170
3.4.2 En service en charge	170
4 Calcul des déplacements d'appuis	170
4.1 Déplacements due à la rotation	170
4.2 Déplacements due au retrait	170
4.3 Déplacements due au fluage	170
4.4 Déplacement du a la variation de la température	171
4.5 Déplacement total	171

Sommaire

5 Conclusion	171
---------------------------	-----

Chapitre 11 : équipements de pont

1 Introduction	173
-----------------------------	-----

2 Les appareils d'appui	173
--------------------------------------	-----

2.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté	173
--	-----

2.2 Dimensions des appareilles d'appui	174
---	-----

2.2.1 Aire de l'appareil d'appui.....	174
---------------------------------------	-----

2.2.2 Hauteur nette de l'élastomère.....	175
--	-----

2.2.3 Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui.....	175
--	-----

2.2.4 Evaluation des efforts horizontaux.....	175
---	-----

2.3 Vérification des appareils d'appui	177
---	-----

2.3.1 Calcul des contraintes de cisaillement	177
--	-----

2.4 Les dés d'appuis	180
-----------------------------------	-----

2.4.1 Armatures de chaînages.....	180
-----------------------------------	-----

2.4.2 Armatures de diffusion	180
------------------------------------	-----

3 Les joints de chaussée	181
---------------------------------------	-----

3.1 Les différents types de joint	181
--	-----

4 Evacuation des eaux	182
------------------------------------	-----

Chapitre 12 : étude de la pile

1 Introduction	185
-----------------------------	-----

2 Pré dimensionnement de la pile	185
---	-----

2.1 Le fut	185
-------------------------	-----

2.2 La semelle	185
-----------------------------	-----

Sommaire

2.3 Les pieux	185
3 Calcul de la pile	185
3.1 Répartition des charges et surcharges	186
3.1.1 Charge permanente.....	186
3.1.2 Surcharge.....	187
3.1.2.1 Système A(l).....	187
3.1.2.2 Système Bc.....	188
3.1.2.3 Système Mc120.....	189
3.1.2.4 Système D240.....	190
3.1.2.5 La réaction minimale sous le système Bc.....	191
3.1.2.6 Surcharges sur trottoirs.....	191
3.1.2.7 Tableaux récapitulatifs	192
3.1.3 Les efforts horizontaux.....	192
4 Etude du chevêtre	195
4.1 Calcul des sollicitations	195
4.1.1 Charge répartie (poids propre).....	195
4.1.2 Charges concentrées (tablier + surcharges).....	195
4.2 Calcul de ferrailage	196
4.2.1 Armatures longitudinales	196
4.2.2 Condition de non fragilité.....	197
4.2.3 Les armatures transversales.....	197
4.2.4 Le pourcentage minimal	197
4.2.5 Choix des armatures	197
4.3 Etude de la torsion du chevêtre	198

Sommaire

4.3.1 Calcul du moment de torsion.....	198
4.3.2 Les armatures longitudinales.....	199
4.3.3 Les armatures transversales	199
4.3.4 Les armatures du chevêtre	199
5 Etude du fut	200
5.1 Calcul des sollicitations	200
5.1.1 Le poids du fut.....	201
5.1.2 Réaction du au poids du tablier et de chevêtre.....	201
5.1.3 Réaction dues aux surcharges.....	201
5.1.4 Le freinage.....	201
5.2 Calcul des combinaisons	203
5.2.1 Conditions normales.....	204
5.2.2 Conditions sismique	204
5.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fut	205
5.4 Calcul de ferrailage	206
6 Etude de semelle	208
6.1 Calcul des charges	208
6.1.1 Charges permanentes.....	208
6.1.2 Les surcharges	209
6.1.3 Le freinage	209
6.1.4 Le séisme	210
6.2 Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile	210
6.2.1 Calcul des combinaisons	210
6.2.2 L`effort revenant à chaque pieu.....	213

Sommaire

6.3 Vérification de soulèvement et de tassement des pieux	214
6.4 Ferrailage de la semelle	215
6.5 Schéma de ferrailage de la semelle	217
7 Ferrailage des pieux	218
7.1 Calcul des armatures minimales	218
7.2 Les armatures transversales	218
7.3 Schéma de ferrailage	218
 Chapitre 13 : étude de la culée	
1 Introduction	220
2 Choix de la morphologie	220
3 Dimensionnement des éléments de la culée	221
3.1 Le sommier d'appui	221
3.2 Le mur garde grève	222
3.3 Le corbeau	222
3.4 Le mur frontal (mur antérieur)	223
3.5 Le mur en retour	223
3.6 La dalle de transition	223
3.7 La fondation	223
4 Vérification de la stabilité de la culée	224
4.1 Détermination du centre de gravité des éléments de la culée	225
4.2 Calcul des sollicitations	225
4.2.1 Poussée dues aux terres et surcharge	227
4.2.2 Calcul des efforts dus au tablier	227
4.3 Vérification de la stabilité	228

Sommaire

4.3.1 Vérification de non renversement	228
4.3.2 Vérification de non glissement.....	228
4.4 Etapes d'exécution de la culée	228
5 Ferrailage de la culée	229
5.1 Mur garde grève	229
5.1.1 Evaluation des efforts.....	230
5.1.2 Combinaison des moments.....	232
5.1.3 Calcul des armatures	232
5.2 Dalle de transition	234
5.2.1 Evaluation des efforts.....	234
5.2.2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	235
5.2.3 Evaluation de moment total à $x= 2,755 m$	236
5.2.4 Calcul des moments à mi-travée.....	236
5.3 Ferrailage de la dalle de transition	237
5.4 Le corbeau	239
5.5 Mur en retour	242
5.5.1.Étude des sollicitations.....	243
5.5.2 Les combinaisons	244
5.5.3 Le ferrailage de mur en retour.....	245
5.5.4 Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale).....	250
5.5.5. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive).....	252
5.6 Mur frontal	254
5.6.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal.....	254
5.6.2 Calcul des sollicitations.....	254

Sommaire

5.6.3 Sollicitations dues aux terres et la surcharge.....	255
5.6.4 Les sollicitations dues au tablier	256
5.6.5 Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait	256
5.6.6 Combinaison.....	258
5.6.7 Calcul du ferrailage	258
5.6.8 Schéma de ferrailage	261
5.7 Etude de ferrailage de la semelle sous culée	261
5.7.1 Les sollicitations.....	261
5.7.2 Les charges permanentes.....	265
5.7.3 Les surcharges	265
5.7.4 R+F+T	265
5.7.5 Combinaison.....	265
5.7.6 Calcul des efforts revenant à chaque pieu	266
5.7.7 Calcul du ferrailage	267
5.7.8 Schéma de ferrailage de la semelle	269
5.8 Etude est ferrailage des pieux sous culée	269
5.8.1 Calcul des armatures minimales	269
5.8.2 Les armatures transversales	270
5.8.3 Schéma de ferrailage	270
Conclusion générale	271

Liste Des Tableaux

Chapitre 01 : conception de l'ouvrage

Tableau 1: données géotechnique de issues des essais pressiométrique	8
--	---

Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

Tableau 1: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).....	21
--	----

Tableau 2: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	22
--	----

Tableau 3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.....	23
--	----

Tableau 4: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre seule (intermédiaire et de rive).	24
--	----

Tableau 5: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	24
--	----

Tableau 6: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.....	25
--	----

Tableau 7: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul.....	26
---	----

Tableau 8: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis.....	26
---	----

Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

Tableau 1: Poids revenant à chaque poutre.....	32
--	----

Tableau 2: Classe du pont.....	33
--------------------------------	----

Tableau 3: Les coefficients a_1	34
---	----

Tableau 4: Evaluation des surcharges du système A(L)	34
--	----

Tableau 5: Valeurs de coefficient b_c	34
---	----

Tableau 6: Charges de système Bc par essieu.....	35
--	----

Tableau 7: Valeurs de coefficient b_t	36
---	----

Liste Des Tableaux

Tableau 8: Charges de système Bt par essieu 36

Tableau 9: Effort de freinage 38

Chapitre 05 : répartition longitudinale des efforts

Tableau 1: Eléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre..... 41

Tableau 2: Moment fléchissant due à A(L), (X=0,5L) 42

Tableau 3: Moment fléchissant du à Surcharge sur trottoir 46

Tableau 4: Moment fléchissant due à A(L), (X = 0,25L)..... 46

Tableau 5: Moment fléchissant due à Surcharge sur trottoir (X=0,25L)..... 50

Tableau 6: Tableau récapitulatif des Moments dus aux surcharges (X=0,5L) 50

Tableau 7: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges (X=0,25L)..... 51

Tableau 8: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,00L) 55

Tableau 9: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,25L) 55

Chapitre 06 : répartition transversale des efforts

Tableau 1: Valeurs de k0 pour $\Theta=0.65$ 61

Tableau 2: Valeurs de k0 pour $\Theta=0.70$ 61

Tableau 3: Valeurs de k0 pour $\Theta=0.66$ 62

Tableau 4: Valeurs de k1 pour $\Theta=0.65$ 62

Tableau 5: Valeurs de k1 pour $\Theta=0.70$ 62

Tableau 6: Valeurs de k1 pour $\Theta=0.666$ 63

Tableau 7: Valeurs de $k\alpha$ pour $\Theta=0.666$ 63

Tableau 8: Tableau récapitulatif de $k\alpha$ des poutres 65

Tableau 9: Valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.25L$ 66

Liste Des Tableaux

Tableau 10: Valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.5L$	66
Tableau 11: Valeurs des moments sous les charges permanentes.....	67
Tableau 12: Moments dans chaque poutre à l'ELU.....	67
Tableau 13: Moments dans chaque poutre à l'ELS	67
Tableau 14: Valeurs de ε_0 pour $\Theta=0.60$	68
Tableau 15: Valeurs de ε_0 pour $\Theta=0.70$	68
Tableau 16: Valeurs de ε_0 pour $\Theta=0.666$	69
Tableau 17: Valeurs de ε_1 pour $\Theta=0.60$	69
Tableau 18: Valeurs de ε_1 pour $\Theta=0.70$	69
Tableau 19: Valeurs de ε_1 pour $\Theta=0.666$	70
Tableau 20: Valeurs de ε_α pour $\Theta=0.666$	70
Tableau 21: Tableau récapitulatif de ε_α des poutres	71
Tableau 22 : Valeurs de $\bar{\varepsilon}_1$ pour $\Theta=0.60$	72
Tableau 23: Valeurs de $\bar{\varepsilon}_1$ pour $\Theta=0.70$	72
Tableau 24: Valeurs de $\bar{\varepsilon}_1$ pour $\Theta=0.666$	72
Tableau 25: Valeurs de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour $\Theta=0.666$	73
Tableau 26: Récapitulatif de $\bar{\varepsilon}_\alpha$ des poutres.....	74
Tableau 27: Valeurs des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à $x = 0.25L$	74
Tableau 28: Valeurs des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à $x = 0.00L$	75
Tableau 29: Valeurs des efforts tranchant sous les charges permanentes	75
Tableau 30: Efforts tranchant dans chaque poutre à l'ELU	75
Tableau 31: Efforts tranchant dans chaque poutre à l'ELS.....	76

Liste Des Tableaux

Chapitre 07 : modélisation du tablier

Tableau 1: Les combinaisons d'action.....	85
Tableau 2: Les valeurs extrêmes du moment.....	85
Tableau 3: Comparaison entre les moments	85

Chapitre 08 : étude de la précontrainte

Tableau 1: Caractéristique géométrique de la section nette à mi travée	88
Tableau 2: Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis.....	92
Tableau 3: Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire Sans hourdis	93
Tableau 4: Caractéristique de la section intermédiaire nette sans hourdis	93
Tableau 5: Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis.....	93
Tableau 6: Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis	93
Tableau 7: Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire nette et homogène avec hourdis	94
Tableau 8: Caractéristique des câbles de la section d'about sans hourdis.....	94
Tableau 9: Les caractéristiques géométriques de la section d'about nette et homogène sans hourdis.....	94
Tableau 10: Caractéristique des câbles de la section d'about avec hourdis.....	94
Tableau 11: Les caractéristiques géométriques de la section d'about nette et homogène avec hourdis	95
Tableau 12: Les pertes instantanées à $x=0,5L$	98
Tableau 13: Des pertes différées à $x=0,5L$	106
Tableau 14: Des pertes totales à $x=0,5L$	106
Tableau 15: Les pertes instantanées totales à $x=0,00L$	107

Liste Des Tableaux

Tableau 16: Les pertes différées totales à $x=0,00L$	113
Tableau 17: Des pertes totales à $x=0,00L$	113
Tableau 18: Les pertes instantanées totales à $x=0,25L$	114
Tableau 19: Les pertes différées totales à $x=0,25L$	121
Tableau 20: Les pertes totales à $x=0,25L$	121
Tableau 21: La perte totale dans les différentes sections.....	121
 Chapitre 9 : Etude de L'hourdis	
Tableau 1: Le moment fléchissant à l'E.L.U	150
Tableau 2: Le moment fléchissant à L'E.L.S.....	151
 Chapitre 10 : calculs des déformations	
Tableau 1: Calcul de moment sous la précontrainte	168
 Chapitre 12 : étude de la pile	
Tableau 1: Moment longitudinal pour une seule travée chargée	192
Tableau 2: Moment longitudinal pour deux travées chargées.....	192
Tableau 3: Les combinaisons d'action	195
Tableau 4: Combinaison des charges concentrées.....	195
Tableau 5: Réaction dues aux surcharges	201
Tableau 6: Moment crée par freinage	203
Tableau 7: Combinaison 01 et 02	204
Tableau 8: Combinaison 03 et 04	205
Tableau 9: Charge permanente sur semelle	209
Tableau 10: Moment due au freinage.....	209
Tableau 11: Combinaison 01 et 02 a ELU	211

Liste Des Tableaux

Tableau 12: Combinaison 01 et 02 a ELS.....	212
Tableau 13: Combinaison 03 et 04	213
Chapitre 13 : étude de la culée	
Tableau 1: Coefficient de poussée	225
Tableau 2: Calcul des sollicitations.....	226
Tableau 3: Poussée des terres et surcharges.....	227
Tableau 4: Charge et surcharge.....	228
Tableau 5: Culée vide	229
Tableau 6 : Culée vide +tablier.....	229
Tableau 7: Culée vide + tablier + remblais	229
Tableau 8: Culée vide + tablier + remblais + surcharge	229
Tableau 9: Les efforts sur le mur	244
Tableau 10: Evaluation des efforts.....	248
Tableau 11: Sollicitations sur le mur	255
Tableau 12: Les sollicitations dues aux terres et la surcharge	255
Tableau 13: Les sollicitations dues au tablier	256
Tableau 14 : Les charges permanentes.....	257
Tableau 15 : Les surcharges.....	258
Tableau 16: R+F+T	258
Tableau 17: Condition normal	258
Tableau 18: Condition sismique.....	258
Tableau 19: Sollicitations sur la semelle.....	262
Tableau 20: Poussée dues aux terres et surcharges.....	263

Liste Des Tableaux

Tableau 21: Les sollicitations dues au tablier	263
Tableau 22: Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait	263
Tableau 23: Les charges permanentes	265
Tableau 24: Les surcharges	265
Tableau 25: R+F+T	265
Tableau 26: Condition normal	265
Tableau 27: Condition sismique.....	266
Tableau 28: Calcul des efforts	266

Liste des figures

Chapitre 01 : conception de l'ouvrage

Figure 1: Situation du projet.....	3
Figure 2: vu en plan	5
Figure 3: Vue en long.....	6
Figure 4: Vue en travers	6
Figure 5: Carte de zonage sismique territoire national	8

Chapitre 02 : caractéristiques des matériaux

Figure 1: diagramme contrainte déformation.....	12
Figure 2: diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA	14
Figure 3: diagramme contrainte déformation des aciers actif	16

Chapitre 03 : pré-dimensionnement du tablier

Figure 1: Coupe transversale d'une poutre.....	18
Figure 2: Poutre seule (intermédiaire et rive).....	20
Figure 3: Poutre intermédiaire avec hourdis	21
Figure 4: Poutre de rive avec hourdis.....	22
Figure 5: Poutre seule (intermédiaire et rive).....	23
Figure 6: Poutre intermédiaire avec hourdis.	24
Figure 7: Poutre de rive avec hourdis.....	25

Chapitre 04 : évaluation des charges et des surcharges

Figure 1: coupe transversale de la dalle	28
Figure 2: vue latérale de la poutre en béton précontrainte	29
Figure 3: détail entretoise.....	30
Figure 4: Détail de trottoir	31

Liste des figures

Figure 5: schéma du système Bc.....	35
Figure 6: Schéma du système Bt.....	36
Figure 7: Schéma du système Mc ₁₂₀	37
Figure 8: Schéma du convoi D ₂₄₀	38
 Chapitre 06 : Répartition transversale des efforts	
Figure 1: Section homogénéisé.....	59
Figure 2: La position des poutres.....	63
 Chapitre 07 : modélisation du tablier	
Figure 1: Choix du mode.....	79
Figure 2: Déférente section.....	79
Figure 3: Position des poutres.....	80
Figure 4: Choix de la dalle.....	80
Figure 5: Poids de trottoir.....	81
Figure 6: Q de trottoir.....	81
Figure 7: Charge de revêtement.....	81
Figure 8: Charge de corniche.....	82
Figure 9: Charge de garde-corps.....	82
Figure 10 : Système de charge A(L).....	82
Figure 11: Système B _c	83
Figure 12: Système B _t	83
Figure 13: Système militaire M _{C120}	84
Figure 14: Charge exceptionnelle D ₂₄₀	84

Liste des figures

Chapitre 08 : étude de la précontrainte

Figure 1: précontrainte par pré-tension	87
Figure 2: précontrainte par pos-tension.....	88
Figure 3: Disposition des torons Section d'about.....	92
Figure 4: Disposition des torons section intermédiaire.....	92
Figure 5: Diagramme des contraintes normales	129
Figure 6: Courbe d'interaction effort normale - moment fléchissant.....	130
Figure 7: Diagramme de la contrainte à ELU	131
Figure 8: Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée (1)	132
Figure 9: Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée (2)	133
Figure 10: rupture de coin inférieur	146
Figure 11: les zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de Régularisation	147
Figure 12: schéma de ferrailage de la poutre	148

Chapitre 09 : étude de la dalle et d'entretoise

Figure 1: schéma de ferrailage de la dalle.....	155
Figure 2: ferrailage de la dalle-en plan.....	155
Figure 3: détail entretoise.....	156
Figure 4: diagramme de moment fléchissant	158
Figure 5 : diagramme de l'effort tranchant	158
Figure 6: diagramme de moment fléchissant	159
Figure 7 : diagramme de l'effort tranchant	159
Figure 8: schéma de ferrailage	164

Liste des figures

Chapitre 10 : calculs des déformations

Figure 1: Diagramme moments sous la précontrainte 167

Figure 2: Diagramme des moments sous la précontrainte..... 168

Chapitre 11 : équipements de pont

Figure 1: Appareil d'appuis en élastomère fretté 174

Figure 2: Dimensionnement de l'appareil d'appuis 179

Figure 3: Dimensionnement de l'appareil d'appuis 180

Figure 4: Schéma de ferrailage..... 181

Figure 5: joint de chaussée 182

Figure 6: Gargouille..... 182

Figure 7: disposition des gargouilles 183

Chapitre 12 : étude de la pile

Figure 1: Coupe longitudinale..... 186

Figure 2: Coupe transversale..... 186

Figure 3: Charge applique à la semelle 194

Figure 4: Sollicitation sur chevêtre..... 196

Figure 5: Coupe transversale du chevêtre..... 198

Figure 6: Schéma de ferrailage de chevêtre 200

Figure 7: Charges appliquées au fut 201

Figure 8: Effet de flambement 206

Figure 9: Schéma de Ferrailage du Mur 208

Figure 10: Semelle -vue en plan 214

Figure 11: Efforts sur semelle 215

Liste des figures

Figure 12: Ferrailage de la semelle	217
Figure 13: Ferrailage du pieux	218
Chapitre 13 : étude de la culée	
Figure 1: Coupe longitudinale dans la culée	221
Figure 2: CDG des éléments de la culée	225
Figure 3 : Ferrailage de mur garde greve	234
Figure 4: Ferrailage de dalle de transition	239
Figure 5: Ferrailage du corbeau	242
Figure 6: Dimensions de mur en retour.....	243
Figure 7: Plan d'encastrement du mur en retour.....	247
Figure 8: Ferrailage du mur en retour	253
Figure 9: Ferrailage du mur frontal	261
Figure 10: ferrailage de la semelle.....	269
Figure 11: Ferrailage des pieux.....	270

NOTATION

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:différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

NOTATION

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 :

As : Aire d'une section d'armatures passives.

Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At : 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.

Es : Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

Ei : Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : 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.

Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.

N : Effort normal.

P : Action de la précontrainte.

Q : Action ou charge variable.

NOTATION

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).

b₀ : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

bn : 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).

fe : limite élastique d'un acier pour armature passive.

fpe : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

fpr : limite de rupture d'un acier.

fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

fc₂₈ ou **fc** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

ftj : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

ft₂₈ ou **ft** : 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.

st : espacement des armatures passives transversales.

st : espacement des armatures de précontrainte transversales.

t : temps.

u : périmètre ; dimension.

NOTATION

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; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

β (bêta) : 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_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ϵ_r : retrait du béton.

θ (Thêta) : température.

λ (Lambda) : coefficient sans dimension.

μ (mu) : coefficient sans dimension.

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

μ (xi) : coefficient sans dimension.

ρ_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

σ (sigma) : contrainte normale.

σ_b : contrainte du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

σ_{bt} : contrainte de traction du béton.

σ_s : contrainte de l'acier passif.

σ_p : contrainte de l'acier de précontrainte.

σ (tau) : contrainte tangente.

σ_s : contrainte d'adhérence.

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

ω (oméga) : angle.

• Autres notations et symboles :

Δ : Variation ou différence.

$\Delta\sigma$ = variation de contrainte

$\Delta\theta$ = différence de température).

NOTATION

Σ : sommation.

G :Module de cisaillement.

\emptyset : diamètre nominal d'une armature.

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

$K\alpha$: coefficient de répartition transversal des moments

E : Module d'Young.

W : poids R : force de réaction

F : force du eau renforcement

H_n :force latérale a la tranche

Z : profondeur, r : rayon

θ : angle du plan de rupture

K : coefficient de participation du renforcement

V_n : force normale a la tranche

D :travail interne.

δ : Déplacement unitaire.

σ :Contrainte.

τ :Contrainte de cisaillement

ϕ :Angle de frottement interne du sol.

C : Cohésion du sol.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

Introduction générale

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 le site.

Le souci de l'ingénieur est d'avoir comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. 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 travail réalisé dans ce mémoire de fin d'étude a pour objectif de faire une étude de passage supérieur (PS 55+900) qui fait partie de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Eulma.

L'étude est réalisée en commençant par le choix du type d'ouvrage à réaliser en fonction des différentes données fonctionnelles et naturelles existantes. Puis, le calcul de la descente des charges et la justification des différents éléments de l'ouvrage (poutres, dalles, appuis...etc), l'étude est faite par un calcul manuel puis par une modélisation par le logiciel en élément finis ROBOT.

Chapitre 1

*Introduction et conception
générale*

1. Introduction :

D'une manière générale, un pont est un ouvrage en élévation, permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), ferroviaire (pont-rail), cours d'eau (pont-canal), ou bien de passage piéton (passerelle), il est constitué de trois parties essentielles (la superstructure, les appareils d'appui, l'infrastructure).

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) 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 sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

2 Présentation de l'ouvrage :

2.1 Position de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude est un passage supérieur (PS-55.9), se localise au niveau du PK55+900 de la pénétrante **Djen-Djen –El Eulma**, L'assiette du projet est située au lieu dit Oulbéne ; à environ 5 Km de distance, au nord-est de la commune de Ain-Sebt.

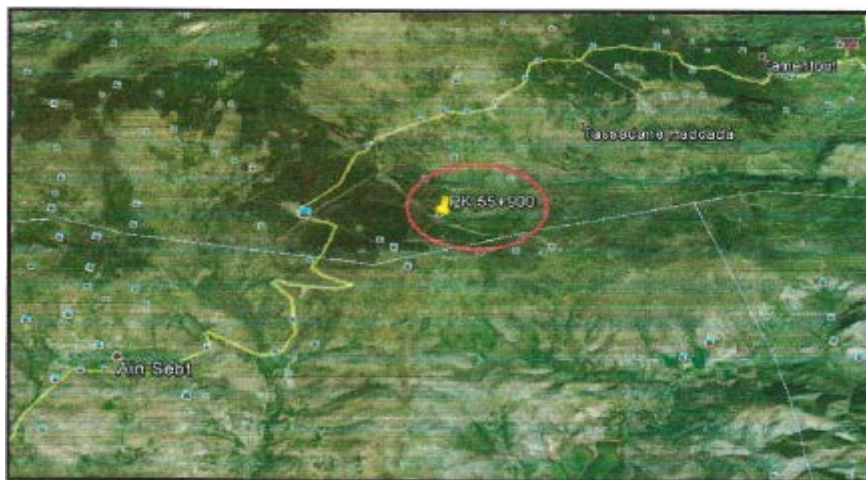


Figure.1.1 : Situation du projet.

Le PK 55+900 raccorde la route national RN77 avec la voie routière guidant vers **El-Khmiss**.

2.2 Description de l'ouvrage

Cet ouvrage est composé de deux parties : La superstructure, L'infrastructure.

2.2.1 La superstructure :

Qui comprend :

- Le platelage :

Formé d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur coulé sur place avec un dévers transversal en toit de 2,5%, recouvert d'une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur (revêtement de 7 cm et étanchéité de 1 cm) il supporte une chaussée de deux voies de circulation de 3,50m de largeur chacune.

La chaussée est encadrée par deux trottoirs, de part et d'autre, qui se terminent par des corniches préfabriquées et surmontées par des gardes corps.

- La poutraison :

Elle constitue le support du platelage, se compose de 9 poutres préfabriquées en béton précontraint d'une longueur 28.5 m, avec 1,08 m d'entre axe, et 1.30 m de hauteur et 02 entretoises d'about en béton armé.

2.2.2 L'infrastructure :

Les deux travées s'appuient sur deux culées et une pile.

- La culée :

C'est un massif d'appui à chaque extrémité du pont, elle sert d'appui d'extrémité du tablier,

- La pile :

Les piles du PS sont constituées par un mur plein en béton armé avec un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont.

- Les fondations :

D'après la réalisation de deux sondages carottés avec prélèvement d'échantillons et détermination de leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques et la réalisation d'un forage pressiométrique, avec un essai chaque 2 m, le système proposé est du type **fondations profondes (pieux forés isolés tubés)**.

3 Données fonctionnelles et naturelles :

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences qui sont de deux types : fonctionnelles et naturelles.

3.1 Données fonctionnelles

3.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée.

Pour notre cas, l'ouvrage a une longueur de **55 m**.

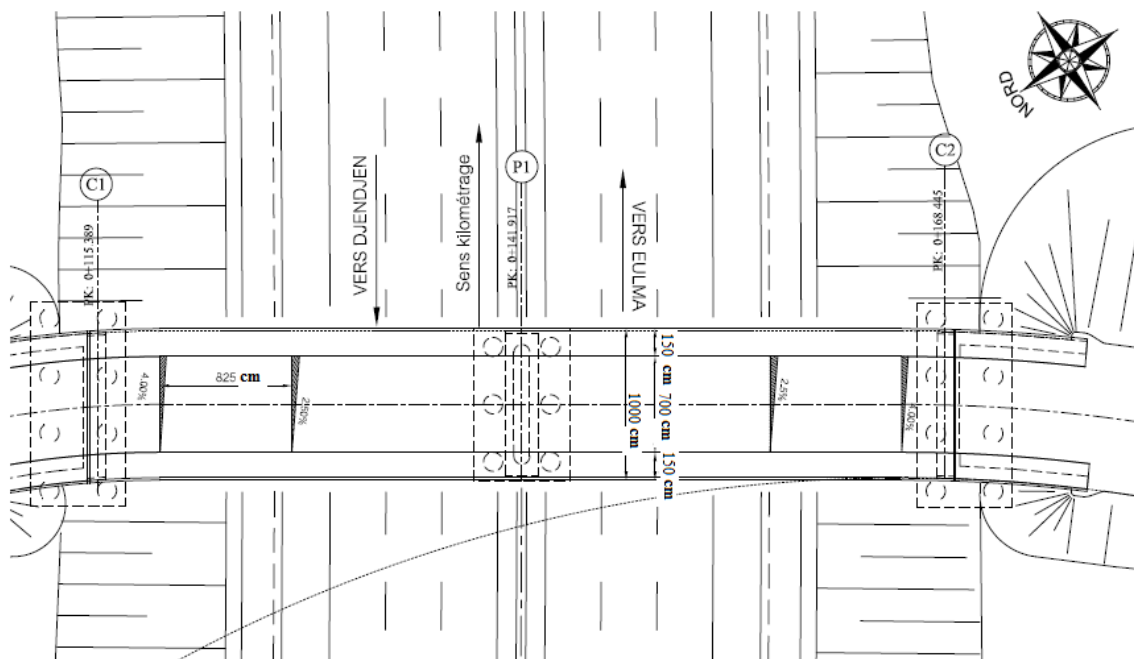


Figure 1.2 : vu en plan

3.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles.

Pour notre ouvrage, il présente une pente de 2,5% en respectant un gabarit de circulation (6.5 m).

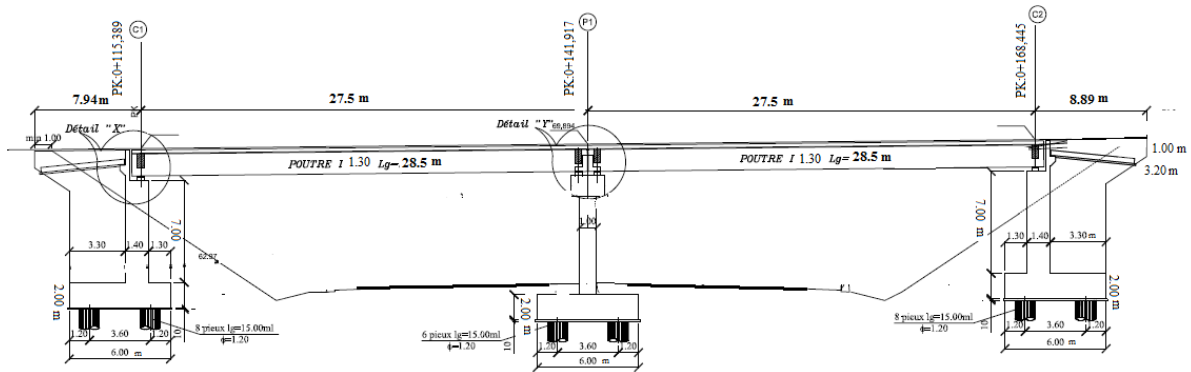


Figure 1.3. Vue en long

3.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par ses caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable : $L_r = 7,00\text{ m}$.
- Nombre de voies de circulation : deux voies de $3,50\text{ m}$
- Devers en toit de $2,5\%$ afin de permettre l'évacuation des eaux.
- Nombre de poutres : 9 poutres avec un entraxe de $1,08\text{ m}$.
- Deux corniches et deux barrières H2 encrés dans une longrine.

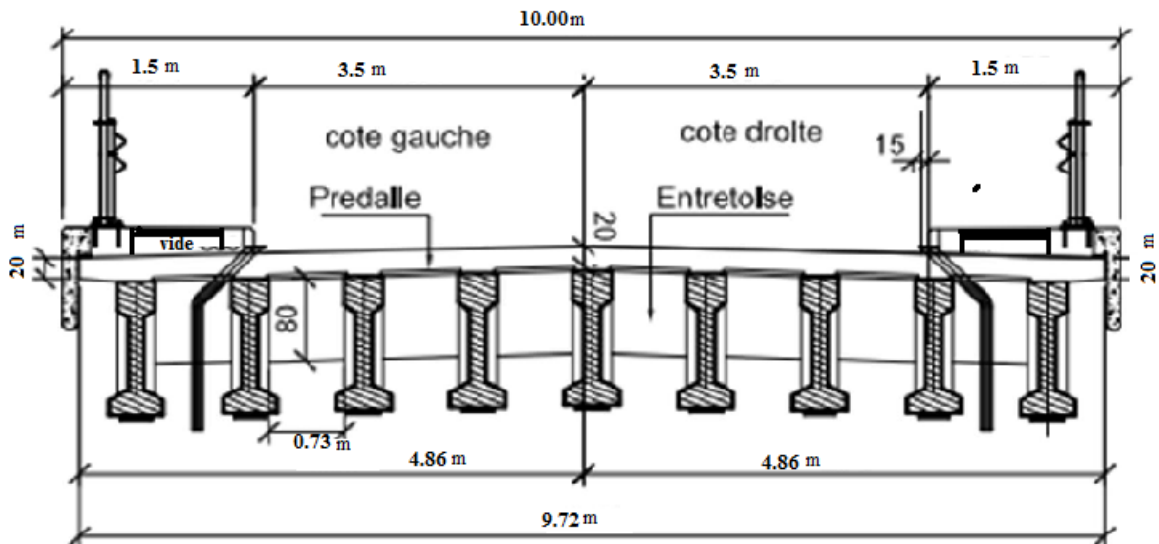


Figure 1.4. Vue en travers

3.2 Données naturelles :

3.2.1 Données géotechniques :

Pour déterminer la portance du sol de fondation, plusieurs études géotechniques ont été réalisées :

- Le forage de deux (02) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts à semi remaniés. La profondeur atteinte par ces sondages est de 20 m de profondeur.
- Un forage pressiométrique de 20 m, avec un pas d'essais de chaque 2m.
- Le battage de six essais SPT (Standard Pénétration Test) (Un essai chaque 3 m).
- Pose de relève pressiométrique.
- Des essais au laboratoire.
 - **Sondage carotté :**

La description visuelle des échantillons prélevés du sondage nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivant :

Sondage SC N°1 :

- ✓ 0.00-0.20 : terre végétale.
- ✓ 0.20-4.00 : argile limoneuse graveleuse caillouteuse brune à grisâtre.
- ✓ 4.00-6.00 : banc métrique de grès très fracturé (cailloux désagrégés de grès sous l'influence de forage rotationnel).
- ✓ 6.00-18.00 : argile limoneuse grès à noirâtre intercalée par des blocs rocheux de nature gréseuse.

Sondage SC N°2 :

- ✓ 0.00-0.80 : argile limoneuse consistant de couleur rouge brique.
- ✓ 0.80-4.20 : argile limoneuse graveleuse caillouteuse brune à grisâtre.
- ✓ 4.20-6.00 : banc métrique de grès très fracturé (cailloux désagrégés de grès sous l'influence de forage rotationnel).
- ✓ 6.00-20.00 : argile limoneuse grès à noirâtre intercalée par des blocs rocheux de nature gréseuse.
 - **Essai pressiométrique :**

La reconnaissance géotechnique par sondage pressiométrique de 20 m linéaire avec un pas d'essai de 2 m, exécuté suivant le mode opératoire de la norme NF P94-110, a été suivie de la mesure des caractéristiques mécaniques du sol.

N° de l'essai	Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite PI (bars)	Pression limite nette PI*(PI-P ₀)	E/PI	Lithologie
SP1	2m	634.89	19.08	18,83	33,75	Argile
	4m	435.39	25.63	25,13	16,99	limoneuse
	6m	599.77	28.70	27,94	20,90	banc
	8m	802.02	31.72	30,71	25,28	métrique de
	10m	1243.44	32.59	31,33	38,15	grès
	12m	1113.33	25.18	23,67	44,21	
	14m	1861.22	25.04	23,28	74,33	
	16m	1529.95	25.16	23,14	60,81	Argile
	18m	1272.63	25.32	23,05	50,26	limoneuse
	20m	1377.93	25.30	22,78	54,46	

Tableaux1.1 : données géotechniques issues des essais pressiométriques

3.2.2 Données topographiques :

La région d'étude est caractérisée par un relief vallonné. Notre PK55+900 se trouve au niveau du Douar **Arbaoune** (identifié à partir de la carte géologique de Djemila) ou limitée à l'Est par un Talweg qui présente la trajectoire d'écoulement des eaux pluviales en période hivernale. Il est de direction N-S.

3.2.3 Données sismologiques :

D'après le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA, notre terrain de projet est situé dans la « zone II-a » de moyenne sismicité.

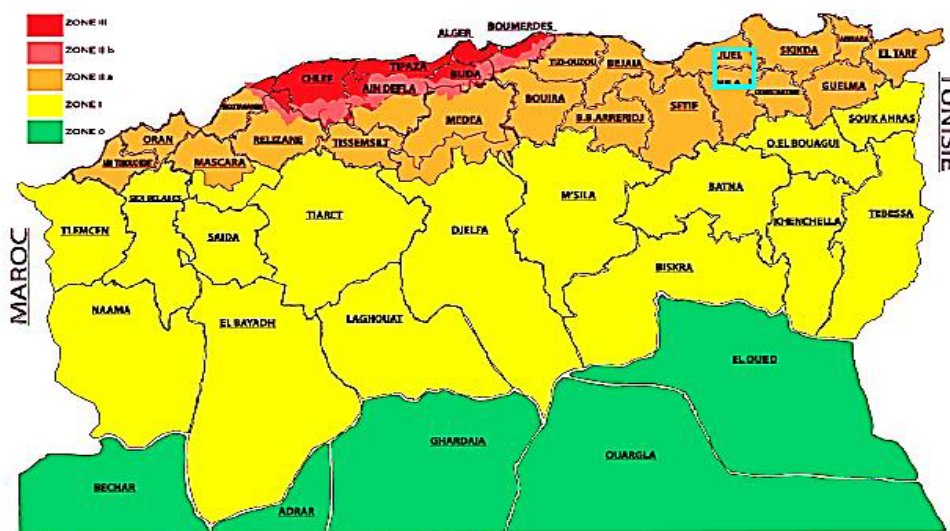


Figure 1.5 : Carte de zonage sismique territoire national

4 Choix du type de pont

Le but est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique, il faut connaître toutes les conditions à respecter et les types d'ouvrage correspondant.

Pour notre cas il y a trois choix, c'est :

1. Pont à poutres en béton armé
2. Pont à poutres en béton précontraint
3. Pont mixte (béton + acier) ou métallique

Les ponts en béton armé sont des ouvrages lourds, leurs portées limitées à 20 m. Les ponts métalliques ou mixtes sont des ponts plus chers et présentent le risque de corrosion de l'acier surtout dans un milieu agressif. Les ponts à poutres en béton précontraint offrent le plus la possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport aux ouvrages en béton armé, et présentent l'avantage de la rapidité d'exécution et l'économie.

Donc le type de pont qui est adopté pour notre ouvrage est un pont à poutre précontraintes par pré-tension à 02 travées identiques.

Chapitre 2
Caractéristiques des
matériaux

1- Introduction :

Dans ce chapitre, Nos calculs « en béton précontrainte ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E.L91 et B.P.E.L91.

2- Caractéristiques des matériaux :

2.1 Le Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28j notée « f_{c28} », avec un contrôle strict et une masse volumique ($\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$).

2.1.1 Résistance à la compression :

Dans les cas courants le béton est défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, d'après le B.A.E.L, la relation qui donne la variation de f_{cj} dans le temps pour un béton âgé de moins de 28 jours est les suivantes :

$$- f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83j} \right) f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$- f_{cj} = \left(\frac{j}{1.40+0.95j} \right) f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Dans notre projet on a :

➤ Pour les poutres, pieux, et la dalle :

$$- f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28j \\ f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83j} \right) f_{c28} & \text{si } j < 28j \end{cases}$$

➤ Pour les culées, piles, semelles :

$$- f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28j \\ f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83j} \right) f_{c28} & \text{si } j < 28j \end{cases}$$

2.1.2 Résistance caractéristique à la traction :

Notée f_{t28} , st conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

Cette formule linéaire valable pour une résistance à la compression supérieure à 20 MPa

- $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$ pour le béton de $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$ pour le béton de $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

2.1.3 Contrainte admissible de compression du béton :

- **L'ELU :**

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

$\gamma_b = 1.5$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ En situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à (1) lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à (0,9) lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, à (0.85) Lorsqu'elle est inférieure à 1h.

D'où :

- $f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$ En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 25.87 \text{ MPa}$ En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 15.30 \text{ MPa}$ En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = 19.95 \text{ MPa}$ En situations accidentelles pour $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

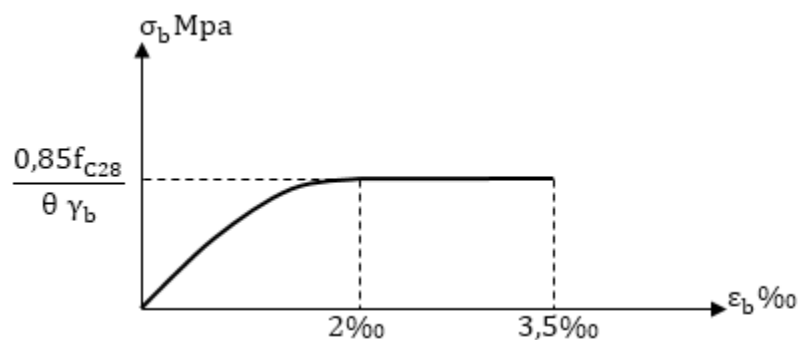


Figure2.1: Diagramme contrainte déformation

- **L'ELS**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivant :

$$\sigma_b = 0.6f_{c28}$$

2.1.4 Module de déformation différée 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 :

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

Le module de déformation différé E_{vj} est donné par la formule :

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

2.1.5 Module de déformation transversale :

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

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

ν : Coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré (ELS).

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

2.2 L'acier :

2.2.1 Aciers de béton armé :

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe $FeE400$ ou $FeE500$. Ils sont caractérisés par :

a. Limite d'élasticité :

Elle est notée f_eE50 . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe $FeE50$ dont la limite élastique égale à 500 Mpa .

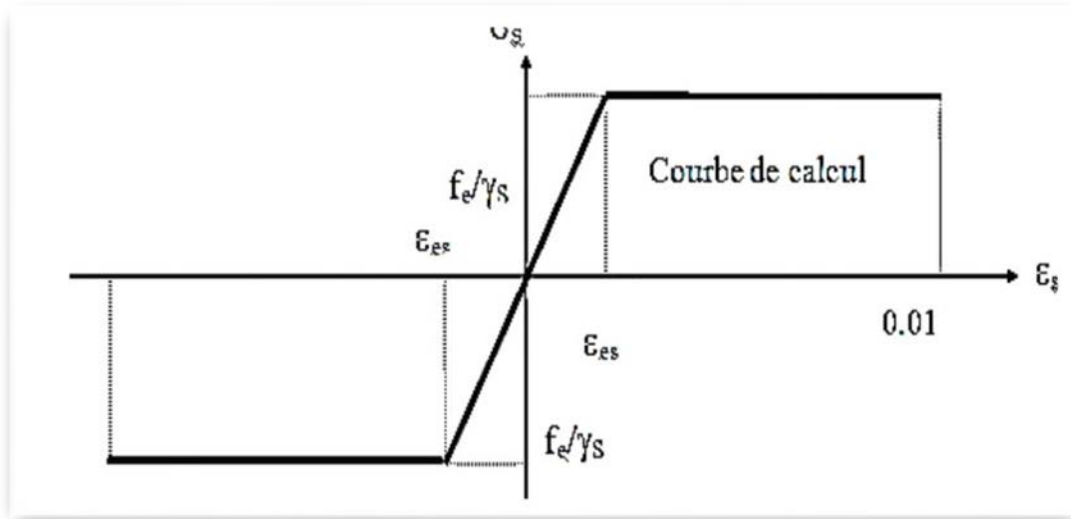


Figure 2.2: Diagramme déformation-contraainte de l'acier de BA

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

c. Contrainte limite de traction :

- **L'ELU :**

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$$

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_{st} tel que :

- $\gamma_e = 1$ En situation accidentelle.
- $\gamma_e = 1.15$ En situation durable ou transitoire

- **L'ELS :**

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)$

Avec :

- $\eta = 1$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.

2.2.2 Acier de béton précontraint :

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

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE50*.
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

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

$$P_0 = \min(0.85f_{prg} ; 0.95f_{peg})$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

- Module de Young :

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

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

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

- Diagramme contraintes-déformation :

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte $1,06f_{peg}$ et un allongement relatif de 2%

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 \quad \text{si } \sigma_p > 0.9f_{peg}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{si } \sigma_p < 0.9f_{peg}$$

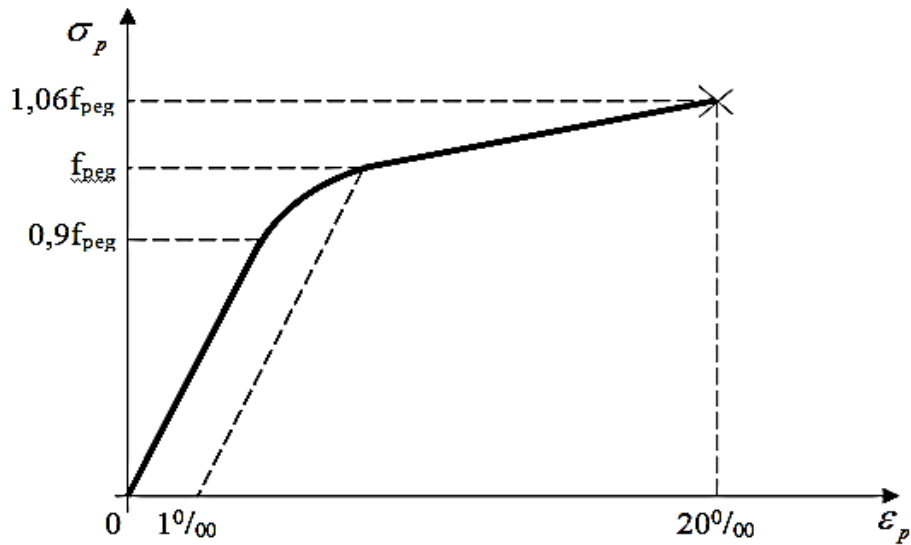


Figure2.3 : Diagramme contrainte déformation des aciers actif

❖ Pour notre projet :

Les aciers actifs utilisés dans ce projet sont des câbles **T12.4** les torons de classe 2 à très basse relaxation (TBR). Avec les caractéristiques suivantes :

- Section nominale de l'acier : $A_p = 93 \text{ mm}^2$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$.
- La précontrainte initiale $\sigma_{po} = \min \{0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg}\} = 1560,85 \text{ MPa}$.
- Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$

Chapitre 3
Pré-dimensionnement

1. Introduction :

Dans ce chapitre, en premier lieu nous allons déterminer le type et les dimensions de la poutre à adopter pour le projet, leur nombre et espacement ainsi que l'épaisseur de la dalle. En deuxième lieu, on calcule les caractéristiques géométriques correspondant dont principalement le moment d'inertie axiale et centre de gravité.

2. Choix du type de la poutre et dimensionnement :

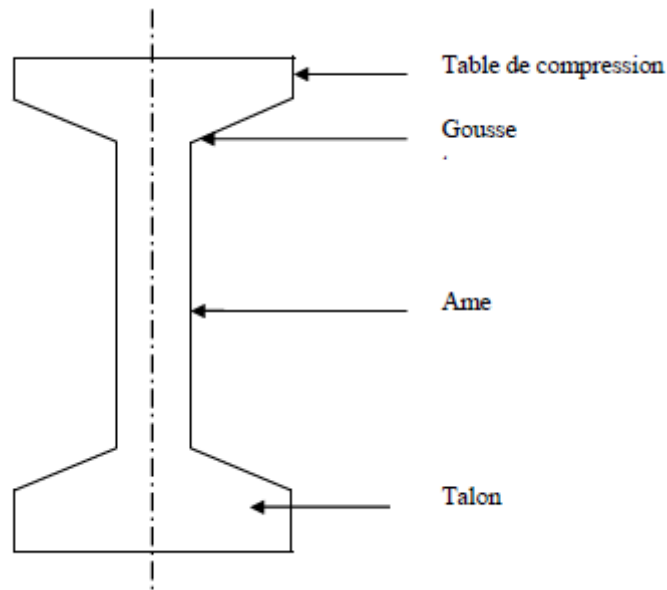


Figure3.1 : Coupe transversale d'une poutre.

2.1 Types des poutres :

Les poutres les plus utilisées sont les poutres rectangulaires, les poutres en **I** à section constante ou à section variable, c'est-à-dire comportant des épaissements d'âme aux abouts. Leur emploi est essentiellement conditionné par la portée comme le montre le tableau suivant :

portée	10	12	15	20	25	30	30
rectangle							
I constante							
I variable							

Domaine d'emploi courant
 Extension du domaine d'emploi

Pour notre projet la portée des travées est de 27.5 m, donc on choisira les poutres de section **I** avec un changement de section d'abouts(**Blochets**).

2.2 Hauteur du tablier :

L'élançement (Ht/L) d'un tablier de pont à poutres en pré-tension est généralement de l'ordre de 1/18 à 1/22. Avec Ht : Hauteur totale du tablier, dalle comprise.

L : portée de la travée déterminante.

Pour une portée de 27.5 m, Ht sera de l'ordre de 1,58 m à 1,29 m

Pour notre ouvrage On adopte **Ht=1,5m** et un espacement de **1,08m**

2.3 Épaisseur de l'hourdis :

L'hourdis possède trois vocation : il sert de dalle de couverture, il supporte les charges et surcharges et les transmet aux poutres et il joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur h_0 est en général comprise entre 20 et 30cm, il doit vérifier la condition suivante :

$$h_0 \geq \frac{m}{15} \text{ Avec } m : \text{ l'entraxe des poutres}$$

$$h_0 \geq \frac{108}{15} = 7.2 \text{ cm On adopte } h_0 = 20 \text{ cm}$$

2.4 Hauteur des poutres :

- Pour notre projet, Ht est pris égale à 1,5m
- l'épaisseur de la dalle est prise $e=0,2\text{m}$.

Donc la hauteur des poutres (**poutre**) = **1, 30 m**

2.5 Nombre de poutres (N) :

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. $L_a = 8.64\text{m}$

$$N = \frac{8.64}{1.08} + 1 = 9 \quad \Rightarrow \quad N=9 \text{ poutres}$$

3. Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La portée de l'ouvrage : 27.5 m
- Longueur des poutres précontraintes : 28.5 m
- Hauteur des poutres : 1,30 m
- Le nombre des poutres dans chaque travée : 9 poutres
- L'entre axe de poutres : $\lambda = 1,08 \text{ m}$
- Largeur de la chaussée : $L_c = 7.00\text{m}$

- Largeur des trottoirs : $L_{trot} = 1,5 \text{ m}$
- Largeur totale du pont : $L = 10,00 \text{ m}$
- Épaisseurs du hourdis : $e = 0,20 \text{ m}$;

4. Caractéristiques géométriques des poutres :

4.1 Notation

- I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité : $I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta}V'$
- S_{Δ} : Moment statique par rapport à l'axe (Δ), avec : $S_{\Delta} = B \cdot y_i$
- $I_{gr} = \frac{bh^3}{12}$: Pour une section rectangulaire.
- $I_{gt} = \frac{bh^3}{36}$: Pour une section triangulaire.
- I_{Δ} : moment d'inertie par rapport (Δ) : $I_{\Delta} = \sum [I_g + B_i y_i'^2]$
- B : La section transversale.
- v' : Distance du centre de gravité a la fibre inférieure : $v' = \frac{\sum (B_i \times Y_i)}{\sum B_i}$
- v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $v = h - v'$
- ρ : Rendement géométrique de la poutre, $\rho = \frac{I_G}{B \cdot V_i \cdot V_s}$
- r : Rayon de giration de la section : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

4.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes :

4.2.1. Section médiane :

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive) :

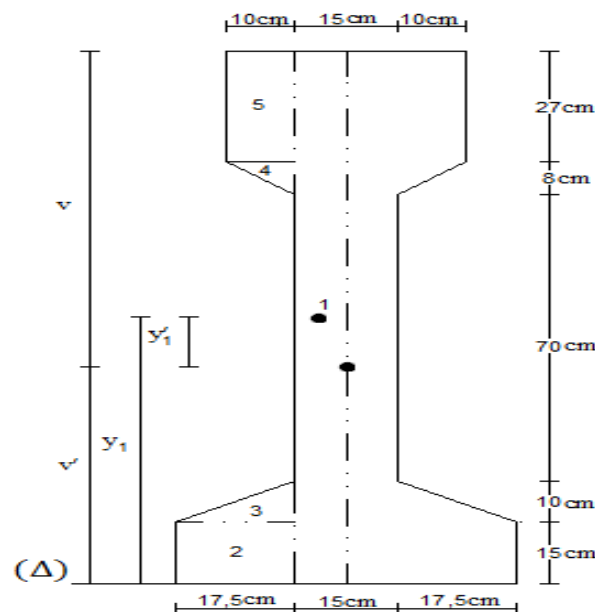


Figure 3.2 : Poutre seule (intermédiaire et de rive).

Section×2	b	H	B(cm ²)	Yi(cm)	S _Δ	I _g × 2(cm ⁴)	I _Δ
1	7.5	130	1950	65	126750	2746250	10985000
2	17.5	15	525	7.5	3937.5	9843.75	39375
3	17.5	10	175	18.333	3208.3275	972.222	59791.45278
4	10	8	80	100.333	8026.664	284.444	805626.1316
5	10	27	540	116.5	62910	32805	7361820
Total	/	/	3270	/	204832.49	2790155.417	19251612.58
V'		V		I_G		ρ	
62,639648		67,360351		6420977,14		0,46537214	
						r²	
						1963.6015	

Tableau.3.1 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

b) Poutre intermédiaire avec hourdis :

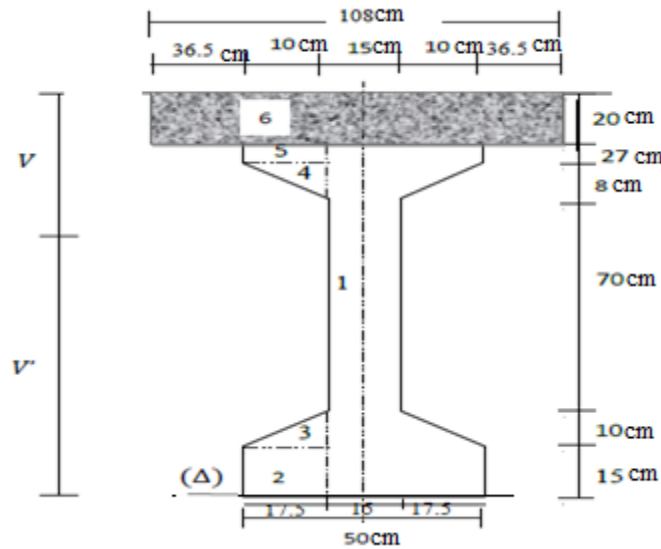


Figure 3.3 : Poutre intermédiaire avec hourdis

Section×2	b	H	B (cm ²)	Yi(cm)	S _Δ	I _g (cm ⁴)	I _Δ
1	7.5	130	1950	65	126750	2746250	10985000
2	17.5	15	525	7.5	3937.5	9843.75	39375
3	17.5	10	175	18.333	3208.3275	972.222	59791.45278

4	10	8	80	100.333	8026.664	284.444	805626.1316
5	10	27	540	116.5	62910	32805	7361820
6	108	20	2160	140	302400	72000	42408000
Total	/	/	5430	/	507232.49	2862155.417	61659612.58
V'		V		I_G		ρ	
93.4129677		56,587032		14277520.38		0.4974	
						r²	
						2629.37	

Tableau 3.2: caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis

c) Poutre de rive avec hourdis :

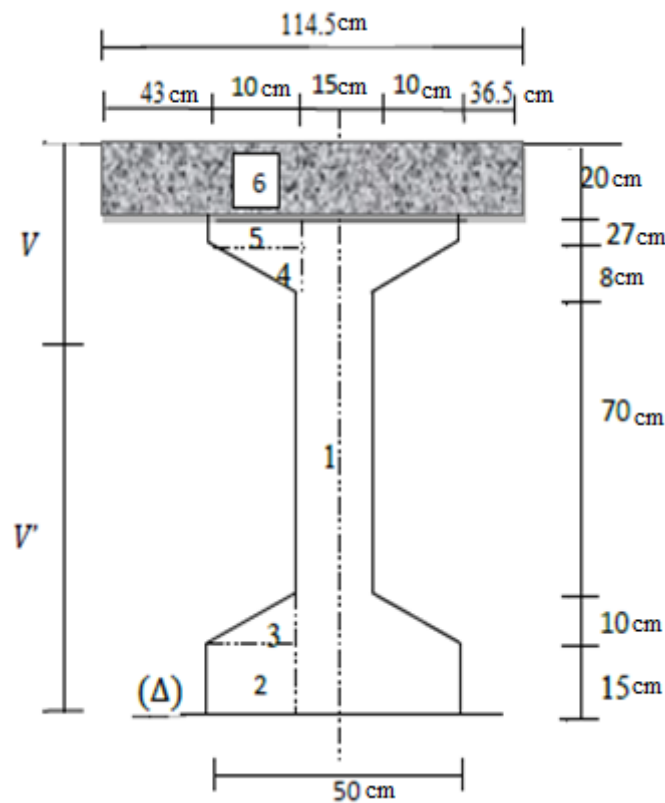


Figure 3.4 : Poutre de rive avec hourdis.

Section×2	b	H	B (cm ²)	Yi(cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	7.5	130	1950	65	126750	2746250	10985000
2	17.5	15	525	7.5	3937.5	9843.75	39375
3	17.5	10	175	18.333	3208.3275	972.222	59791.45278

4	10	8	80	100.333	8026.664	284.444	805626.1316
5	10	27	540	116.5	62910	32805	7361820
6	114.5	20	2290	140	320600	76333.333	44960333.33
Total	/	/	5560	/	525432.49	2866488.749	64211945.91
V'		V		I_G		ρ	
94.50223291		55.497767		14557402.36		0.49921	
						r²	
						2618.23	

Tableau 3.3 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

4.2.2 Section d'about :

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive) :

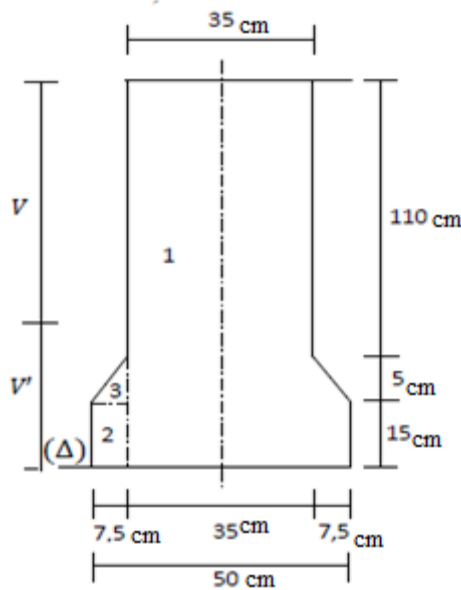


Figure 3.5 : Poutre seule (intermédiaire et rive).

Section×2	b	H	B (cm ²)	Yi(cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	17.5	130	4550	65	295750	6407916.667	25631666.67
2	7.5	15	225	7.5	1687.5	4218.75	16875
3	7.5	4.3	32.25	16.43	529.86	33.1279	8738.8509
Total	/	/	4807.25	/	297967.36	6412168.545	25657280.52

V'	V	I _G	ρ	r ²
61.982913	68.017086	7188395.568	0.354686	1495.32

Tableau 3.4 : Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

b) Poutre intermédiaire avec hourdis :

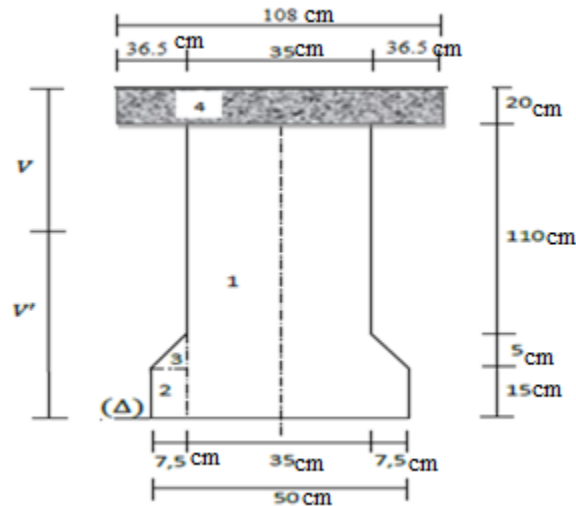


Figure 3.6 : Poutre intermédiaire avec hourdis.

Section×2	b	H	B (cm ²)	Yi(cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	17.5	130	4550	65	295750	6407916.667	25631666.67
2	7.5	15	225	7.5	1687.5	4218.75	16875
3	7.5	4.3	32.25	16.43	529.86	33.1279	8738.8509
4	108	20	2160	140	302400	72000	42408000
Total	/	/	6967.25	/	600367.36	6484168.545	68065280.52
	V'	V	I _G	ρ	r ²		
	86.169917	63.830008	16331674.94	0.4261	2344.06		

Tableau 3.5 : Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.

c) Poutre de rive avec hourdis :

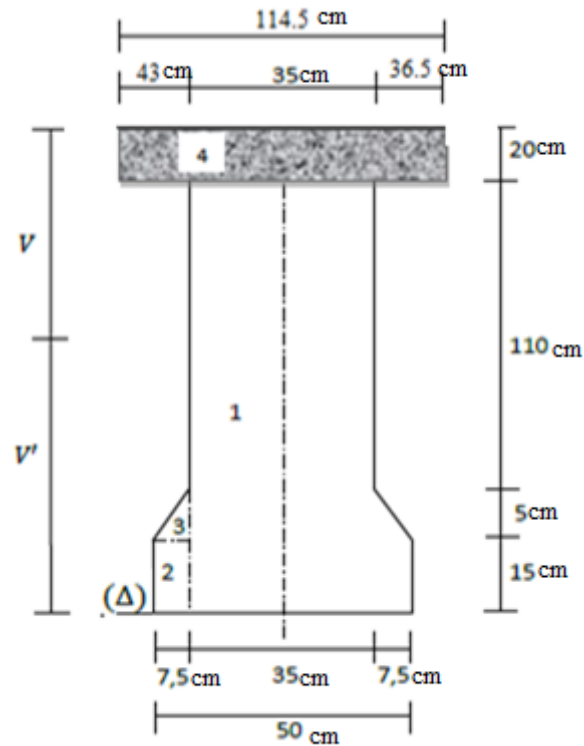


Figure 3.7 : Poutre de rive avec hourdis.

Section×2	b	H	B (cm ²)	Yi(cm)	S _Δ	I _G (cm ⁴)	I _Δ
1	17.5	130	4550	65	295750	6407916.667	25631666.67
2	7.5	15	225	7.5	1687.5	4218.75	16875
3	7.5	4.3	32.25	16.43	529.86	33.1279	8738.8509
4	114.5	20	2290	140	320600	76333.333	44960333.33
Total	/	/	7097.25	/	618567.36	6488501.878	70617613.85
V'		V		I_G		ρ	
87.155920		62.84408		16705806.51		0.4297	
						r²	
						2353.84	

Tableau 3.6 : Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.

Poutre seule		
Poutre de rive et intermédiaire		
	Section d`about	Section intermédiaire
B (cm²)	4807.25	3270
I_G(cm⁴)	7188395.568	6420977.14
V(cm)	68.017086	67.360351
V'(cm)	61.982913	62.639648
r²	1495.32	1963.6015
ρ%	35.46	46.53
S_Δ	297967.36	204832.49

Tableau 3.7 : Les caractéristiques géométriques de la section d`about est intermédiaire de la poutre seule.

Poutre avec hourdis				
	Poutre intermédiaire		Poutre de rive	
	Section d`about	Section intermédiaire	Section d`about	Section intermédiaire
B (cm²)	6967.27	5430	7097.25	5560
I_G(cm⁴)	16331674.94	14277520.38	16705806.51	14557402.36
V(cm)	63.830008	56.587032	62.84408	55.497767
V'(cm)	86.169917	93.412967	87.155920	94.5022329
r²	2344.06	2629.37	2353.84	2618.23
ρ%	42.61	49.74	52.97	49.92
S_Δ	600367.36	507232.49	618567.36	525432.49

Tableau 3.8 : Les caractéristiques géométriques de la section d`about est intermédiaire de la poutre avec hourdis.

Chapitre 4

*Évaluation des charges et
surcharges*

1. Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il est à une fonction porteuse, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être :

Des actions permanentes :

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des entretoises.
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniches, barrières et revêtement).

Des actions variables :

- Les charges d'exploitation : elles sont définies le règlement relatif aux ponts routier (**fascicule 61 titre II**).
- 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.

2. Calcul des charges permanentes :

2.1 La charge permanente (Cp) :

2.1.1 La dalle :

Épaisseur de la dalle est de dalle est de 20cm.

La largeur de la dalle : $10 - (2 \times 0.14) - (2 \times 0.02) = 9.68\text{m}$

0.14 C'est l'épaisseur de la corniche.

0.02 C'est pour le joint corniche dalle

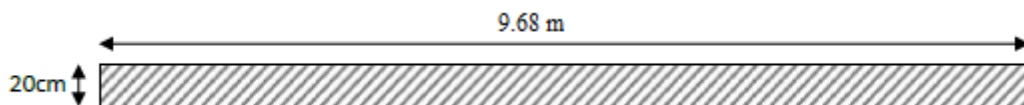


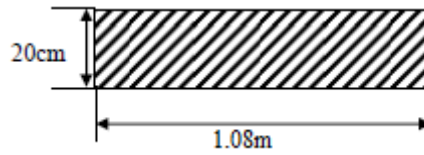
Figure 4.1: Coupe transversale de la dalle

Le poids de la dalle par mètre linière :

$$P_{\text{Dalle}} = 0,2 \times 9.68 \times 2,5 = 4.84 \text{ t/ml}$$

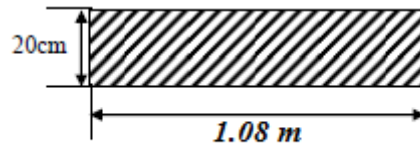
- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_{D1} = 2.5 \times 0.2 \times 1.08 = 0.54 \text{ t/ml}$$



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

$$P_{D2} = 2.5 \times 0.2 \times 1.08 = 0.54 \text{ t/ml}$$



2.1.2 Les poutres :

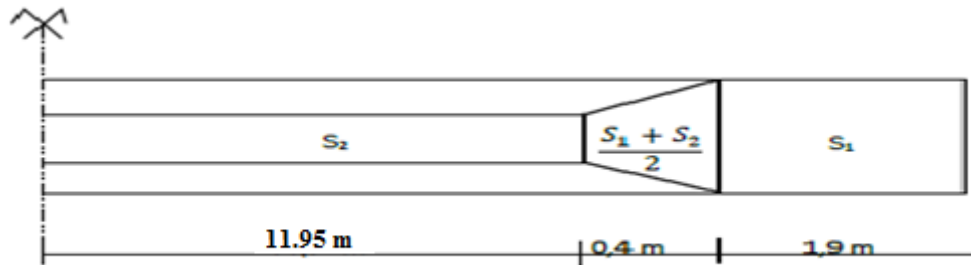


Figure 4.2: Vue latérale de la poutre en béton précontrainte

A- Poids des poutres intermédiaires :

$$S_1 = 0,480725 \text{ m}^2 ; S_2 = 0,327 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t. m}^{-3}$$

$$P_{\text{poutre}} = 2 \left(S_1 \times 1,9 + \left(\frac{S_1 + S_2}{2} \right) \cdot 0,4 + S_2 \times 11,95 \right) \times \gamma_b$$

$$P_{\text{poutre}} = 24.9128 \text{ t.}$$

$$P_{\text{poutre}} = \frac{24.9128}{28.5} = 0.874 \text{ t/ml}$$

B- Poids totale des poutres :

$$P_{\text{poutre}} = 0.874 \times 9 = 7.866 \text{ t/ml}$$

2.1.3 Le poids propre de l'entretoise :

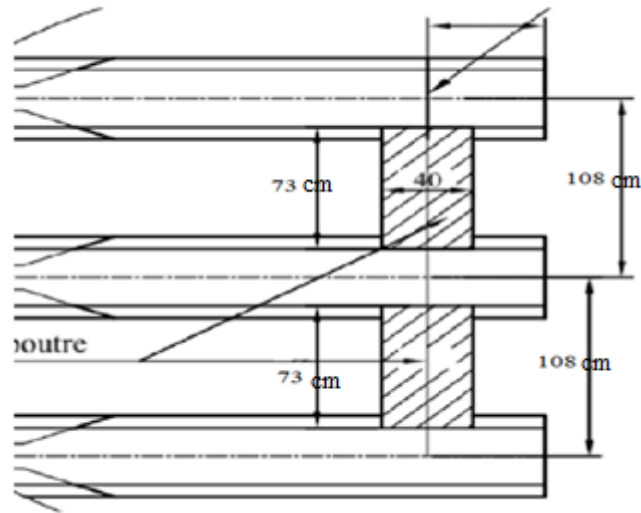


Figure 4.3 : Détail de l'entretoise

$$S_{entr} = 0,73 \times 0,8$$

$$S_{entr} = 0,584 \text{ m}^2$$

$$P_{entr} = S_{entr} \times 0,4 \times 2,5 = 0,584 \text{ t}$$

Le poids total de l'entretoise :

$$P_{entr} = 0,584 \times 8 \times 2 = 9,344 \text{ t}$$

$$P = (P_{Dalle} + P_{Poutres}) = (4,84 + 7,866) = 12,706 \text{ t/ml}$$

2.2 La charge complémentaire permanente (CCP) :

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

- Le revêtement.
- La chape d'étanchéité.
- Les trottoirs
- Les corniches.
- Les garde-corps.

2.2.1 Le poids de revêtement + La chape d'étanchéité :

$$P_{revt} = 7 \times 0,07 \times 2,2 = \mathbf{1,078 \text{ t/ml}}$$

$$P_{étanch} = 7 \times 0,01 \times 2,2 = \mathbf{0,154 \text{ t/ml}}$$

$$P_{tot} = \mathbf{1,232 \text{ t/ml}}$$

2.2.2 Le poids des corniches, trottoirs :

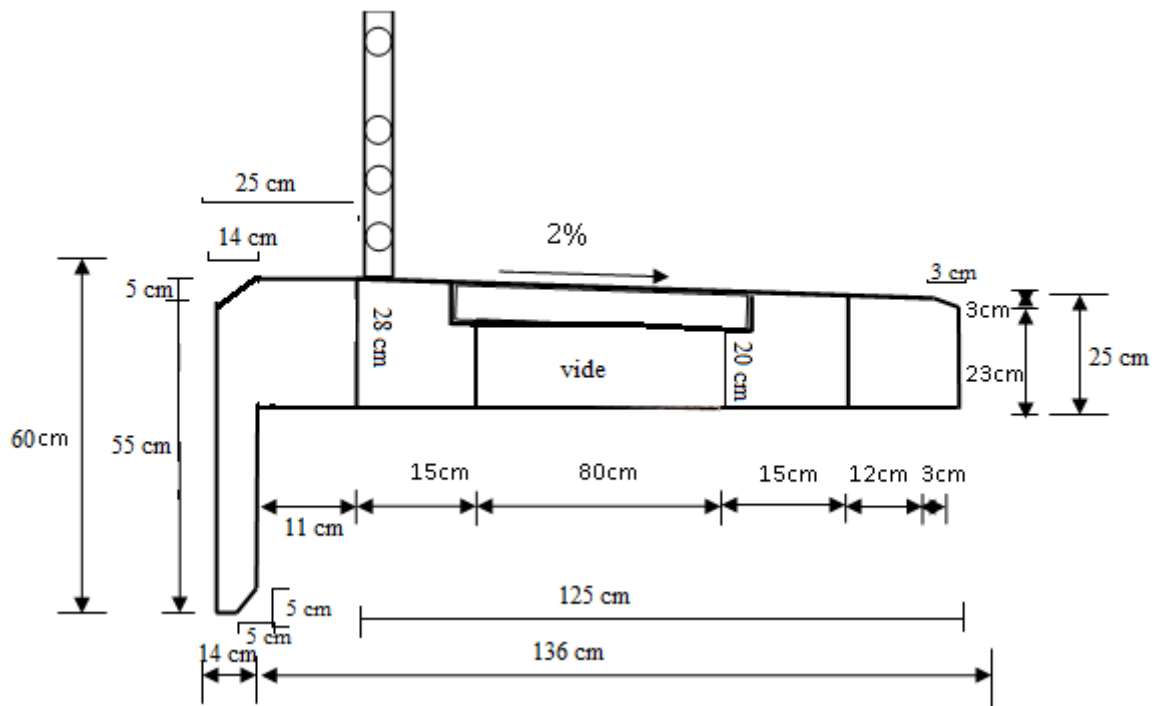


Figure 4.4 : Détail de trottoir

A- Poids de la corniche :

$$S_{corn} = \left[(0,14 \times 0,60) + (0,11 \times 0,28) - \left(\frac{0,05 \times 0,14}{2} + \frac{0,05^2}{2} \right) \right]$$

$$S_{corn} = \mathbf{0,11 \text{ m}^2}$$

$$P_{corn} = 2,5 \times 0,11 = \mathbf{0,27 \text{ t/ml}}$$

B- Poids de trottoir :

$$S_{trot} = \left(\frac{(0,25 + 0,28) \times 1,25}{2} \right) - (0,8 \times 0,2) - \left(\frac{0,03^2}{2} \right)$$

$$S_{trot} = 0.1708 \text{ m}^2$$

$$P_{trot} = 2.5 \times 0.1708 = 0,43 \text{ t/ml}$$

C- Poids de garde-corps :

$$P_{GC} = 0,1 \text{ t/ml}$$

$$CCP = 2(P_{corn} + P_{trot} + P_{GC}) + (P_{revt} + P_{étanch})$$

$$CCP = 2(0,27 + 0,427 + 0,1) + (1,078 + 0,154)$$

$$CCP = 2.826 \text{ t/ml}$$

2.3 La charge totale :

$$g = (CP + CCP) = (12.706 + 2.826) = 15.532 \text{ t/ml}$$

$$G = (CP + CCP) \times L + P_{entr} = 15.532 \times 28.5 + 9.344 = 452.006 \text{ t}$$

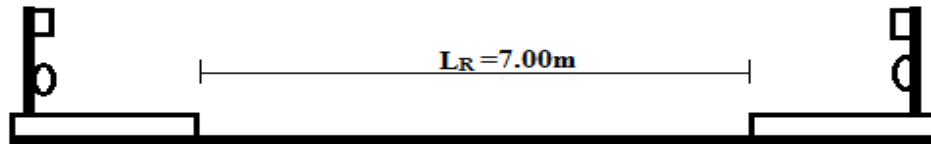
Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire	Poutre cote de rive
Poutre seule	0.874	0.874	0.874
Dalle	0.54	0.54	0.54
Revêtement + étanché	/	0.19	0.095
Corniche	0.27	/	/
Gard corps	0.1	/	/
Trottoir	0.34	/	0.087
Σ (charge)	2.124	1.605	1.596

Tableau 4.1: Poids revenant à chaque poutre

3. Étude des surcharges :

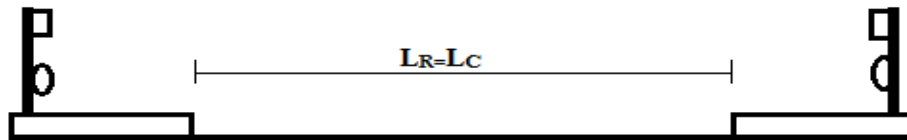
a. La largeur roulable (L_R) :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc. $L_R = 7.00 \text{ m}$.



b. La largeur chargeable (L_c) :

Pour notre cas $L_c = L_R = 7.00$ m.



c. Nombre de voies :

D'après le fascicule 61 titre II. Les chassées comportent un nombre des voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de largeur chargeable.

$$n = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = E\left(\frac{7}{3}\right) \approx E(2)$$

Donc : $n = 2$ voies

d. largeur d'une voie (L_v) :

$$L_v = \frac{L_c}{n} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m}$$

e. Classe de ponts routes :

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur roulable, et leur utilisation.

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

Tableau.4.2 : Classe du pont

Donc ce pont est de la **1^{ère} classe**

3.1. Évaluation des surcharges :

3.1.1 Système 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 :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

L : la portée du pont = 27.5 m

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{27.5+12} = 1141.39 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{1.141 \text{ t/m}^2}$$

- **a1** :est détermine en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Nombre de la voie chargée	1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1	0.9	0.75	0.5
	2	1	0.9	-	-
	3	0.9	0.8	-	-

Tableau.4.3 : Les coefficients a1.

- $a_2 = \frac{v_0}{v} \left\{ \begin{array}{l} v_0: \text{dépend de la classe (1ere classe)} = 3.5 \\ v: \text{La largeur d'une voie} = 3.5 \text{ m} \end{array} \right.$

donc : $a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$

Pour notre projet :

	a1	a2	Lv	A(L)	A= A(L) × a1× a2× Lv(t/ml)
1 voie	1	1	3.5	1.141	1.141×1×1×3.5= 3.993(t/ml)
2 voies	1	1	7	1.141	1.141×1×1×7 = 7.986 (t/ml)

Tableau.4.4 : Évaluation des surcharges du système A(L).

3.1.2 Système B_C :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond des caractéristiques suivantes :

➤ On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système Bc prise en compte son multiplié par le coefficient **bc**.

	1 voie	2voie	3 voies
1 ^{ere} classe	1.20	1.10	0.95

Tableau 4.5: valeurs de coefficient bc

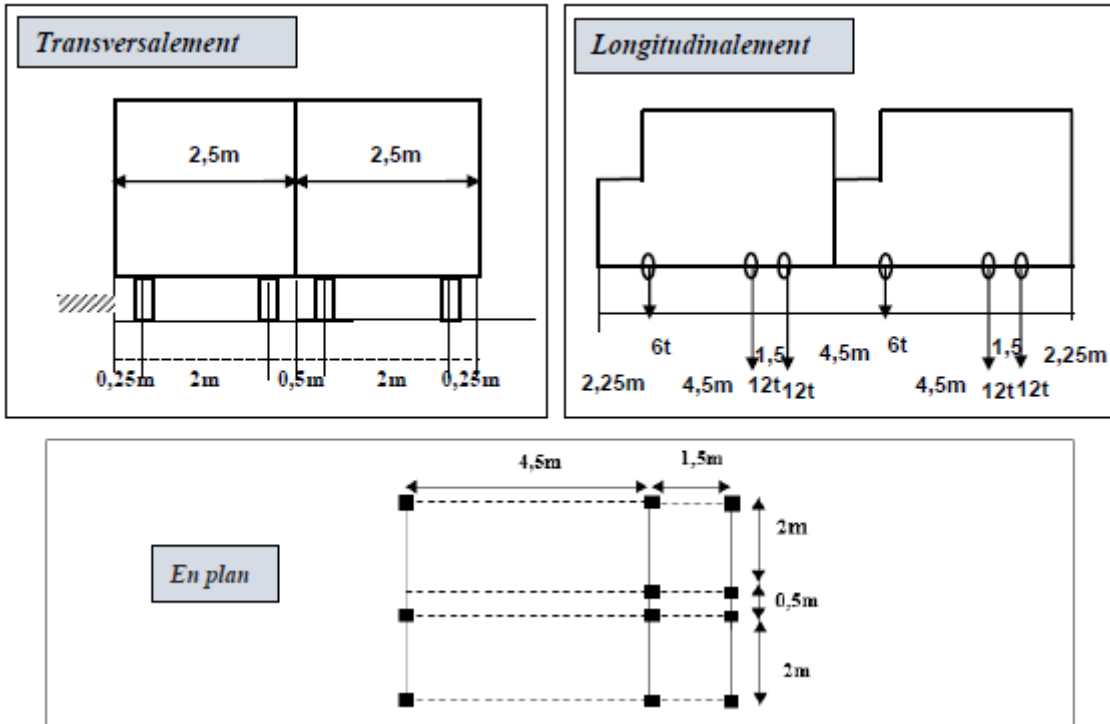


Figure.4.5 : schéma du système Bc.

➤ Les charges du système BC sont frappées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = **27.5 m**

G : charge permanente = **452.006t**

S : surcharges max : $S = 30 \times 2 \times 2 \times 1.1 = 132 \text{ t}$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 27.5} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{452.006}{132}} = 1.102$$

	bc	δ_c	Charge par essieu (t)	
1 voie	1.2	1.102	E avant	$6 \times 1.2 \times 1.102 = 7.93$
			E arrière	$12 \times 1.2 \times 1.102 = 15.86$
2 voies	1.1	1.102	E avant	$6 \times 2 \times 1.1 \times 1.102 = 14.54$
			E arrière	$12 \times 2 \times 1.1 \times 1.102 = 29.08$

Tableau 4.6: Charges de système Bc par essieu

3.1.3 Système Bt :

Un tandem du système Bt est applicable seulement sur les ponts de la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), chacun à deux roues simples, il répond aux caractéristiques suivantes :

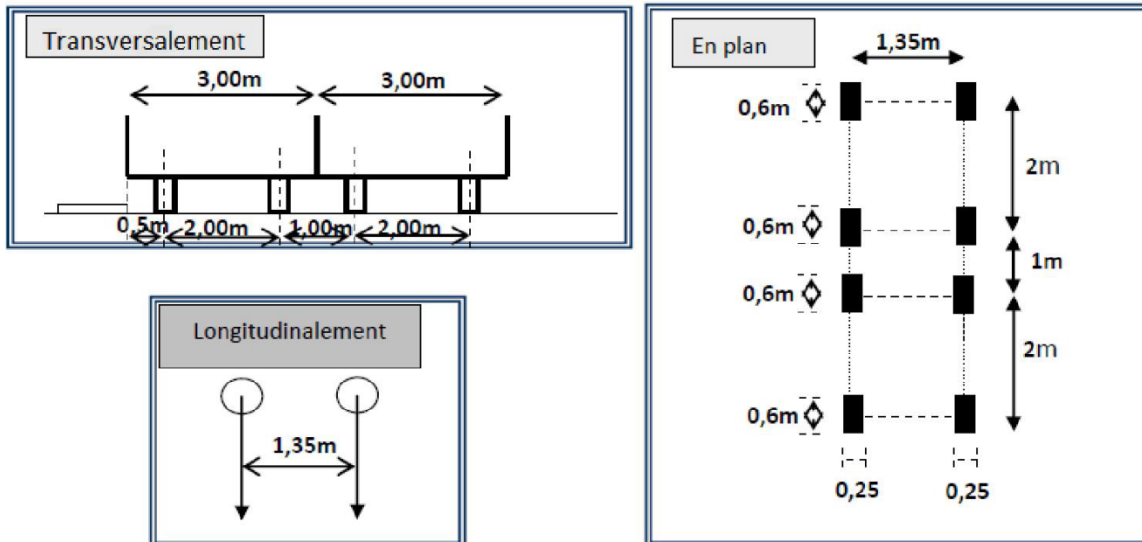


Figure.4.6 : Schéma du système Bt.

De même façon comme dans le système Bc , on a deux coefficients :

	1 ^{ère} Classe	2 ^{ème} Classe
bt	1.00	0.9

Tableau.4.7 : Coefficient bt

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = **27.5 m**

G : charge permanente = **452.006 t**

S : surcharges max : $S = Q \cdot bt = 32 \times 2 \times 1 = 64 \text{ t}$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 27.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{452.006}{64}} = 1.082$$

	Q(t)	bt	δ	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1.082	17.312
2 Tandems	64	1	1.082	34.624

Tableau 4.8 : charges de système Bt par essieu

3.1.4 Système militaire Mc 120 :

Les ponts doivent être calculés par supporter les véhicules de type Mc 120.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi peut être disposé.
- Dans le sens longitudinal : la limite entre entraxe de deux convois est de 36.6m.

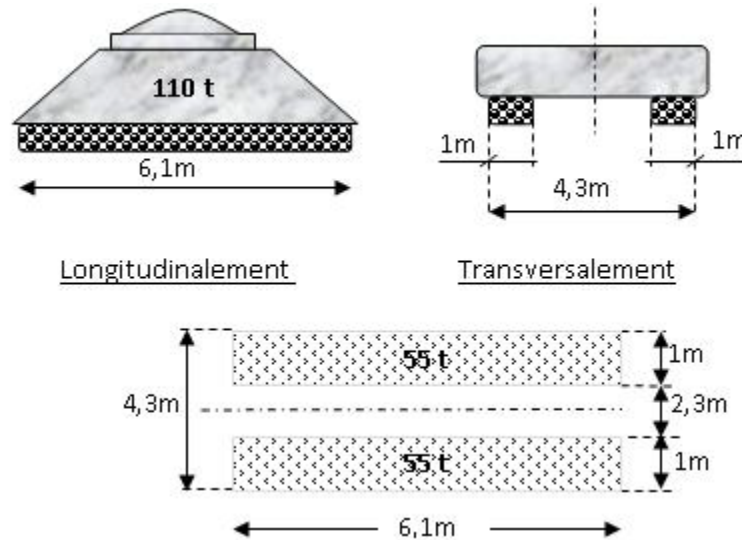


Figure.4.7 : Schéma du système Mc 120.

En plan

- Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{MC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = **27.5 m**

G : charge permanente = **452.006 t**

S : surcharges max = S = **110 t**

$$\delta_{MC} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 27.5} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{452.006}{110}} = \mathbf{1.096}$$

$$Q = 110 \times 1.096 = 120.56 \text{ t}$$

$$Q/m = \frac{120.56}{6.1} = \mathbf{19.76 \text{ t/ml}}$$

3.1.5 Surcharge sur trottoirs :

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 Kg/m² de façon à produire l'effet le plus défavorable.

- Pour un trottoir chargé : $p = 0.15 \times 1.5 = 0.225 \text{ t/ml}$
- Pour deux trottoirs chargés : $p = 2 \times 0.15 \times 1.5 = 0.45 \text{ t/ml}$

3.1.6 Convoi D240 :

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas multipliée d'un coefficient de majoration dynamique.

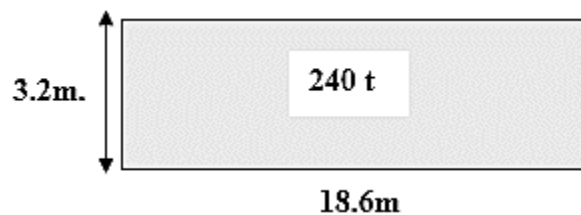


Figure.4.8 : Schéma du Convoi D240

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

3.2 Les effets horizontaux :

3.2.1 L'effet de freinage :

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

L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

$$F_H = F \cdot A(L)$$

$$\text{Avec : } F = \frac{1}{(20 + 0.0035 \cdot S)}$$

$S = L_c \cdot L$ (La surface chargée m²)

	A (L)	(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	3.993×27.5=109.81	3.5×27.5=96.25	0.0492	5.404
2 voies	7.986×27.5=219.61	7×27.5=192.5	0.0483	10.61

Tableau 4.9: Effort de freinage

Pour le système (Bc), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids :

$$F_H = 30 \text{ t.}$$

3.2.2 L'effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée, le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de (2000 N/m²)

3.2.3 L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles. Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles.

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

$F_{av} = 0,1G$ dans le sens vertical.

Dans notre cas :
$$\begin{cases} F_{ah} = 0,25 \times G = 0,25 \times 452.006 = \mathbf{113.001\ t} \\ F_{av} = 0,1 \times G = 0,1 \times 452.006 = \mathbf{45.20\ t} \end{cases}$$

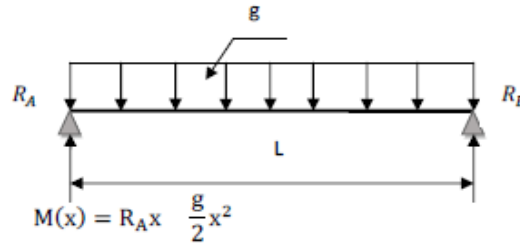
Chapitre 5
*Répartition longitudinale des
efforts*

1. Évaluation des efforts dans la poutre :

1.1. Les éléments de réduction dus au poids propre : Par la méthode de R.D.M

- Les réactions :

$$R_A = R_B = \frac{gL}{2}$$

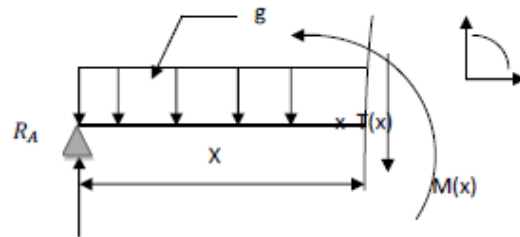


- Le moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - \frac{gx^2}{2}$$

- L'effort tranchant

$$T(x) = R_A - gx$$



Avec : **L = 27.5 m**

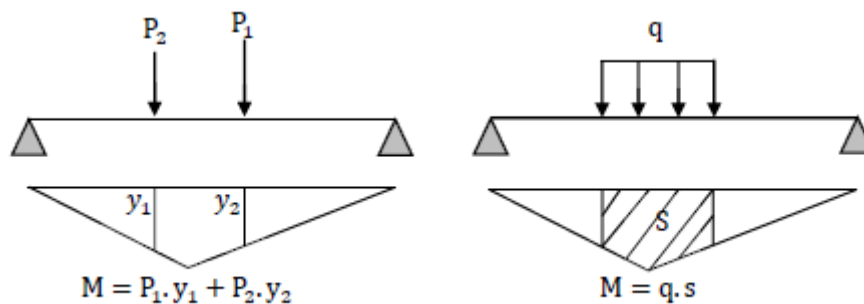
Poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)				T (t)		
		0.00L	0.00L	0.25L	0.5L	0.00L	0.25L	0.5L	
De rive	2.124	29.205	0	150.58	200.78	29.205	14.60	0	
Intermédiaire	1.605	22.068	0	113.786	151.712	22.068	11.033	0	
Cote de rive	1.596	21.94	0	113.12	150.80	21.94	10.967	0	

Tableau 5.1 :Éléments de réductions dus aux poids propre de chaque poutre

2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

2.1. La ligne d'influence :

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'unité se déplace sur la poutre.



2.2. Théorème de BARRE :

Cette méthode est utilisée dans le cas des charges concentrées mobiles 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 soient symétriques par rapport à l'axe de la poutre.

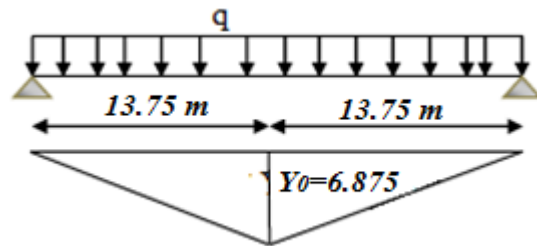
2.3. Moment fléchissant à $x=0,5L$:

2.3.1. Surcharge A(L) :

$$Y_0 = \frac{a \times b}{L} = \frac{13.75 \times 13.75}{27.5} = 6.875 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \left(\frac{13.75 \times 6.875}{2} \right) = 94.53 \text{ m}^2$$

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



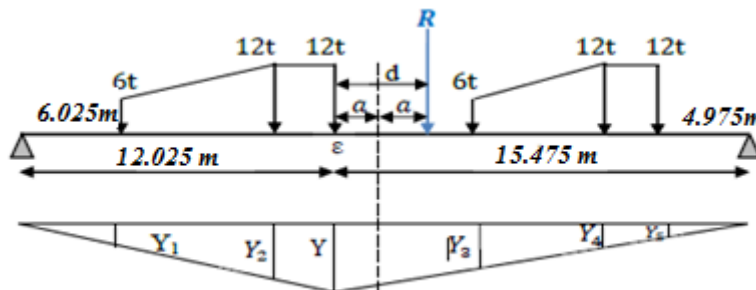
Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M (t.m)	M ₀ = $\frac{M}{9}$ (t.m)
1 voie	3.993	94.53	377.458	41.939
2 voies	7.986	94.53	754.916	83.879

Tableau 5.2: Moment fléchissant due à A(L), (X=0,5L)

2.3.2. Système Bc :

- Cas N°1 : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du **R = 60 t**.



$$X_R = \frac{[12(4.5 + 6 + 15 + 16.5) + 6(10.5)]}{60} = 9.45 \text{ m}$$

$$d = 9.45 - 6 = 3.45 \text{ m}$$

[CHAPITRE 05]

$$a = \frac{d}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{12.025 \times 15.475}{27.5} = 6.766 \text{ m}$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
6.766	3.39	5.922	4.798	2.831	2.175

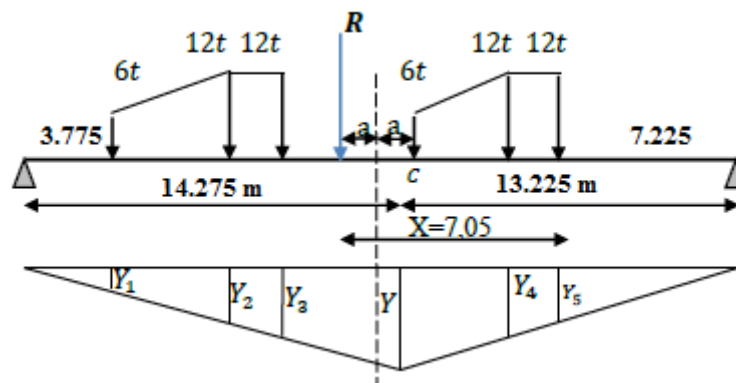
Essieux avant : ΣY_i avant = 8.188 m

Essieux arrière : ΣY_i arrière = 17.694 m

$$M_\varepsilon = [12(5.922 + 6.766 + 2.831 + 2.175) + 6(3.39 + 4.798)]$$

$$M_\varepsilon = 261.456 \text{ t.m}$$

- Cas N°2 : a résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :



$$X_R = 16.5 - 9.45 = 7.05 \text{ m}$$

$$d = 7.05 - 6 = 1.05 \text{ m}$$

$$a = \frac{d}{2} = 0.525 \text{ m}$$

$$Y = \frac{13.225 \times 14.275}{27.5} = 6.865 \text{ m}$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
6.865	1.815	3.979	4.701	4.529	3.75

Essieux avant : ΣY_i avant = 8.68 m

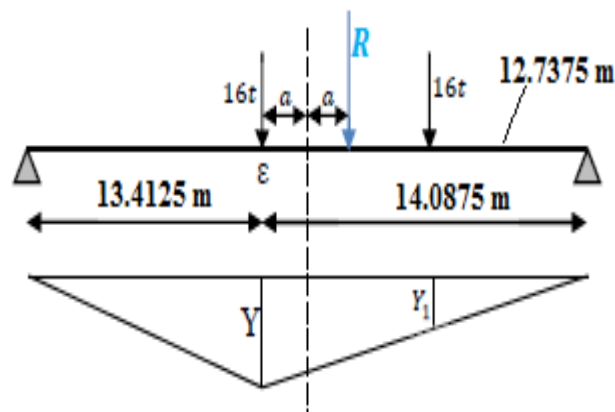
Essieux arrière : ΣY_i arrière = 16.959m

$$M_\varepsilon = [12(3.979 + 4.701 + 4.529 + 3.75) + 6(1.815 + 6.865)]$$

$$M_\varepsilon = 255.588 \text{ t.m}$$

261.456 t.m > 255.996 t.m \implies le 1^{ère} cas est l'effet le plus défavorable.

2.3.3. Système Bt :



$$d = \frac{1.35}{2} = 0.675 \text{ m}$$

$$a = \frac{d}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

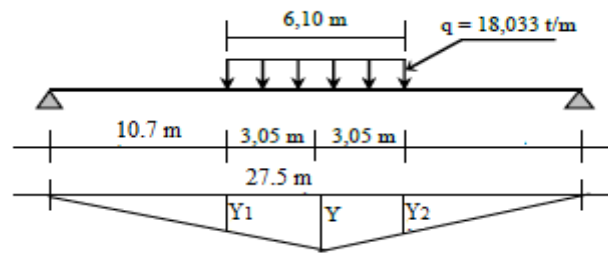
$$Y = \frac{13.4125 \times 14.0875}{27.5} = 6.871 \text{ m}$$

$$Y_1 = 6.212 \text{ m}$$

$$\Sigma Y_i = Y + Y_1 = 6.871 + 6.212 = 13.088 \text{ m}$$

$$M_\varepsilon = [16(6.871 + 6.212)]$$

$$M_\varepsilon = 209.328 \text{ t.m}$$

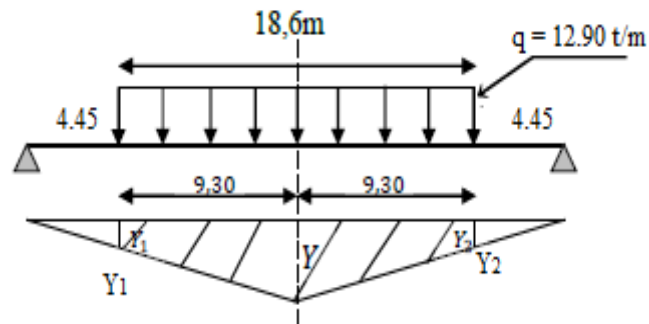
2.3.4. Système Mc₁₂₀ :

$$Y = \frac{13.75 \times 13.75}{27.53} = 6.875 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 5.35$$

$$S = 2 \times \left(\frac{6.875 + 5.35}{2} \right) \times 3.05 = 37.286 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times S = 18.033 \times 37.286 = \mathbf{672.378 \text{ t.m}}$$

2.3.5. Système D₂₄₀ :

$$Y = 6.875$$

$$Y_1 = Y_2 = 2.225 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \left(\frac{6.875 + 2.225}{2} \right) \times 9.30 = 84.63 \text{ m}^2$$

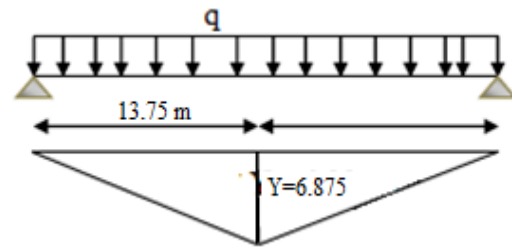
$$M_{\max} = q \times S = 12.90 \times 84.63 = \mathbf{1091.727 \text{ t.m}}$$

2.3.6. Surcharge sur trottoir :

$$Y_0 = \frac{a \times b}{L} = \frac{13.75 \times 13.75}{27.5} = 6.875 \text{ m}$$

$$S = 2 \times \left(\frac{13.75 \times 6.875}{2} \right) = 94.53 \text{ m}^2$$

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



Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M(t.m)	M ₀ = $\frac{M}{9}$ (t.m)
1 trottoir	0.225	94.53	20.796	2.310
2 trottoirs	0.45	94.53	41.593	4.621

Tableau 5.3: Moment fléchissant du à Surcharge sur trottoir

2.4. Moment fléchissant dus aux surcharges x =0,25L :

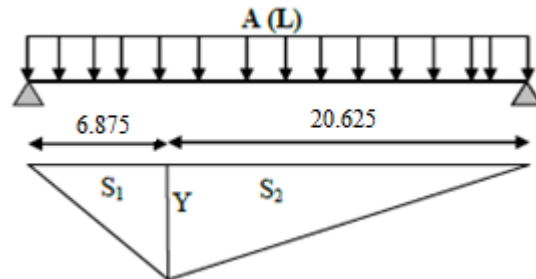
2.4.1. Surcharge A(L) :

$$Y = \frac{6.875 \times 20.625}{27.5} = 5.156 \text{ m}$$

$$S = \frac{6.875 \times 5.156}{2} + \frac{20.625 \times 5.156}{2}$$

$$S = 70.895 \text{ m}^2$$

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



Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M(t.m)	M ₀ = $\frac{M}{9}$ (t.m)
1 voie	3.993	70.895	283.083	31.453
2 voies	7.986	70.895	566.167	62.907

Tableau 5.4: Moment fléchissant due à A(L), (X=0,25L)

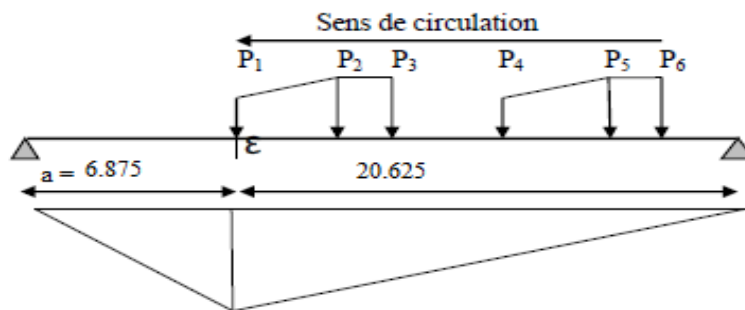
2.4.2. Système Bc :

Pour obtenir le moment maximum en C (a X=0,25L), on place la première charge en C et on vérifie les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} W_{L1} \geq \frac{Wa}{L} \\ W_{L2} \leq \frac{Wa}{L} \end{cases}$$

Avec :

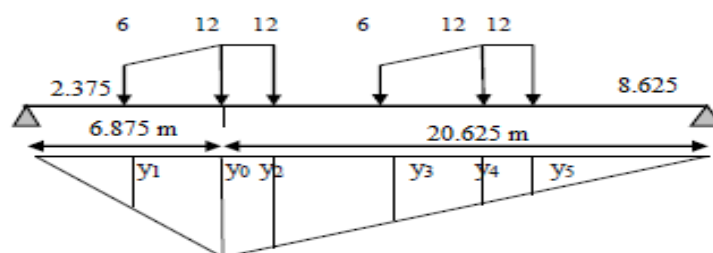
- a : l'abscisse du point C par rapport à l'appui gauche.
- W : le résultat des charges sur la poutre.
- W_{L1} : le résultat des charges appliquées à gauche de C en tenant compte la charge en C.
- W_{L2} : le résultat des charges appliquées à la gauche de C en ignorant la charge en C.



Force	W	$\frac{W \cdot a}{L}$	W_{L1}	Vérification	W_{L2}	Vérification
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	30	7.5	18	Oui	6	Oui
P6=12t	30	7.5	30	Oui	18	Non

Selon le tableau, on distingue deux cas qui vérifient les inégalités précédentes :

1^{er} cas : P2 sur c :



Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
5.156	1.781	4.781	3.656	2.531	2.156

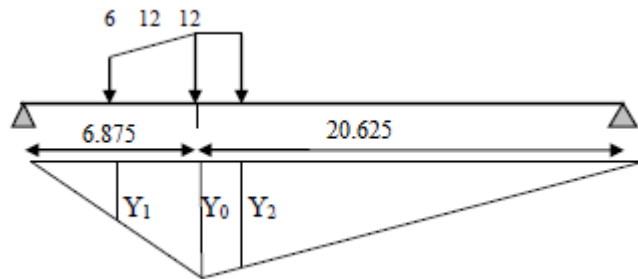
ΣY_i avant = 5.437 m

ΣY_i arrière = 14.624 m

$M_\epsilon = [12(5.156 + 4.781 + 2.531 + 2.156) + 6(1.781 + 3.656)]$

$M_\epsilon = 208.11 \text{ t. m}$

2^{ème} cas : P5 sur c :



Y_0	Y_1	Y_2
5.156	1.781	4.781

ΣY_i avant = 1.781 m

ΣY_i arrière = 9.937 m

$M_\epsilon = [12(5.156 + 4.781) + 6(1.781)]$

$M_\epsilon = 129.93 \text{ t. m}$

Donc on déduit que le 1^{er} cas est le cas le plus défavorable.

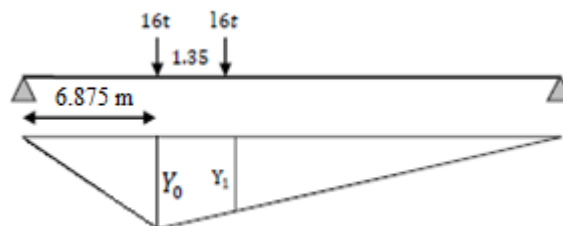
2.4.3. Système Bt :

$Y_0 = 5.156$

$Y_1 = 4.818$

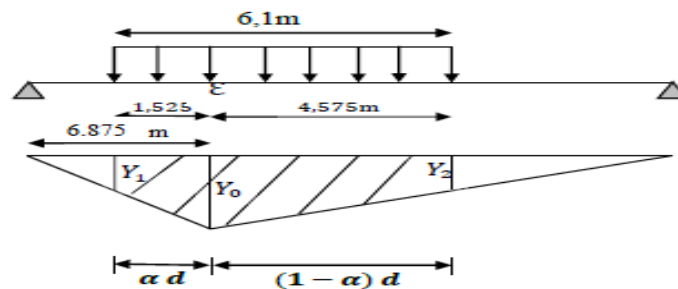
$\Sigma Y_i = 9.974$

$M_\epsilon = [16(5.156 + 4.818)]$



$$M_{\varepsilon} = 159.584 \text{ t.m}$$

2.4.4. Système Mc₁₂₀ :



$$a = \frac{6.875}{27.5} = 0.25$$

$$a \times 6.1 = 1.525 \text{ m}$$

$$(1 - a) \times 6.1 = 4.575 \text{ m}$$

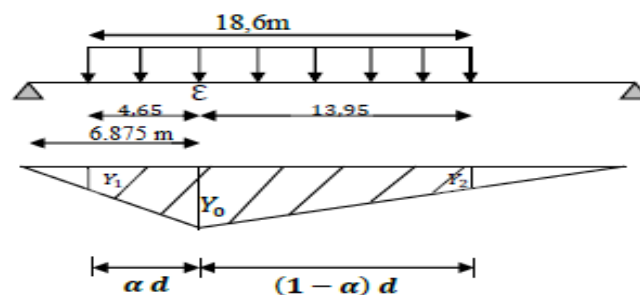
$$Y_0 = 5.156$$

$$Y_1 = Y_2 = 4.012$$

$$S = \left(\frac{5.156 + 4.012}{2} \times 1.525 \right) + \left(\frac{5.156 + 4.012}{2} \times 4.575 \right) = 27.9624 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times S = 18.033 \times 27.9624 = 504.246 \text{ t.m}$$

2.4.5. Système D₂₄₀ :



$$a = \frac{6.875}{27.5} = 0.25$$

$$a \times 18.6 = 4.65 \text{ m, donc : } (1 - a) \times 18.6 = 13.95 \text{ m}$$

$$Y_0 = 5.156$$

$$Y_1 = Y_2 = 1.668$$

[CHAPITRE 05]

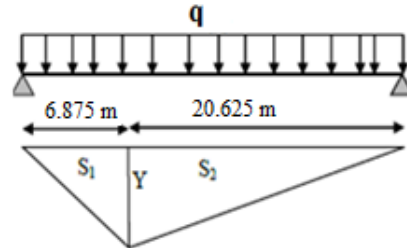
$$S = \left(\frac{5.156 + 1.668}{2} \times 4.65 \right) + \left(\frac{5.156 + 1.668}{2} \times 13.95 \right) = 63.4632 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times S = 12.90 \times 63.4632 = 818.675 \text{ t.m}$$

2.4.6. Surcharge sur trottoir :

$$Y = \frac{a \times b}{L} = \frac{6.875 \times 20.625}{27.5} = 5.156$$

$$S = \left(\frac{6.875 \times 5.162}{2} + \frac{20.625 \times 5.165}{2} \right) = 70.895 \text{ m}^2$$



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

Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M(t.m)	M ₀ = $\frac{M}{9}$ (t.m)
1 trottoir	0.225	70.895	15.951	1.772
2 trottoirs	0.45	70.895	31.902	3.544

Tableau 5.5: Moment fléchissant due à Surcharge sur trottoir (X=0,25L)

2.5. Tableaux récapitulatifs des moments fléchissant :

➤ Pour : X = 0,5L :

surcharge		Surcharge	M (t)	M ₀ (t)
A(L)	1 voie	3.993	377.458	41.939
	2 voies	7.986	754.916	83.879
Bc	1 file	Avant	7.93	64.93
		Arrière	15.86	280.626
	2 files	Avant	14.54	119.05
		Arrière	29.08	514.54
Bt	1 Tandem	17.312	226.58	25.17
	2 Tandems	34.624	453.16	50.35
Trottoirs	1 trottoir	0.225	20.796	2.310
	2 trottoirs	0.45	41.593	4.621
M _{c120}		19.76	672.378	74.708
D ₂₄₀		12.903	1091.727	121.303

Tableau 5.6: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges (X=0,5L)

➤ Pour : $X = 0,25L$:

surcharge		Surcharge	M (t.m)	M ₀ (t.m)	
A(L)	1 voie	3.993	283.077	31.453	
	2 voies	7.986	566.163	62.907	
Bc	1 file	Avant	7.93	43.11	4.79
		Arrière	15.86	231.93	25.77
	2 files	Avant	14.54	79.05	8.78
		Arrière	29.08	425.26	47.25
Bt	1 Tandem	17.312	172.66	19.185	
	2 Tandems	34.624	345.34	38.37	
Trottoirs	1 trottoir	0.225	15.948	1.772	
	2 trottoirs	0.45	31.896	3.544	
M _{c120}		19.76	504.246	56.027	
D ₂₄₀		12.903	818.675	90.963	

Tableau 5.7: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges ($X=0,25L$)

3. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges :

3.1 Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$

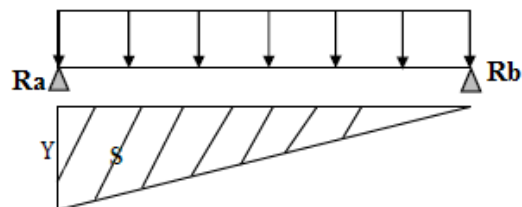
3.1.1 Surcharges A(L) et trottoirs :

$$T_{\max} = R_a = R_b = \frac{q \cdot L}{2}$$

➤ Une voie chargée :

$$Y = 1 \text{ m}$$

$$S = 13.765 \text{ m}^2$$

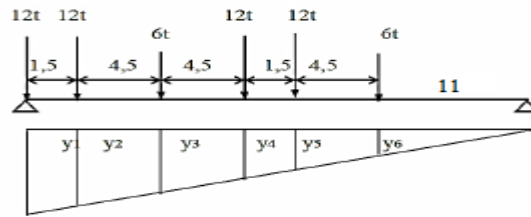


➤ Deux voies chargées :

$$Y = 1 \text{ m}$$

$$S = 13.765 \text{ m}^2$$

3.1.2 Surcharge du type Bc :

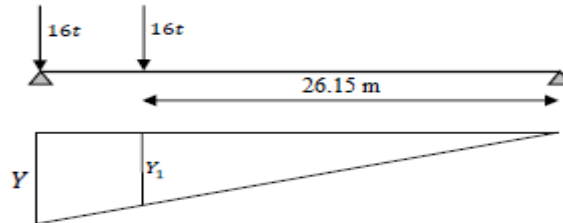


$Y_1=1$	$Y_2=0.945$	$Y_3=0.782$	$Y_4=0.618$	$Y_5=0.564$	$Y_6=0.400$
---------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

$\Sigma Y_i \text{ avant} = 1.182 \text{ m}$

$\Sigma Y_i \text{ arrière} = 3.127 \text{ m}$

3.1.3 Surcharge du type Bt :

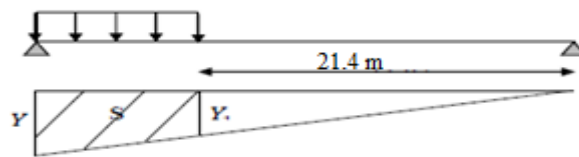


$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0.950 \text{ m.}$

$\Sigma Y_i = 1,950 \text{ m.}$

3.1.4 Surcharge du type Mc₁₂₀ :

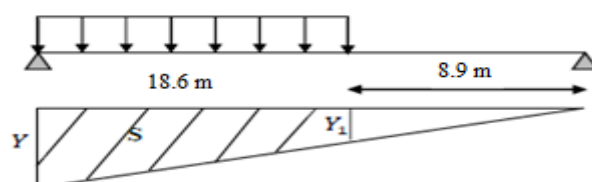


$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,778 \text{ m.}$

$S = 5.42 \text{ m}^2$

3.1.5 Surcharge du type D₂₄₀ :



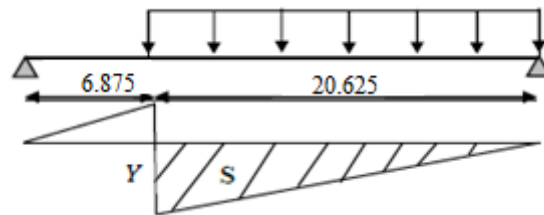
$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,324 \text{ m.}$

$S = 12.31 \text{ m}^2$

3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$

3.2.1 Surcharges A(L) :



➤ **Une voie chargée :**

$Y = 0.75 \text{ m}$

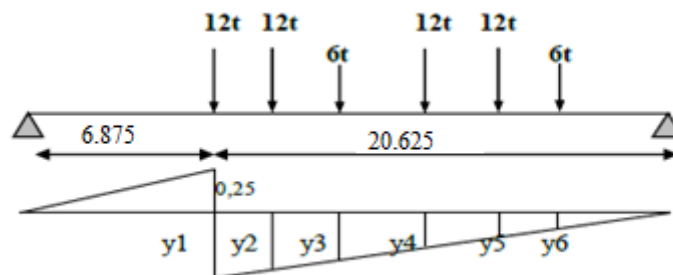
$S = 7.743 \text{ m}^2$

➤ **Deux voies chargées :**

$Y = 0.75 \text{ m}$

$S = 7.743 \text{ m}^2$

3.2.2 Surcharge du type Bc :

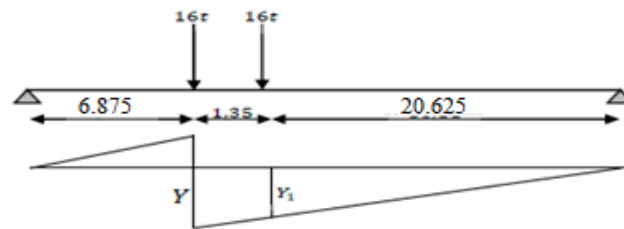


$Y_1 = 0.75$	$Y_2 = 0.695$	$Y_3 = 0.532$	$Y_4 = 0.368$	$Y_5 = 0.314$	$Y_6 = 0.15$
--------------	---------------	---------------	---------------	---------------	--------------

$\Sigma Y_i \text{ avant} = 0.682 \text{ m}$

$\Sigma Y_i \text{ arrière} = 2.127 \text{ m}$

3.2.3 Surcharge du type Bt :

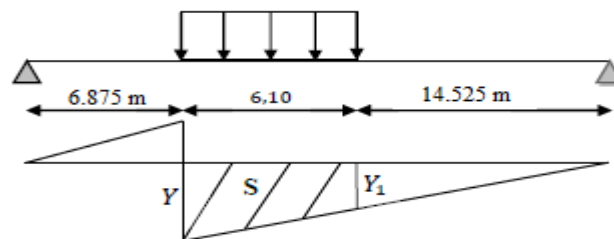


$$Y_0 = 0.75 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 0.700 \text{ m.}$$

$$\Sigma Y_i = 1,45 \text{ m.}$$

3.2.4 Surcharge du type Mc₁₂₀ :

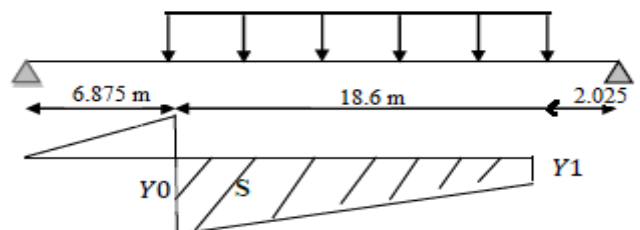


$$Y_0 = 0.75 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 0.528 \text{ m.}$$

$$S = 3.897 \text{ m}^2$$

3.2.5 Surcharge du type D₂₄₀ :



$$Y_0 = 0.75 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 0.074 \text{ m.}$$

$$S = 7.663 \text{ m}^2$$

3.3 Tableaux récapitulatifs des efforts tranchants :

➤ Pour : $X = 0,00L$:

surcharge		Surcharge	T (t)	T ₀ (t)	
A(L)	1 voie		3.993	54.963	6.107
	2 voies		7.986	109.926	12.214
Bc	1 file	Avant	7.93	9.373	1.041
		Arrière	15.86	49.59	5.510
	2 files	Avant	14.54	17.186	1.909
		Arrière	29.08	90.933	10.103
Bt	1 Tandem		17.312	33.758	3.751
	2 Tandems		34.624	67.51	7.502
Trottoirs	1 trottoir		0.225	3.097	0.344
	2 trottoirs		0.45	6.194	0.688
M _{c120}			19.76	107.099	11.899
D ₂₄₀			12.903	158.836	17.648

Tableau 5.8 : Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. ($X = 0,00L$)➤ Pour : $X = 0,25L$:

surcharge		Surcharge	T (t)	T ₀ (t)	
A(L)	1 voie		3.993	30.917	3.435
	2 voies		7.986	61.835	6.870
Bc	1 file	Avant	7.93	5.406	0.601
		Arrière	15.86	33.734	3.748
	2 files	Avant	14.54	9.916	1.101
		Arrière	29.08	61.853	6.872
Bt	1 Tandem		17.312	25.10	2.789
	2 Tandems		34.624	50.204	5.578
Trottoirs	1 trottoir		0.225	1.742	0.193
	2 trottoirs		0.45	3.484	0.387
M _{c120}			19.76	77.004	8.556
D ₂₄₀			12.903	98.875	10.986

Tableau 5.9: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. ($X = 0,25L$)

Chapitre 6

*Répartition
Transversale des efforts*

1. Introduction et choix de la méthode :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise.

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement r qui est définie par la formule suivante :

$$r = \frac{n a^4}{2 L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

- Si $r < 0,3$ La méthode de **J.Courbon**.
- Si $r > 0,3$ La méthode de **Guyon-Massonnet**.

Avec :

- n : le nombre des poutres.
- L : portée des poutres.
- a : l'entre axe des poutres.
- I_p : moment d'inertie de la poutre
- I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

1.1. Calcul de I_E :

Dans notre cas la dalle jouera le rôle d'entretoise, on prend une bande de 1 m de largeur et 0.20 m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,667 \text{ cm}^4$$

1.2. Calcul de I_p moment d'inertie équivalent d'une poutre :

Les poutres sont à inerties variables, donc on doit calculer le moment d'inertie équivalent par la formule suivante :

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

- I_0 : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis.
- I_m : Moment d'inertie de la section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 16331674.94 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 14277520.38 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 16331674.94 + (14277520.38 - 16331674.94) \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 14588054.4 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} n = 9 \\ a = 1.08 \text{ m} \\ L = 27.5 \text{ m} \end{cases} \implies r = 0.679$$

$r = 0.679 > 0,3$ donc on utilise La méthode de **Guyon-Massonnet**

2. Méthode de Guyon Massonnet :

2.1. Paramètres de calcul :

2.1.1. La largeur active du pont :

$$2b = n \times a$$

Avec : $n=9$ et $a = 1.08 \text{ m}$, Donc : $b = 4.86 \text{ m}$

A- Positions actives des poutres :

$$b = 4.86 \text{ m} \rightarrow 1$$

$$a = 1,08\text{m} \rightarrow x$$

$$\rightarrow x = \frac{1.08 \times 1}{4.86} = 0.222$$

On obtient le tableau suivant :

poutre	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Position	-0.888	-0.666	-0.444	-0.222	0	0.222	0.444	0.666	0.888

B- Rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur :

$$\rho_P = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{14588054.4 \times E}{108} = 135074.5778E$$

C- Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{66666,667 \times E}{100} = 666.6667E$$

D- Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_D}} \rightarrow \theta = 0.666$$

E- Rigidité torsionnelle des poutres :

$$C_P = \frac{G}{3} \left(\sum b_i h_i^3 + \frac{a h^3}{2} \right) \text{ Avec : } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

- h:Épaisseur de la dalle.
- b_i: le plus grand coté.

- h_i : la plus petite coté.
- G : module de déformation transversale du béton. $\nu=0.2$ coefficient de poisson

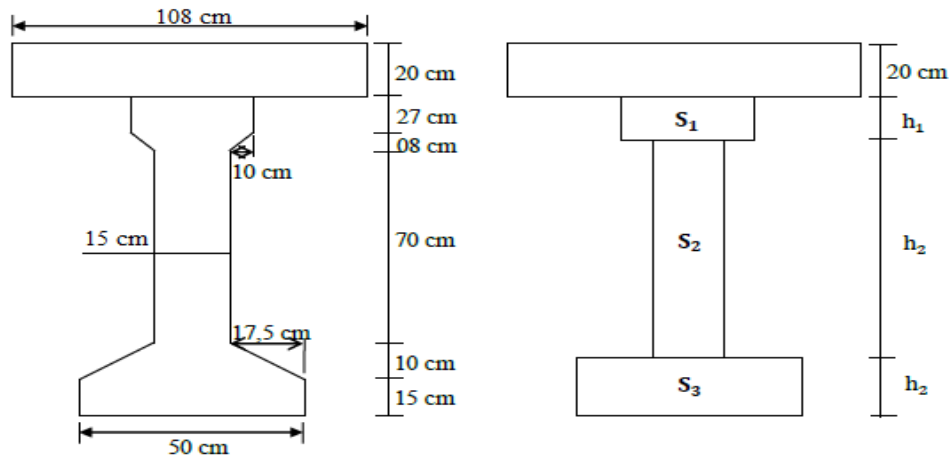


Figure 6.1 : Section homogénéisée.

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre avec hourdis :

- $S_1 = 1145 \text{ cm}^2$.
- $S_2 = 1050 \text{ cm}^2$.
- $S_3 = 1075 \text{ cm}^2$.
- $h_1 = \frac{S_1}{35} = 32,71 \text{ cm}$
- $h_2 = \frac{S_2}{15} = 70 \text{ cm}$
- $h_3 = \frac{S_3}{50} = 21,5 \text{ cm}$

$$C_p = \frac{E}{3 \times 2.4} \left[35 \times 32,71^3 + 70 \times 15^3 + 50 \times 21,5^3 + \frac{108 \times 20^3}{2} \right]$$

$$C_p = 331957.535E$$

F- La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = \frac{331957.535E}{108} = 3073.6808$$

G- La rigidité torsionnelle de la dalle :

$$C_D = 2GI_E = 2 \times \frac{E}{2.4} \times 66666,667 = 55555,556E$$

H- La rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$\gamma_D = \frac{C_D}{100} = \frac{55555,556E}{100} = 555.555E$$

I- Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times (\sqrt{\rho_p \cdot \rho_D})} = \frac{E(3073.6808 + 555.555)}{2E \times (\sqrt{135074.5778 \times 666.6667})} = 0.191$$

3. Calcul des moments fléchissant :**3.1. Coefficient de répartition transversale K :**

Il dépend :

- Du paramètre de l'entretoisement θ
- Du paramètre de torsion α
- 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.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad \implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad \implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

$$\beta = e^{\left[\frac{0.065 - \theta}{0.663} \right]}$$

Avec

- K_0 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 0$
- K_1 : valeur de κ correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculée ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues on peut aussi faire une interpolation

3.2. Calcul de K_{moy} :

Après avoir tracé les lignes d'influences pour chaque poutre, on dispose les surcharges de façon à obtenir la plus grande valeur de K .

$$\text{➤ Pour les surcharges concentrées : } K_{moy} = \frac{\sum p_i \cdot K_i}{\sum p_i} = \frac{\sum K_i}{n}$$

$$\text{➤ Pour les surcharges concentrées : } K_{moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

La surface est calculée par la méthode des trapèzes.

3.3. Calcul du moment fléchissant :

Une fois qu'on aura déterminé :

- K_α Puis $K_{\alpha_{moy}}$

- M_0 : (moment longitudinal moyen par le théorème de Barré).
- On calcule $M = K\alpha_{\text{moy}} \times M_0$

$$\beta = 1 - e^{\left[\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right]} = 0.596$$

❖ Tableaux des 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 6.1: Valeurs de k_0 pour $\Theta=0.65$

$\Theta=0.70$	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	-0,5733	-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 6.2: Valeurs de k_0 pour $\Theta=0.70$

À Partir des deux tableaux de k_0 correspondant à $\Theta=0.65$ et $\Theta=0.70$ par interpolation par la formule suivante :

$$0.65 \quad \Rightarrow \quad K_0(\theta=0.65)$$

$$0.666 \quad \Rightarrow \quad K_0(\theta=0.666)$$

$$0.70 \quad \Rightarrow \quad K_0(\theta=0.70)$$

$$\Rightarrow K_0(\theta = 0.666) = 0.32K_0(\theta = 0.70) + 0.68K_0(\theta = 0.65)$$

$\Theta=0.666$	Alfa=0=> K0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1276	0,598	1,0541	1,4382	1,6136	1,4382	1,0541	0,5980	0,1276
b/4	-0,300	0,1454	0,5965	1,0450	1,4382	1,6455	1,5297	1,2363	0,8978
b/2	-0,5177	-0,1711	0,1917	0,596	1,0541	1,5297	1,9089	2,0630	2,1249
3b/4	-0,6333	-0,4140	-0,1711	0,14547	0,5980	1,2363	2,0630	2,985	3,8551
b	-0,7195	-0,6333	-0,5177	-0,3005	0,1276	0,8972	2,1249	3,855	5,9658

Tableau 6.3: Valeurs de k_0 pour $\Theta=0.666$ ❖ Tableaux des K_1 :

$\Theta=0.65$	Alfa=1=> 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 6.4: Valeurs de k_1 pour $\Theta=0.65$

$\Theta=0.70$	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 6.5: Valeurs de k_1 pour $\Theta=0.70$

$$\rightarrow K_1(\theta = 0.666) = 0.32K_1(\theta = 0.70) + 0.68K_1(\theta = 0.65)$$

Θ=0.666	Alfa=1=> K1								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	0,73554	0,85019	0,995156	1,1554	1,24613	1,155408	0,99515	0,85019	0,7355
b/4	0,5135	0,6194	0,7607	0,9475	1,1554	1,2974	1,2614	0,8369	1,0588
b/2	0,3669	0,4580	0,5828	0,7607	0,9951	1,2614	1,4743	1,5222	1,5024
3b/4	0,2718	0,3495	0,4580	0,6194	0,8501	1,1569	1,5222	1,8701	2,0988
b	0,2046	0,2718	0,3669	0,5135	0,7355	1,0588	1,5087	2,0981	2,7998

Tableau 6.6: Valeurs de k_1 pour $\Theta=0.666$

❖ Tableau des k_α :

On a : $0.1 \leq \theta \leq 1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$ avec : $\alpha = 0,191$ et $\beta = 0.596$

Donc : $K_\alpha = K_0 + 0,6372(K_1 - K_0)$

$K_\alpha = 0,627K_0 + 0,372K_1$

Θ=0.666	Kα								
	y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
0	0,35430	0,6920	1,032182	1,332797	1,476663	1,33279	1,03218	0,69202	0,35430
b/4	0,002941	0,32216	0,657761	1,008675	1,332797	1,51574	1,42974	1,08743	0,95748
b/2	-0,1879	0,06343	0,337554	0,657761	1,032182	1,42974	1,74687	1,8613	1,8952
3b/4	-0,2959	-0,1293	0,063434	0,322160	0,692029	1,20673	1,86139	2,5697	3,2001
b	-0,37496	-0,2959	-0,18791	0,002941	0,354300	0,95748	1,89522	3,2001	4,7855

Tableau 6.7: Valeurs de K_α pour $\Theta=0.666$

3.3.1. Calcul du coefficient de répartition k_α pour les poutres :

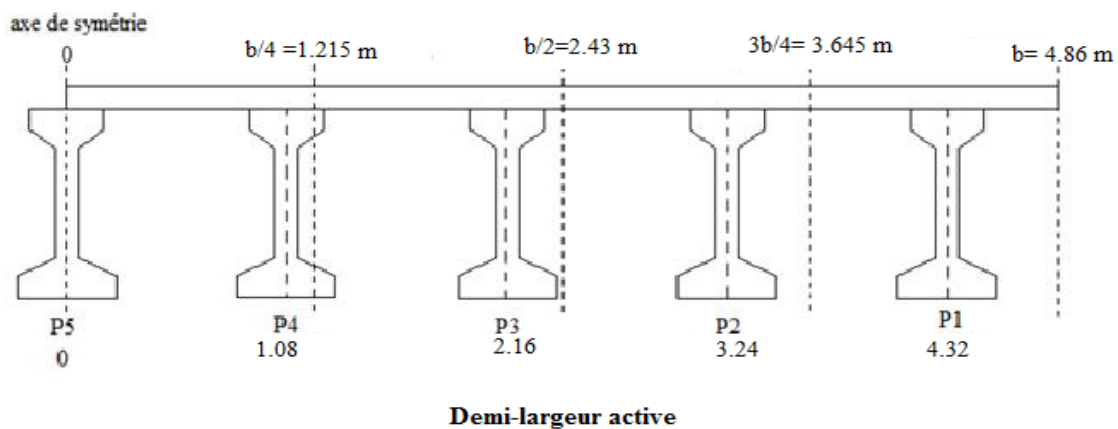


Figure.6.2 : La position des poutres

▪ **La poutre 05:** $Y=0$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P5	0.35430	0.69202	1.03218	1.33279	1.47666	1.33279	1.03218	0.69202	0.35430

▪ **La poutre 04 :** $y = 1,08 \text{ m} \rightarrow (0 \leq y \leq b/4)$

$$y_1 = 0 \rightarrow K\alpha_1 (y_1)$$

$$y = 1,08 \rightarrow K\alpha(y)$$

$$y_2 = 1,215 \rightarrow K\alpha_2 = (y_2)$$

$$K\alpha(y) = 0,11 K\alpha_1 + 0,89 K\alpha_2$$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P4	0,04159	0,36284	0,69894	1,04432	1,34862	1,49561	1,38601	1,04394	0,89113

▪ **La poutre 03:** $y = 2,16 \text{ m} \rightarrow (b/4 \leq y \leq b/2)$

$$y_1 = 1,215 \rightarrow K\alpha_1 (y_1)$$

$$y = 2,16 \rightarrow K\alpha(y)$$

$$y_2 = 2,43 \rightarrow K\alpha_2(y_2)$$

$$K\alpha(y) = 0,22 K\alpha_1 + 0,78 K\alpha_2$$

Donc :

$k\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P3	-0,1459	0,12035	0,40799	0,73496	1,09831	1,44866	1,67710	1,69112	1,68899

▪ **La poutre 02 :** $y = 3,24 \text{ m} \rightarrow (b/2 \leq y \leq 3b/4)$

$$y_1 = 2,43 K\alpha_1 (y_1)$$

$$y = 3,24 K\alpha(y)$$

$$y_2 = 3,645 K\alpha_2 (y_2)$$

$$K\alpha(y) = 0,33 K\alpha_1 + 0,67 K\alpha_2$$

Donc :

k_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₂	-0,2602	-0,0657	0,15389	0,43290	0,80427	1,28032	1,8236	2,3360	2,7695

- **La poutre 01** : $y = 4,32 \text{ m} \rightarrow (3b/4 \leq y \leq b)$

$$y_1 = 3.645 K\alpha_1 (y_1)$$

$$y = 4.32 K\alpha(y)$$

$$y_2 = 4.86 K\alpha_2 (y_2)$$

$$K\alpha(y) = 0,44 K\alpha_1 + 0,56 K\alpha_2$$

Donc :

k_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	-0,3401	-0,2226	-0,0773	0,14339	0,50290	1,06715	1,88033	2,92277	4,08794

- **Tableau récapitulatif de k_α des poutres :**

k_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	-0.3401	-0.2226	-0.0773	0.1433	0.5029	1.0671	1.8803	2.9227	4.0879
P ₂	-0.2602	-0.0657	0.1538	0.4329	0.8042	1.2803	1.8236	2.3360	2.7695
P ₃	-0.1459	0.1203	0.4079	0.7349	1.0983	1.4486	1.6771	1.6911	1.6889
P ₄	0.0415	0.3628	0.6989	1.0443	1.3486	1.4956	1.38608	1.0439	0.8911
P ₅	0.3533	0.6922	1.0328	1.3329	1.4766	1.3327	1.0322	0.6920	0.3543

Tableau 6.8.: Récapitulatif de k_α des poutres.

3.3.2 Moments fléchissant pour chaque poutre :

Les moments fléchissant pour chaque poutre sont donnés dans les tableaux suivants :

▪ À 0.25L

Système		$M_0 = \frac{M}{9}$	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel
A(l)	1Voie	31.453	1.499	47.14	1.527	48.03	1.499	47.14	1.371	43.12	1.167	36.70
	2voies	62.907	0.789	49.63	0.930	58.50	1.051	66.11	1.128	70.96	1.167	73.41
Bc	1 File	30.56	1.837	56.13	1.732	52.93	1.571	48.01	1.393	42.57	1.358	41.50
	2Files	56.03	1.165	65.27	1.247	69.87	1.295	72.56	1.280	71.72	1.261	70.65
Bt	1Tand	19.185	1.668	32	1.63	31.27	1.535	29.44	1.393	26.72	1.358	26.05
	2Tand	38.37	0.96	36.83	1.079	41.40	1.173	45.01	1.216	46.65	1.215	46.62
Mc ₁₂₀		56.027	0.965	54.06	1.159	64.93	1.317	73.78	1.385	77.59	1.321	74.01
D ₂₄₀		90.963	0.577	52.48	0.841	76.50	1.092	99.33	1.291	117.4	1.375	125.0
Tro	1Trot	1.772	3.436	6.088	2.526	4.47	1.69	2.99	0.977	1.73	0.543	0.96
	2Trot	3.554	1.581	5.618	1.187	4.21	0.843	2.99	0.599	2.13	0.543	1.93

Tableau 6.9 : valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.25L$

▪ À 0.5L

Système		$M_0 = \frac{M}{9}$	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel	Kamoy	Mréel
A(l)	1Voie	41,939	1.499	62.86	1.527	64.04	1.499	62.86	1.371	57.49	1.167	48.94
	2voies	83,89	0.789	66.18	0.930	78.02	1.051	88.17	1.128	94.63	1.167	97.90
Bc	1 File	38,394	1.837	70.52	1.732	66.49	1.571	60.31	1.393	53.48	1.358	52.14
	2Files	70,39	1.165	82.00	1.247	87.77	1.295	91.15	1.280	90.09	1.261	88.76
Bt	1Tand	25.17	1.668	41.98	1.63	41.02	1.535	38.63	1.393	35.06	1.358	34.18
	2Tand	50.35	0.96	48.33	1.079	54.32	1.173	59.06	1.216	61.22	1.215	61.17
Mc ₁₂₀		74,708	0.965	72.09	1.159	86.58	1.317	98.39	1.385	103.4	1.321	98.68
D ₂₄₀		121,30	0.577	69.99	0.841	102.0	1.092	132.4	1.291	156.5	1.375	166.7
Tro	1Trot	2,310	3.436	7.93	2.526	5.83	1.69	3.90	0.977	2.25	0.543	1.25
	2Trot	4,621	1.581	7.30	1.187	5.48	0.843	3.88	0.599	2.76	0.543	2.51

Tableau 6.10 : valeurs des moments dans les différentes poutres à $x = 0.5L$

Les valeurs des moments sous l'effet des charges permanentes dans chaque poutre :

Pos	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
M(t.m)	150.58	200.78	113.12	150.80	113.78	151.71	113.78	151.71	113.786	151.7

Tableau 6.11 : Valeurs des moments sous les charges permanentes

3.4. Moments combinés dans chaque poutre :

3.4.1. E.L.U :

M (E.L.U)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
1,35G+1,6(AL) +tr)	292.43	389.63	253.46	337.74	264.17	352.12	270.55	360.63	274.15	365.46
1,35G+1,6(Bc +tr)	317.45	414.941	271.66	353.34	274.49	356.89	271.77	353.37	269.73	350.84
1,35G+1,6(Bt +tr)	271.95	361.069	226.11	299.82	230.411	305.54	231.66	307.18	231.29	306.69
1,35(G+Mc120)	300.60	368.37	240.36	320.463	253.21	337.63	258.35	344.49	253.52	338.03
1,35(G+D240)	297.76	365.54	255.98	341.29	287.71	383.63	312.14	416.20	322.45	429.96

Tableau 6.12 : Moments dans chaque poutre à l'ELU

3.4.2. E.L.S :

M (E.L.S)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2(A(L)+tr)	217.44	289.71	188.68	251.42	196.70	262.19	201.49	268.58	204.19	242.12
G+1,2(Bc +tr)	236.21	308.696	202.32	263.12	204.44	265.77	202.40	263.13	200.88	238.81
G+1,2(Bt +tr)	202.08	268.29	168.16	222.98	171.38	227.26	172.322	228.48	172.04	227.43
G+Mc120	204.64	272.87	178.05	237.38	187.56	250.1	191.37	255.18	187.79	250.39
G+D240	203.06	270.77	189.62	252.81	213.11	284.17	231.21	308.30	238.85	318.49

Tableau 6.13: Moments dans chaque poutre à l'ELS

4. Calcul des efforts tranchant :

4.1 Détermination du coefficient de répartition transversale ε_α :

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient K_α sauf que ε_α est obtenu par les formules suivantes :

$$\text{Si } |Y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \implies \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \alpha$$

$$\text{Si } |Y| + |e| > \frac{3b}{4} \implies \varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$$

4.2 Efforts tranchant réels :

$$T_{reel} = \varepsilon_{amoy} T_0 \quad \text{Avec : } T_0 = \frac{T_{Total}}{9}$$

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

❖ Tableaux des valeurs de ε_0 : $\Theta=0.666$

$\Theta=0.60$	ε_0								
	-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	-0,161	-0,1243	-0,0834	-0,0288	0,0533	0,1775	0,3558	0,5908	0,8671

Tableau 6.14: Valeurs de ε_0 pour $\Theta=0.60$

$\Theta=0.70$	ε_0								
	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0034	0,087	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	0,3243
b/2	-0,0814	-0,028	0,0286	0,0933	0,1684	0,2475	0,3086	0,3271	0,3282
3b/4	-0,0887	-0,0604	-0,028	0,0174	0,087	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 6.15: Valeurs de ε_0 pour $\Theta=0.70$

On calcul de ε_0 pour $\Theta=0.666$ par interpolation par la formule suivante :

$$0.60 \implies \varepsilon_0 (\theta=0.65)$$

$$0.666 \Rightarrow \varepsilon_0 (\theta=0.666)$$

$$0.70 \Rightarrow \varepsilon_0 (\theta=0.70)$$

$$\triangleright \varepsilon_0(\theta = 0.666) = 0.66\varepsilon_0(\theta = 0.70) + 0.34\varepsilon_0(\theta = 0.60)$$

$\Theta=0.6$	ε_0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,02036	0,09512	0,16768	0,2289	0,25705	0,228928	0,16768	0,1966	0,02036
b/4	-0,0474	0,0231	0,0946	0,16606	0,2289	0,2622	0,2437	0,1966	0,2743
b/2	-0,0820	-0,0272	0,0303	0,0946	0,1676	0,2437	0,3041	0,3283	0,3375
3b/4	-0,1008	-0,0658	-0,0272	0,0231	0,0951	0,1966	0,3283	0,4752	0,6135
b	-0,1149	-0,1008	-0,082	-0,047	0,0203	0,1423	0,3375	0,6135	0,9509

Tableau 6.16 : Valeurs de ε_0 pour $\Theta=0.666$ ❖ Tableaux des ε_1 :

$\Theta=0.60$	ε_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,066	0,0978	0,1419	0,2114	0,3237	0,2114	0,1419	0,0978	0,066
b/4	0,046	0,0659	0,0958	0,1411	0,2136	0,3295	0,22	0,1508	0,1009
b/2	0,0365	0,0512	0,0714	0,1027	0,1519	0,2288	0,348	0,2379	0,1586
3b/4	0,0352	0,047	0,0632	0,0875	0,1246	0,18	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 6.17: Valeurs de ε_1 pour $\Theta=0.60$

$\Theta=0.70$	ε_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 6.18: Valeurs de ε_1 pour $\Theta=0.70$

➤ $\epsilon_1(\theta = 0.666) = 0.66\epsilon_1(\theta = 0.70) + 0.34\epsilon_1(\theta = 0.60)$

$\Theta=0.666$	ϵ_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,05834	0,0902	0,13724	0,236084	0,35175	0,236084	0,137214	0,09021	0,058344
b/4	0,03828	0,05778	0,08722	0,13574	0,21828	0,35774	0,22567	0,1475	0,09456
b/2	0,02878	0,04202	0,0615	0,09332	0,14642	0,23408	0,37796	0,24621	0,15721
3b/4	0,02718	0,03764	0,05272	0,07694	0,11558	0,17637	0,27066	0,41456	0,26416
b	0,03295	0,0436	0,05864	0,08183	0,11708	0,16832	0,23972	0,33378	0,4457

Tableau 6.19: Valeurs de ϵ_1 pour $\Theta=0.666$

❖ Les valeurs de ϵ_α :

Si $|Y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \implies \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha$

Si $|Y| + |e| > \frac{3b}{4} \implies \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$

$\Theta=0.666$	ϵ_α								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,03696	0,09418	0,16186	0,2302	0,2751	0,2302	0,1618	0,0941	0,0369
b/4	-0,0103	0,03823	0,09327	0,16027	0,2268	0,2804	0,2402	0,1752	0,19580
b/2	-0,0336	0,00347	0,04395	0,0944	0,1636	0,2418	0,3364	0,2924	0,2587
3b/4	-0,0448	-0,0206	0,00773	0,0466	0,099	0,1877	0,3031	0,4487	0,4608
b	-0,0503	-0,03769	-0,02058	0,0090	0,0626	0,1537	0,2948	0,4912	0,7301

Tableau 6.20: Valeurs de ϵ_α pour $\Theta=0.666$

4.2.1 Calcul du coefficient de répartition ϵ_α pour les poutres :

- La poutre 05 : $Y=0$

Donc :

k_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P5	0,03696	0,09414	0,16186	0,23029	0,27513	0,23029	0,16186	0,09487	0,03692

- La poutre 04 : $y = 1,08 \text{ m} \rightarrow (0 \leq y \leq b/4)$

$\epsilon_\alpha(y) = 0,11 \epsilon_{\alpha 1} + 0,89 \epsilon_{\alpha 2}$

Donc :

$\varepsilon\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₄	-0,0048	0,04449	0,1008	0,16791	0,23223	0,2749	0,2316	0,16625	0,17833

- **La poutre 03 :** $y = 2,16 \text{ m} \rightarrow (b/4 \leq y \leq b/2)$

$$\varepsilon\alpha(y) = 0,22 \varepsilon\alpha_1 + 0,78 \varepsilon\alpha_2$$

Donc :

$\varepsilon\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₃	-0,0283	0,01081	0,05480	0,10891	0,17754	0,2503	0,31527	0,26664	0,24491

- **La poutre 02 :** $y = 3,24 \text{ m} \rightarrow (b/2 \leq y \leq 3b/4)$

$$\varepsilon\alpha(y) = 0,33 \varepsilon\alpha_1 + 0,67 \varepsilon\alpha_2$$

Donc :

$\varepsilon\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₂	-0,0411	-0,0127	0,01968	0,06242	0,12034	0,20563	0,31409	0,39714	0,39415

- **La poutre 01 :** $y = 4,32 \text{ m} \rightarrow (3b/4 \leq y \leq b)$

$$\varepsilon\alpha(y) = 0,44 \varepsilon\alpha_1 + 0,56 \varepsilon\alpha_2$$

Donc :

$\varepsilon\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	-0,04792	-0,0301	-0,0081	0,02558	0,07863	0,16870	0,29847	0,47253	0,61166

- **Tableau récapitulatif de $\varepsilon\alpha$ des poutres :**

$\varepsilon\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0,04792	-0,0301	-0,00812	0,02558	0,07863	0,16870	0,29847	0,47253	0,6116
P2	-0,04117	-0,01279	0,01968	0,06242	0,12034	0,2056	0,31409	0,39714	0,3941
P3	-0,0284	0,01081	0,05480	0,10891	0,17754	0,2503	0,31527	0,26664	0,2449
P4	-0,0048	0,04443	0,10081	0,16797	0,23220	0,2749	0,2316	0,16625	0,1783
P5	0,0369	0,0941	0,1618	0,2302	0,2751	0,2302	0,1618	0,0941	0,0369

Tableau 6.21. :Récapitulatif de $\varepsilon\alpha$ des poutres.

4.2.2 Détermination du Coefficient de répartition transversale $\bar{\epsilon}_\alpha$:

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient ϵ_α . Mais par les formules suivantes :

Si $|Y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \implies \bar{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \times \alpha$

Si $|Y| + |e| > \frac{3b}{4} \implies \bar{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$

❖ Les valeurs de $\bar{\epsilon}_1$:

$\Theta=0.60$	$\bar{\epsilon}_1$								
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	0,03
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	0,1717	0,2337	0,3121	0,4028

Tableau 6.22: Valeurs de $\bar{\epsilon}_1$ pour $\Theta=0.60$

$\Theta=0.70$	$\bar{\epsilon}_1$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,004	0,0402	0,1117	0,2508	0,5289	0,2508	0,1117	0,0402	-0,004
b/4	-0,008	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 6.23 : Valeurs de $\bar{\epsilon}_1$ pour $\Theta=0.70$

➤ $\bar{\epsilon}_1(\theta = 0.666) = 0.66\bar{\epsilon}_1(\theta = 0.70) + 0.34\bar{\epsilon}_1(\theta = 0.60)$

$\Theta=0.666$	$\bar{\epsilon}_1$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0003	0,0451	0,1161	0,24859	0,50493	0,24859	0,11612	0,04519	-0,0003
b/4	-0,0052	0,0175	0,0533	0,12079	0,25256	0,50889	0,25068	0,11102	0,02082
b/2	0,00363	0,0108	0,0301	0,06566	0,13450	0,26736	0,52111	0,2503	0,0747
3b/4	0,01072	0,0194	0,0325	0,05522	0,09589	0,16884	0,29914	0,53140	0,1945
b	0,03295	0,0436	0,05864	0,081838	0,117018	0,168928	0,239772	0,333748	0,4457

Tableau 6.24 : Valeurs de $\bar{\epsilon}_1$ pour $\Theta=0.666$

❖ Les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$:

$$\text{Si } |Y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \implies \overline{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \times \alpha$$

$$\text{Si } |Y| + |e| > \frac{3b}{4} \implies \overline{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$$

$\Theta=0.666$	$\overline{\varepsilon}_\alpha$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,01129	0,0855	0,1578	0,2326	0,3043	0,2326	0,1578	0,0855	0,0112
b/4	-0,02902	0,0207	0,0867	0,15741	0,2334	0,3094	0,2450	0,1592	0,1635
b/2	-0,04462	-0,0105	0,0302	0,08914	0,1613	0,2482	0,3989	0,2942	0,2227
3b/4	-0,05206	-0,0285	-0,0011	0,0371	0,0952	0,1844	0,3155	0,4998	0,4304
b	-0,05030	-0,03769	-0,0205	0,0090	0,0626	0,1539	0,2948	0,4912	0,7301

Tableau 6.25 : Valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour $\Theta=0.666$ ❖ Calcul du coefficient de répartition $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour les poutres :▪ La poutre 05: $Y=0$

$\overline{\varepsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₅	0,01129	0,08558	0,15783	0,23268	0,30439	0,23268	0,15783	0,08558	0,01129

▪ La poutre 04 : $y = 1,08 \text{ m} \rightarrow (0 \leq y \leq b/4)$

$$\varepsilon_\alpha(y) = 0,11 \overline{\varepsilon}_{\alpha 1} + 0,89 \overline{\varepsilon}_{\alpha 2}$$

$\overline{\varepsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₄	-0,02458	0,02783	0,09460	0,16569	0,2412	0,30091	0,23546	0,15112	0,14682

▪ La poutre 03 : $y = 2,16 \text{ m} \rightarrow (b/4 \leq y \leq b/2)$

$$\varepsilon_\alpha(y) = 0,22 \overline{\varepsilon}_{\alpha 1} + 0,78 \overline{\varepsilon}_{\alpha 2}$$

$\overline{\varepsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₃	-0,0411	-0,0039	0,04267	0,10416	0,17720	0,2619	0,36511	0,26452	0,20970

▪ La poutre 02 : $y = 3,24 \text{ m} \rightarrow (b/2 \leq y \leq 3b/4)$

$$\varepsilon_\alpha(y) = 0,33 \overline{\varepsilon}_{\alpha 1} + 0,67 \overline{\varepsilon}_{\alpha 2}$$

$\bar{\epsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₂	-0,0496	-0,0226	0,00923	0,05431	0,11707	0,20552	0,34309	0,43196	0,36188

- La poutre 01 : $y = 4,32 \text{ m} \rightarrow (3b/4 \leq y \leq b)$

$$\bar{\epsilon}_\alpha(y) = 0,44 \bar{\epsilon}_{\alpha 1} + 0,56 \bar{\epsilon}_{\alpha 2}$$

$\bar{\epsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	-0,0510	-0,0336	-0,0120	0,02141	0,07697	0,16740	0,30396	0,49501	0,59828

- Tableau récapitulatif de ϵ_α des poutres :

$\bar{\epsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₁	-0,0510	-0,0336	-0,0120	0,0214	0,0769	0,16740	0,30396	0,49501	0,59828
P ₂	-0,0496	-0,0226	0,00923	0,05431	0,11707	0,20559	0,34309	0,43196	0,36188
P ₃	-0,0411	-0,0036	0,0426	0,1041	0,1772	0,2616	0,3651	0,26452	0,20970
P ₄	-0,0245	0,027839	0,09460	0,16569	0,2412	0,30091	0,23546	0,1511	0,1468
P ₅	0,01129	0,08558	0,15783	0,23268	0,3043	0,2326	0,1578	0,08558	0,01129

Tableau 6.26 : récapitulatif de $\bar{\epsilon}_\alpha$ des poutres.

- Tableau des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à $X=0,25L$:

Système		$T_0 = \frac{T}{9}$	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	$T_{\text{réel}}$	$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	$T_{\text{réel}}$	$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	$T_{\text{réel}}$	$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	$T_{\text{réel}}$	$\epsilon_{\alpha \text{ moy}}$	$T_{\text{réel}}$
A(l)	1Voie	3.435	0.238	0.817	0.254	0.872	0.262	0.899	0.237	0.814	0.196	0.673
	2voies	6.870	0.127	0.872	0.151	1.037	0.175	1.202	0.188	1.291	0.196	1.346
Bc	1 File	4.349	0.294	1.278	0.289	1.256	0.267	1.161	0.239	1.039	0.238	1.035
	2Files	7.973	0.186	1.483	0.203	1.483	0.216	1.722	0.221	1.762	0.219	1.746
Bt	1Tand	2.789	0.266	0.743	0.271	0.755	0.264	0.736	0.239	0.666	0.238	0.663
	2Tand	5.578	0.153	0.853	0.174	0.971	0.195	1.087	0.206	1.149	0.207	1.154
Mc ₁₂₀		8.556	0.152	1.301	0.187	1.599	0.227	1.942	0.242	2.07	0.231	1.976
D ₂₄₀		10.986	0.092	1.011	0.130	1.428	0.179	1.966	0.223	2.449	0.244	2.68
Tro	1Trot	0.193	0.533	0.103	0.395	0.076	0.257	0.049	0.172	0.033	0.069	0.013
	2Trot	0.387	0.247	0.095	0.185	0.071	0.125	0.048	0.097	0.037	0.069	0.026

Tableau 6.27 : valeurs des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à $x = 0,25L$

▪ Tableau des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à X=0,00L

Système		$T_0 = \frac{T}{9}$	Poutre1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
			$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\overline{\epsilon}_{\alpha moy}$	$T_{réel}$
A(1)	1Voie	6.107	0.243	1.484	0.268	1.636	0.283	1.728	0.248	1.514	0.199	1.215
	2voies	12.21	0.127	1.551	0.154	1.881	0.182	2.223	0.191	2.333	0.199	2.430
Bc	1 File	6.551	0.302	1.978	0.306	2.004	0.286	1.873	0.249	1.631	0.245	1.605
	2Files	12.01	0.189	2.27	0.209	2.51	0.223	2.678	0.230	2.762	0.229	2.751
Bt	1Tand	3.751	0.272	1.02	0.287	1.076	0.286	1.072	0.249	0.934	0.245	0.919
	2Tand	7.502	0.155	1.163	0.179	1.343	0.201	1.508	0.211	1.583	0.214	1.605
Mc ₁₂₀		11.89	0.152	1.808	0.191	2.272	0.241	2.867	0.256	3.046	0.242	2.879
D ₂₄₀		17.64	0.089	1.583	0.126	2.223	0.181	3.194	0.233	4.112	0.257	4.535
Tro	1Trot	0.344	0.539	0.185	0.400	0.137	0.241	0.083	0.149	0.051	0.053	0.018
	2Trot	0.688	0.249	0.171	0.183	0.126	0.110	0.075	0.076	0.052	0.053	0.036

Tableau 6.28 : valeurs des efforts tranchants réels dans les différentes poutres à x = 0.00L

4.3 Combinaison des efforts tranchant :

Les valeurs des efforts tranchant sous l'effet des charges permanentes dans chaque poutre :

Pos	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L
T(t)	29.205	14.60	21.94	10.967	22.068	11.033	22.068	11.033	22.068	11.033

Tableau 6.29: Valeurs des efforts tranchant sous les charges permanentes

E.L.U :

T (E.L.U)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L
1,35G+1,6(AL +tr)	42.204	21.27	32.847	16.58	33.481	17.60	33.607	17.02	33.73	17.09
1,35G+1,6(Bc +tr)	43.354	22.27	33.854	17.29	34.209	18.43	34.294	17.77	34.25	17.73
1,35G+1,6(Bt +tr)	41.583	21.23	31.987	16.48	32.337	17.41	32.407	16.79	32.41	16.78
1,35(G+Mc120)	41.867	22.15	32.686	16.96	33.662	17.51	33.904	17.69	33.678	17.56
1,35(G+D240)	41.564	21.84	32.62	16.73	34.103	17.54	35.343	18.20	35.914	18.51

Tableau 6.30 : Efforts tranchant dans chaque poutre à l'ELU

E.L.S :

T (E.L.S)	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L
G+1,2(A(L)+tr)	31.28	15.77	24.36	12.30	24.83	12.53	24.93	12.62	25.03	12.68
G+1,2(Bc +tr)	32.15	16.50	25.11	12.83	25.83	13.16	25.44	13.19	25.41	13.16
G+1,2(Bt +tr)	30.82	15.74	23.71	12.22	23.97	12.39	24.03	12.45	24.03	12.45
G+Mc120	31.01	15.90	24.21	12.56	24.93	12.97	25.11	13.10	24.94	13.01
G+D240	30.78	15.61	24.16	12.39	25.26	12.99	26.18	13.48	26.60	13.71

Tableau6.31 :Efforts tranchant dans chaque poutre à l'ELS

5 Conclusion :

La poutre la plus sollicitée est la poutre 05 avec $M_{\max} (ELS) = 318,49$ t.m $M_{\max}(ELU) = 429.96$ t.m.

Chapitre 7
Modélisation du tablier

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.

La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des matériaux, permet de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif. Cette description se traduit par des lois exprimant en tout point matériel une relation plus au moins complexe entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs. Les progrès réalisés permettent aujourd'hui une analyse plus fine de comportement non linéaire des matériaux utilisés dans la construction des ouvrages.

L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre par « discrétisation » les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique citant dans notre cas la méthode des éléments finis. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

2. Présentation logiciel :

Robot est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans line structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec descompléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilité considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

3. Modélisation :

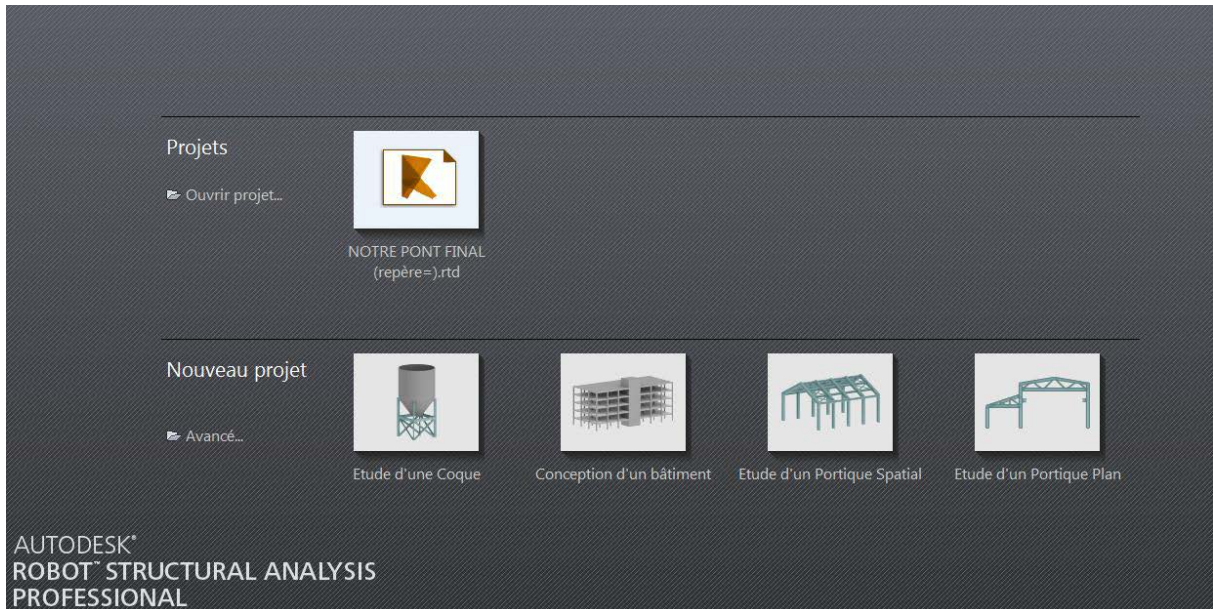


Figure 7.1: Choix du mode

3.1. Modélisation de la poutre :

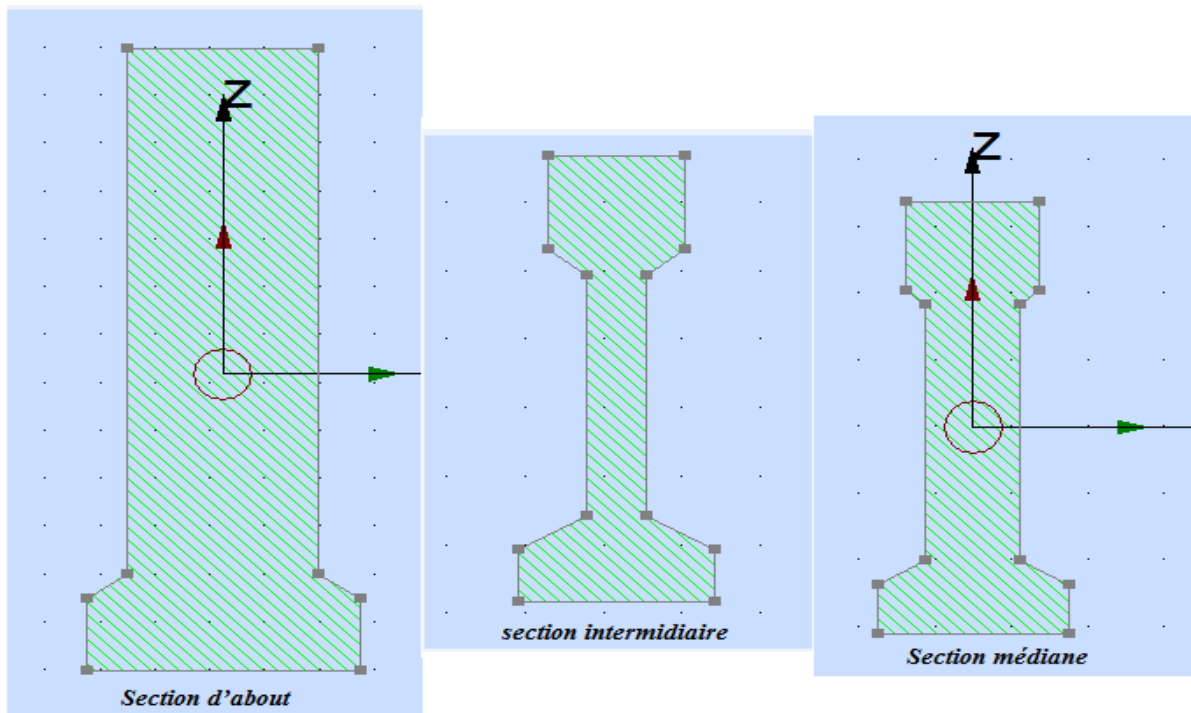


Figure 7.2: différentes sections

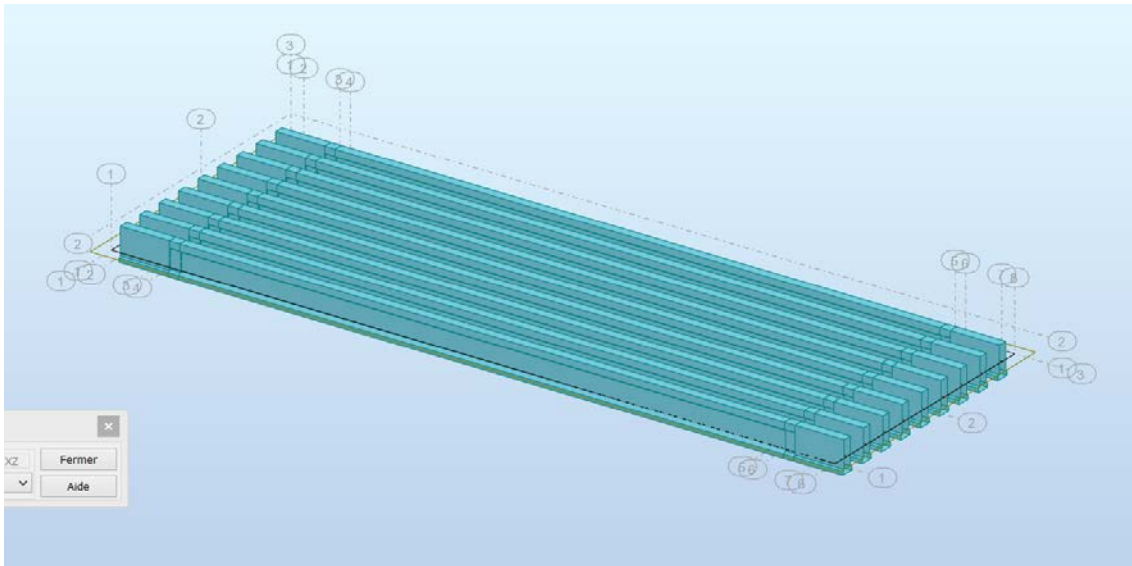


Figure 7.3 : Position des poutres

3.2. Modélisation de la dalle :

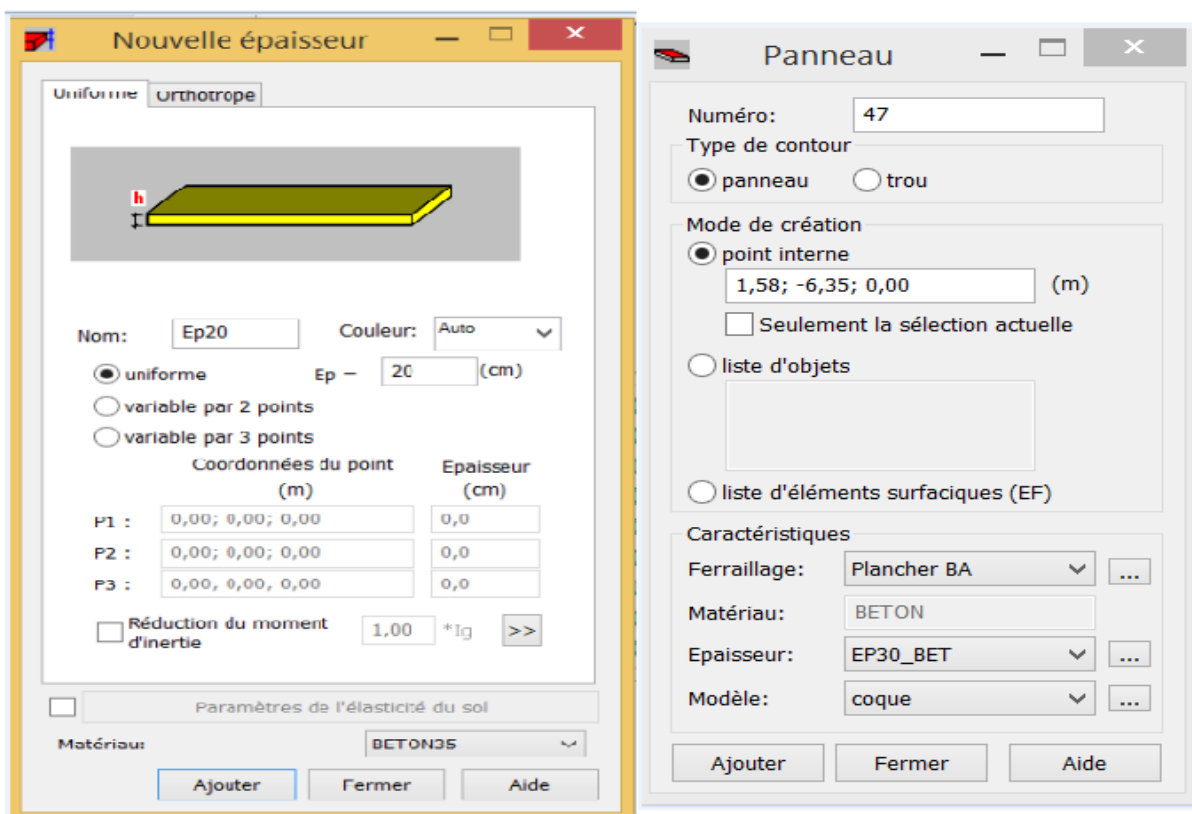


Figure 7.4 : Choix de la dalle

3.3. Définition de différents cas de charge :

3.3.1. Charges permanentes :

- Charge de trottoir :

- **G_{tr}** : $G_{tr}=0,43 \text{ t/m}^2$

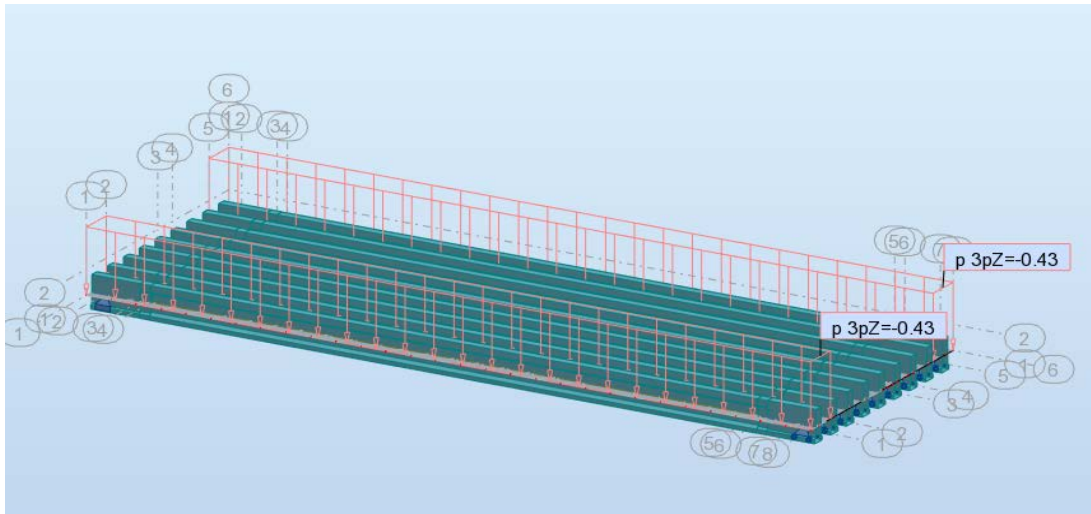


Figure7.5 : Poids de trottoir

- **Q_{tr}** : $Q_{tr}=0,15 \text{ t/m}^2$

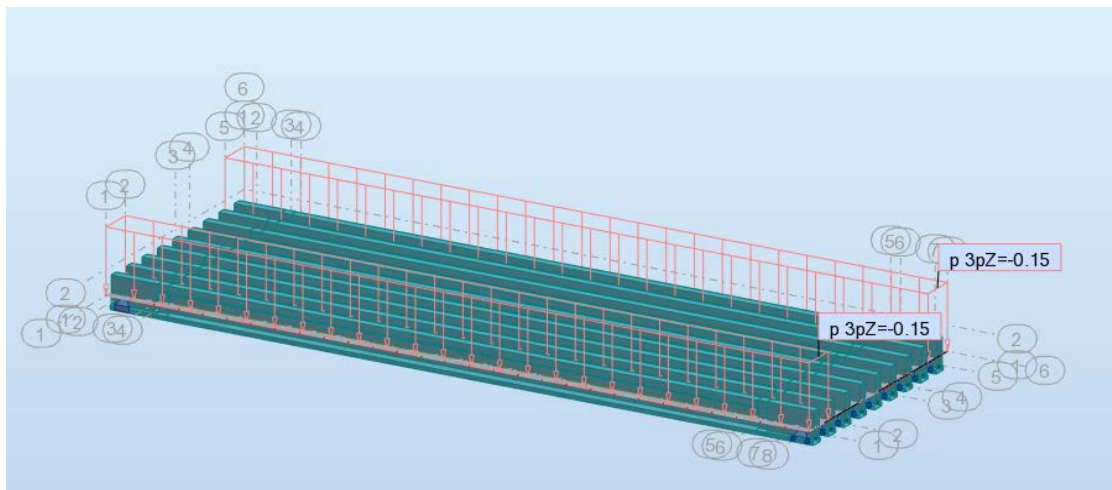


Figure7.6 : Q de trottoir

- **Charge de revêtement :**
 $G_{rev} = 2.2 \times 0,08 = 0,18 \text{ t/m}^2$

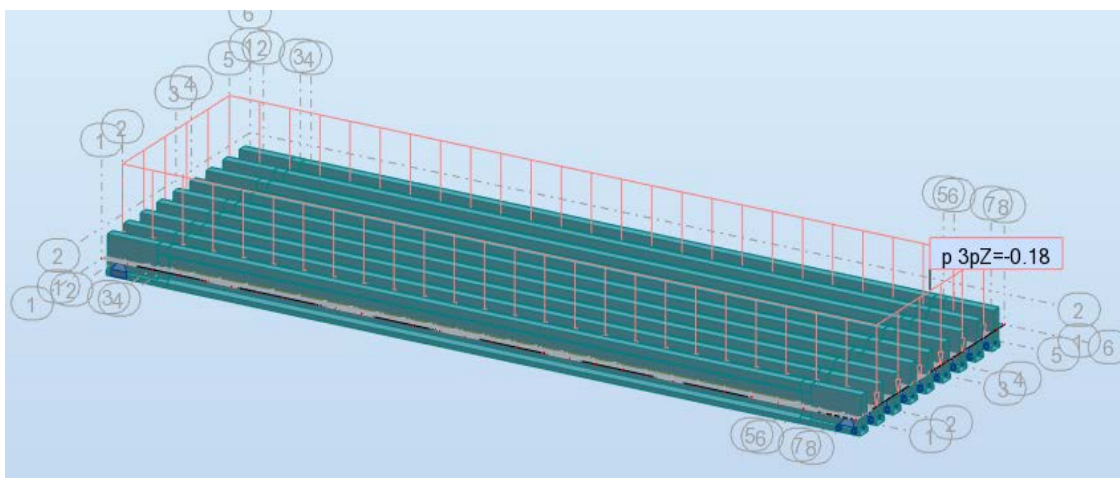


Figure 7.7 : Charge de revêtement

- Charge de Corniche : $G_{cor} = 2.5 \times 0.11 = 0,27 \text{ t/ml}$

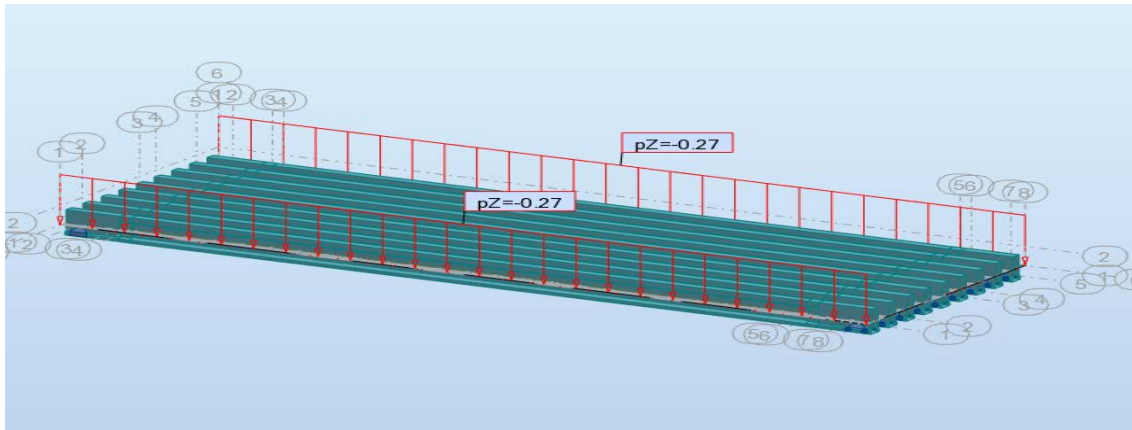


Figure 7.8 : Charge de corniche

- Charge de garde-corps : $0,1 \text{ t/m}$

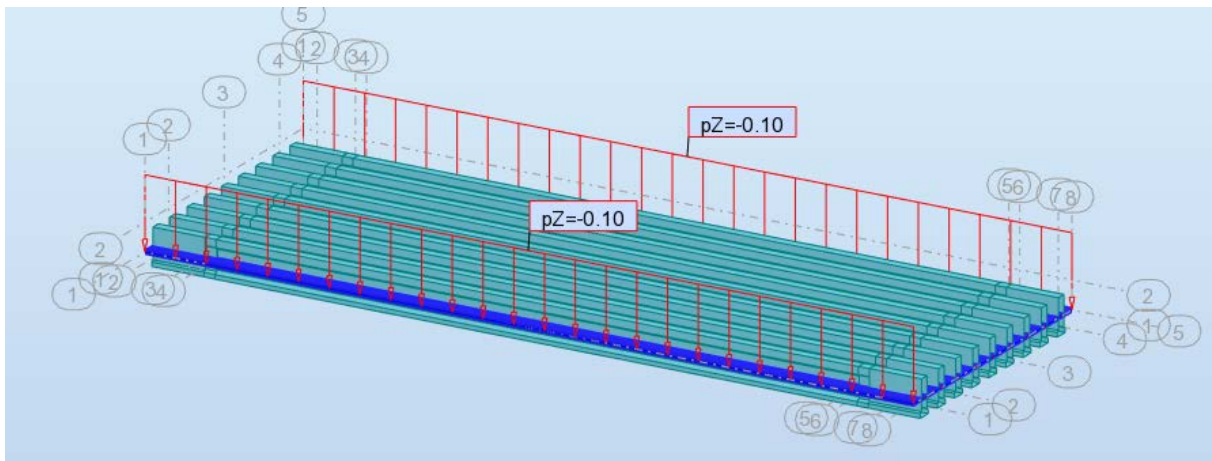


Figure 7.9 : Charge de garde-corps

3.3.2. Système de charge A(L) 02 voies chargées :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{27.53+12} = 1140.7 \text{ kg/m}^2 = 1.14 \text{ t/m}^2$$

$$1 \times 1 \times 1.14 = 1.14 \text{ t/m}^2$$

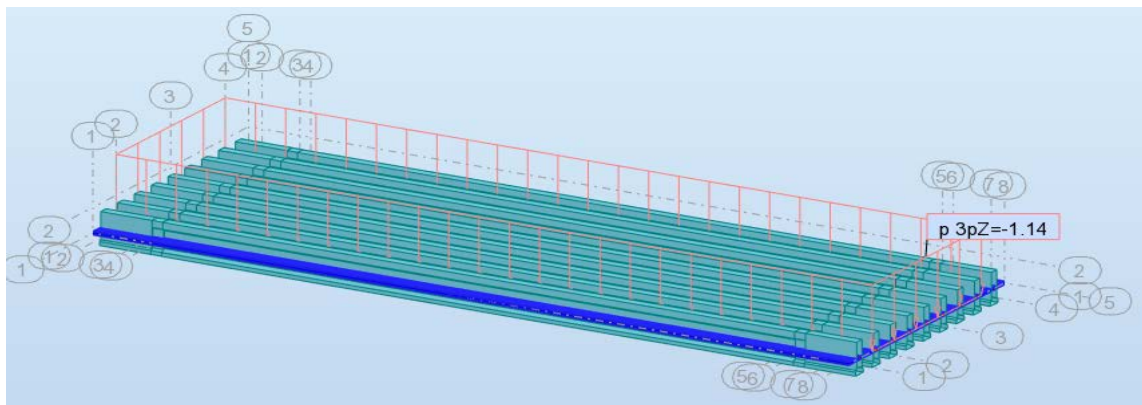


Figure 7.10 : Système de charge A(L)

3.3.3. Système B_c 02 voies chargées :

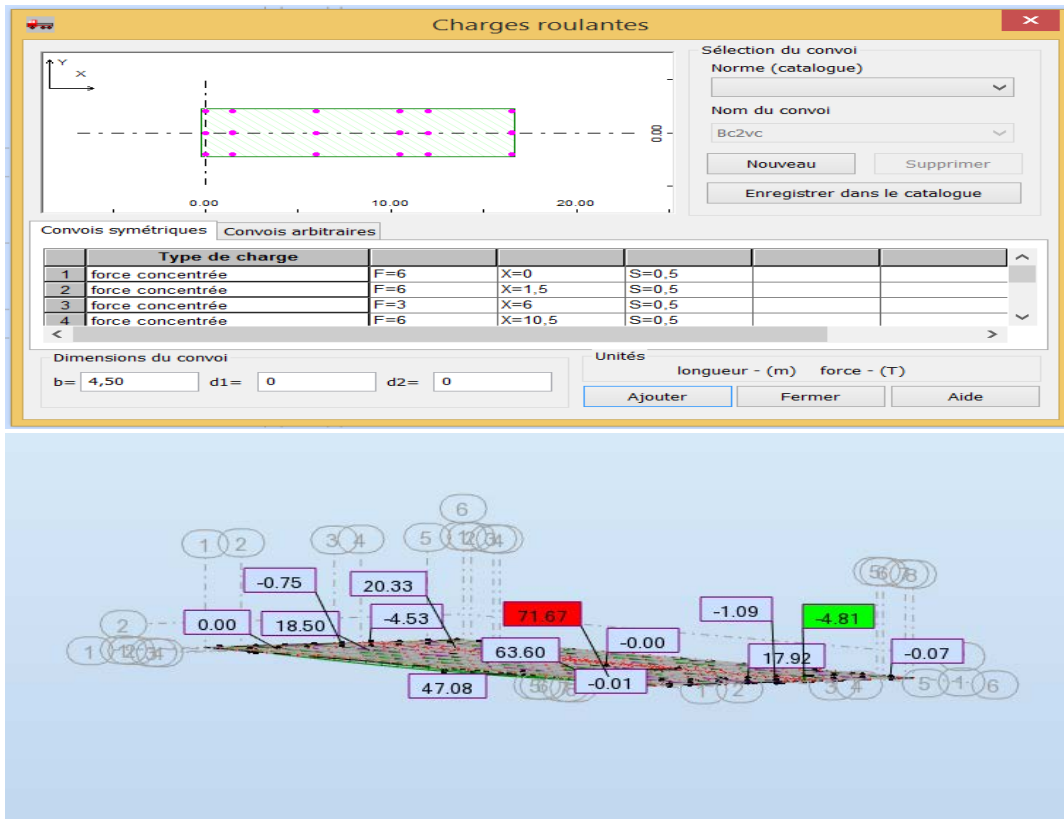


Figure 7.11 : Système B_c

3.3.4. Système B_t 02 tandems :

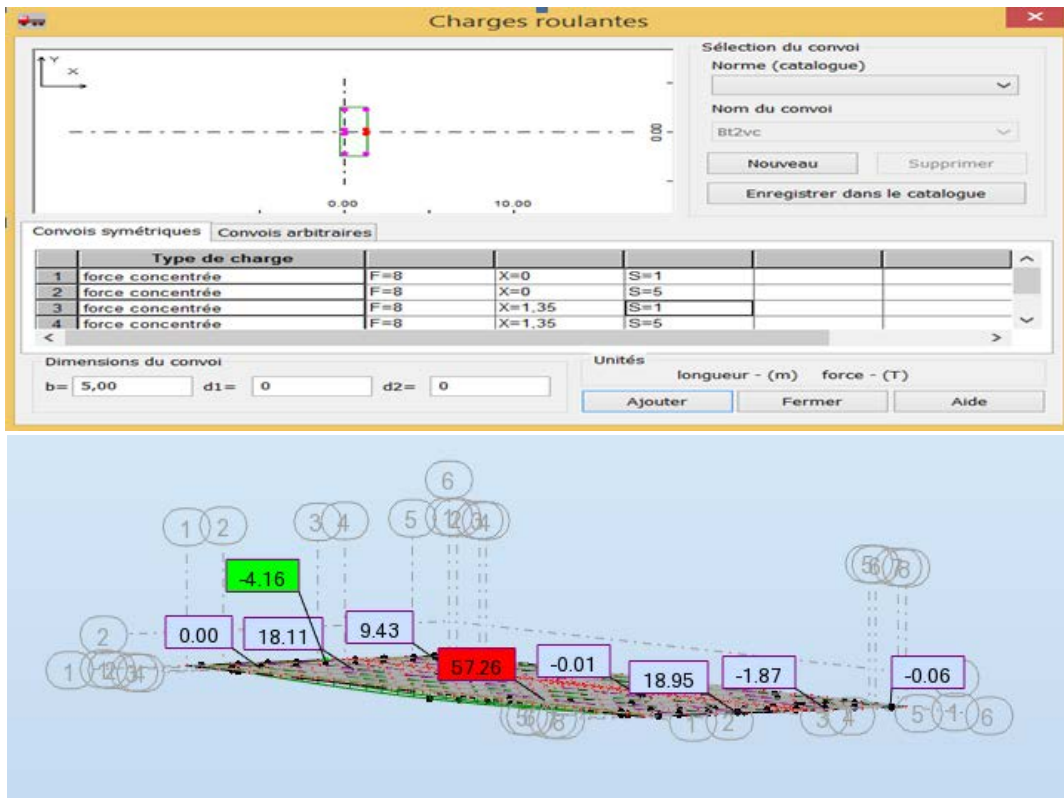


Figure 7.12: Système B_t

3.3.5. Système militaire M_{C120} :

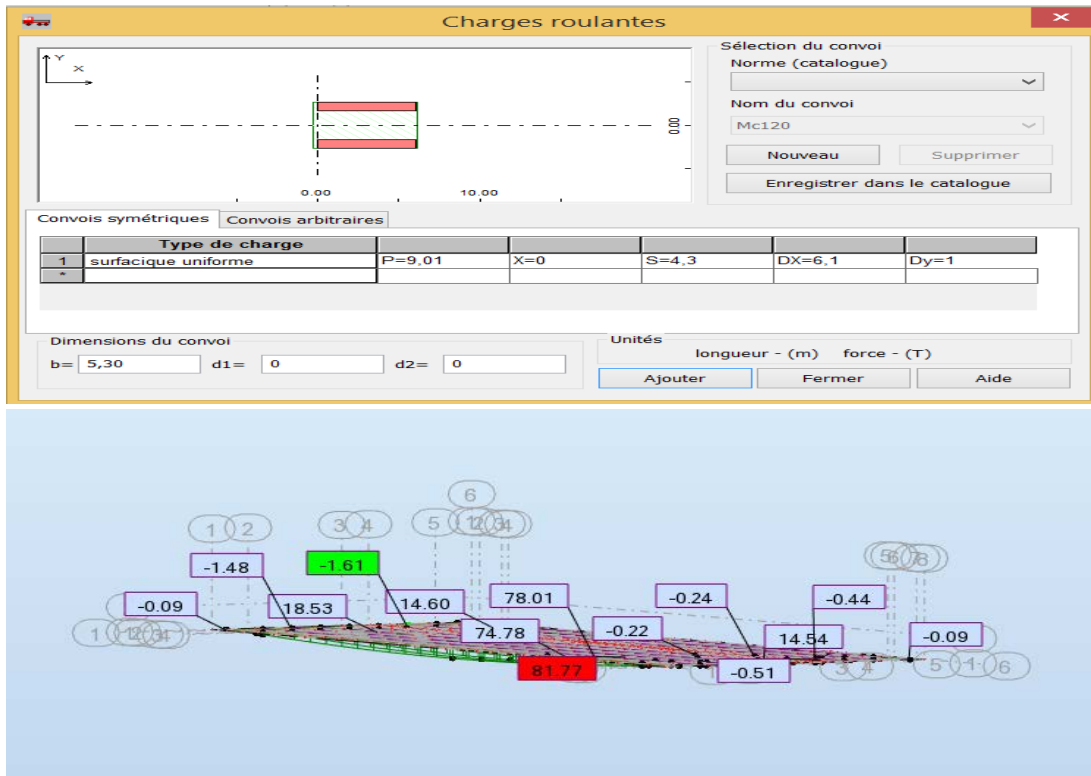


Figure 7.13: Système militaire M_{C120} .

3.3.6. Charge exceptionnelle D_{240} :

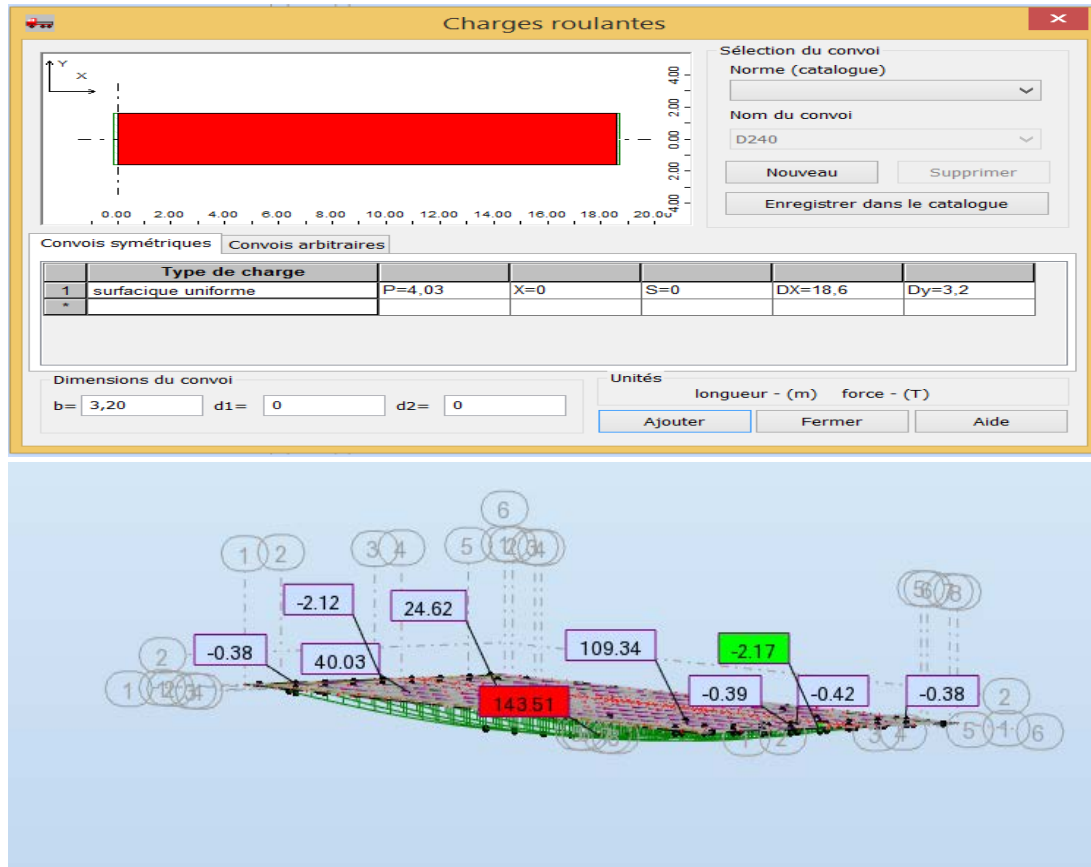


Figure 7.14: Charge exceptionnelle D_{240}

3.4. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels :

- Les combinaisons d'action

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G+1,6[\text{Max}(A(L),B)+\text{trott}]$	$G+1,2[\text{Max}(A(L),B)+\text{trott}]$
II	$1,35G+1,35[\text{Max}(M_{c120}\cdot D_{240})]$	$G + \text{Max}(M_{c120}\cdot D_{240})$

Tableau 7.1: Les combinaisons d'action

- Les valeurs extrêmes du moment :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		0,25 L	0,5 L
Poutre : 05	E.L.S $G + (D_{240})$	246,97	298,35
	E.L.U $1,35G+1,35(D_{240})$	333,37	402,78

Tableau 7.2 : Les valeurs extrêmes du moment

- Comparaison :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		G.MASSONNET		ROBOT	
Poutre : 05		0,25 L	0,5 L	0,25 L	0,5 L
	E.L.S $G + (D_{240})$	238.85	318.49	246,97	298,35
	E.L.U $1,35G+1,35(D_{240})$	322.45	429.96	333,37	402,78

Tableau 7.3: Comparaison entre les moments

4. Discussion des résultats :

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel *ROBOT*, indique qu'il y'a une légère différence entre les deux méthodes. Ce qui nous permet d'utiliser le logiciel pour la modélisation.

Chapitre 8
Étude de la précontrainte

1. Introduction :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction.

L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte.

2. Les procédés de la précontrainte :

Se classés en deux principales catégories :

2.1 Précontrainte par pré-tension :

La précontrainte par pré-tension, est la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit 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'une extrémité à l'autre.

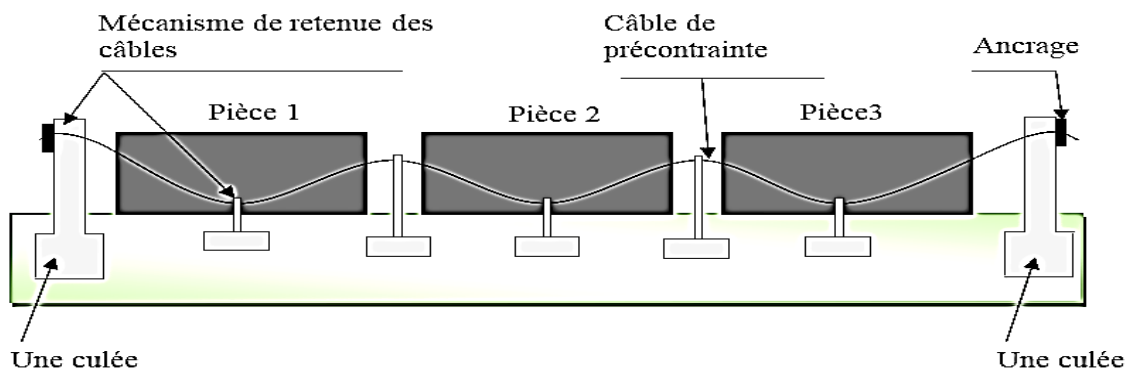


Figure 8.1: précontrainte par pré-tension

2.2 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.

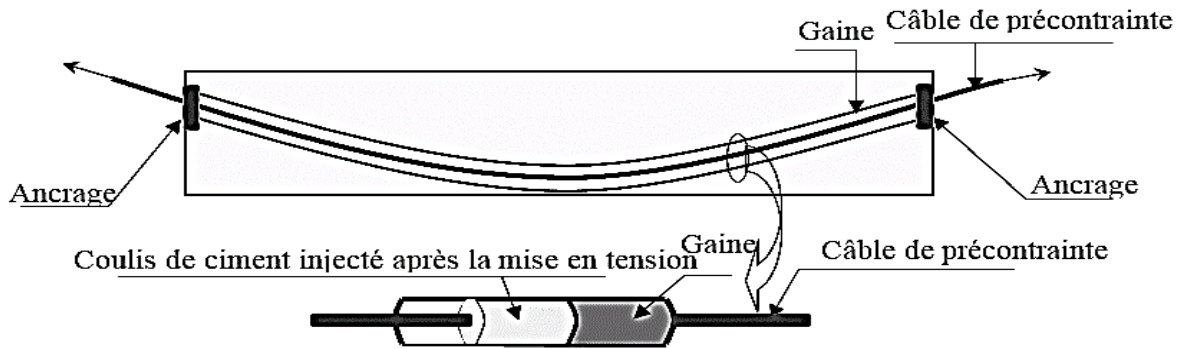


Figure 8.2 : précontrainte par pos-tension

➤ 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.

3. Dimensionnement de la précontrainte :

3.1 Caractéristique géométrique de la poutre :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre la plus sollicitée avec hourdis (section nette) à mi travée :

Section	B (cm^2)	V (cm)	V' (cm)	IG (cm^4)	r^2 (cm^2)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	3270	67.360351	62.639648	6420977.14	1963.6015	46.53	130
Poutre +hourdi	5430	56.587032	93.412967	14277520.38	2629.37	49.74	150

Tableau 8.1: Caractéristique géométrique de la section nette à mi travée

➤ L'enrobage :

$$d \leq \frac{h}{10} \implies d \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}, \text{ On prend } d = 15 \text{ cm}$$

3.2 L'effort de précontraint minimum :

- La résistance caractéristique du béton à 28 jours égale à : $f_{c28} = 35 \text{ MPA}$
- Les contraintes de traction admissible du béton (en classe II de précontrainte) sont :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPA}$$

- La contrainte limite de compression du béton est : $\overline{\sigma}_c = 0.6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPA}$
- Les contraintes de traction admissible du béton sont :

❖ **En exploitation :**

$$\text{Contrainte admissible du béton : } f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83j} \right) f_{c28}$$

$$\text{La contrainte limite de compression du béton est : } \overline{\sigma}_c = 0.6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPA}$$

- Dans la zone d'enrobage :

$$\overline{\sigma}_t = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPA}$$

- Hors la zone d'enrobage :

$$\overline{\sigma}_t = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPA}$$

❖ **En construction (à 14 jours) :**

$$f_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_c = 0.6 \cdot f_{c14} = 17.946 \text{ MPA}$$

- Dans la zone d'enrobage :

$$\overline{\sigma}_t = -f_{t14} = -2.39 \text{ MPA}$$

- Hors la zone d'enrobage :

$$\overline{\sigma}_t = -1.5f_{t14} = -3.59 \text{ MPA}$$

L'effort de précontraint minimum est la valeur max entre P 1 et P2 avec :

- P₁: Précontrainte maximale en section sous critique.
- P₂: Précontrainte maximale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_1 = \overline{\sigma}_t \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{\left(\overline{\sigma}_t \cdot \frac{I}{V'} \right) + M_{\max}}{\rho \cdot V + V' - d} \end{cases} \quad \text{avec } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{\max} = 318.49 \text{ t.m} \\ M_{\min} = 151.712 \text{ t.m} \end{cases} \implies \Delta M = 166.778 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_1 = 76.923 \text{ t} \\ P_2 = 156.134 \text{ t} \end{cases} \implies P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique)}$$

$$\text{Alors : } P_{\min} = 156.134 \text{ t}$$

3.3 Calcul de nombre des câbles :

3.3.1 Caractéristiques des câbles :

Les câbles utilisés sont des câbles **T12.4** les torons de classe 2 à très basse relaxation (TBR).

- ✓ Section nominale de l'acier : $A_p=93 \text{ mm}^2$
- ✓ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg}=1643 \text{ MPa}$.
- ✓ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg}=1860 \text{ MPa}$.
- ✓ Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$.
- ✓ Relaxation à 1000 heures : $\rho=2.5\%$.
- ✓ Module d'élasticité de l'acier : $E_p=190000 \text{ MPa}$.

3.3.2 La force du précontraint par câble :

$$\sigma_{p0} = \min\{0.85f_{prg}; 0.95f_{peg}\} = \min\{1581; 1560.85\}$$

$$\sigma_{p0} = 1560.85 \text{ MPA}$$

D'après G-DREUX qui estime les pertes de précontrainte à 30% nous pouvons déterminer le nombre des câbles par la formule suivante :

$$0.7 \times P_0 = P_{\min} \implies P_0 = \frac{P_{\min}}{0.7} = \frac{156.134}{0.7} = 223.048 \text{ t}$$

$$P_0 = n_0 \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \implies n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{223.048 \cdot 10^4}{93 \times 1560.85} = 15.36 \implies n \geq 25$$

On adopte : **25 torons T12.4** ce qui donne : $P = 25(93 \times 1560.85 \times 10^{-4}) = 362,897 \text{ t}$

3.4 Vérification des contraintes à la mise en tension :

La mise en tension sera faite au 14^{ème} jours, on prend juste la section nette de la poutre seule soumise au précontraint est comme charge son poids propre.

Dans cette phase les pertes de précontrainte sont estimées à 10% c'est-à-dire on utilise 0.9P dans les calculs.

3.4.1 En construction (section sans hourdis) :

- Les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{c14} = 29.91 \text{ t} \\ f_{t14} = 2.39 \text{ t} \end{cases} \implies \begin{cases} \overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} \\ \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \implies \begin{cases} \overline{\sigma}_{ci} = \overline{\sigma}_{cs} = 17.94 \text{ MPA} \\ \overline{\sigma}_{ts} = -3.58 \text{ MPA} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -2.39 \text{ MPA} \end{cases}$$

Avec : $K_1=0.9$

➤ **En fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right)$$

$$M_{min} = \frac{P_p \cdot I^2}{8} = \frac{0.874 \times 28.5^2}{8} = 88.74 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(62.63 - 15) = -47.63 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sup} = 2.97 \text{ MPA} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -3.58 \text{ MPA} \dots \dots (\text{CV})$$

➤ **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + K_1 P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_{inf} = 6.517 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 17.94 \text{ MPA} \dots \dots (\text{CV})$$

3.4.2 En exploitation (section avec hourdis) :

Avec : $K_2=0.7$

➤ **En fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = K_2 \frac{P_0}{B} + \frac{M_{max} \cdot V}{I} - K_2 \frac{P_0 \cdot e_0}{I} \cdot V \leq \overline{\sigma}_c$$

$$M_{max} = 318.49 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(93.41 - 15) = -78.41 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{max} \cdot V}{I} + 0.7P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) = 20.28 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_c = 21 \text{ MPA} \dots \dots (\text{CV})$$

➤ **En fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = K_2 \frac{P_0}{B} + V \left[\frac{M_g}{I} + \frac{M_q}{I} \right] - K_2 \frac{P_0 \cdot e_0}{I} \cdot V > \overline{\sigma}_t$$

$$\sigma_{inf} = 15.48 \text{ MPA} > \overline{\sigma}_t = -2.7$$

3.5 Disposition constructive des câbles :

Le **BP**EL indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivante :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à :

$$D \geq 3 \cdot d_{avecd} = 1.25 \text{ cm}$$

$$D \geq 3 \cdot d = 3 \times 1.25 = 3.75 \text{ cm}, \text{ on prend } D=4,5 \text{ cm}$$

- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être Inférieur à :

$$D' \geq 2.5d = 3 \times 1.25 = 3.125cm , \text{ on prend } D=6 \text{ cm}$$

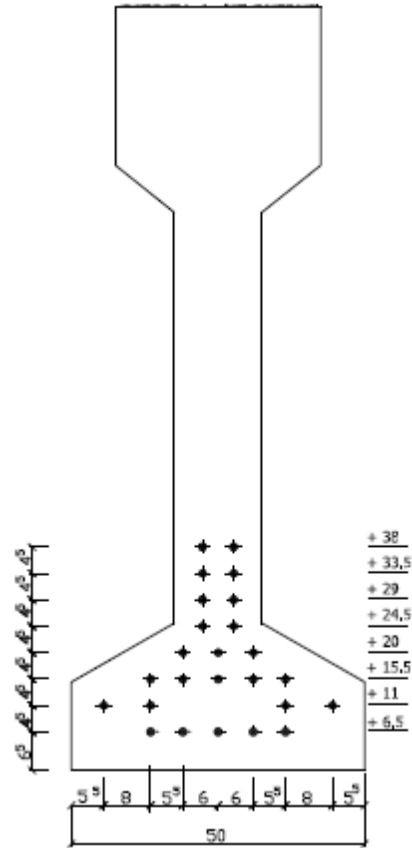
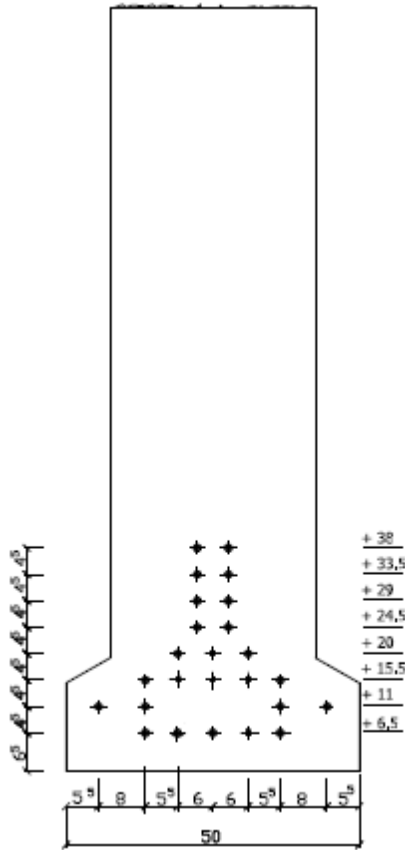


Figure 8.3 : Disposition des torons section d'about.

Figure 8.4 : Disposition des torons Section intermédiaire.

3.6 Caractéristiques des sections :

3.6.1 Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis :

Nombre des câbles	5	4	5	3	2	2	2	2	25
Distance/R base (cm)	5×6,5	5×11	4×15,5	2×20	2×24,5	2 × 29	2 × 33.5	2 × 38	390.5

Tableau 8.2 : Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis

$$V' = \frac{\Sigma(A_i \times Y_{Gi})}{A_i} = \frac{390.5}{25} = 15.62 \text{ cm}$$

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	51770,89
V (cm)	114,38
V' (cm)	15,62
S(Δ) (cm³)	363,165

Tableau 8.3 : Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire Sans hourdis.

B (cm²)	3270
I_G (cm⁴)	6420977.14
V (cm)	67.360351
V'(cm)	62.639648
r² (cm²)	1963.6015
ρ%	46.53
S(Δ) (cm³)	204832.49

Tableau8.4 : Caractéristique de la section intermédiaire nette sans hourdis.

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette}(cm³)	ρ(%)	r² (cm²)
B_{brute}	3270	6420977,14	67,36	62,64	204832,5	0,46	1963,5854
B_{cables}	23,25	51770,89	114,38	15,62	363,165	/	/
B_{nette}	3246,75	6369153,46	67,02	62,98	204469,34	0,46	1961,70
B_{homogé}	3369,51	6642503,79	68,75	61,25	206386,85	0,47	1971,36

Tableau 8.5 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis

3.6.2 Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis :

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	139430,19
V (cm)	134,38
V' (cm)	15,62
S(Δ) (cm³)	363,17

Tableau 8.6 : Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis.

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette}(cm³)	ρ(%)	r² (cm²)
B_{brute}	5370,00	14143836,31	57,11	92,89	498832,50	0,50	2633,86
B_{cables}	23,25	139430,19	134,38	15,62	363,17	2,86	5997,00
B_{nette}	5346,75	14004406,12	56,77	93,23	498469,33	0,49	2619,24
B_{homogé}	5469,51	14740597,52	58,51	91,49	500386,85	0,50	2695,05

Tableau 8.7 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire nette et homogène avec hourdis

3.6.3 Caractéristiques de la section d'about sans hourdis :

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	51770,89
V (cm)	114,38
V' (cm)	15,62
S(Δ) (cm³)	363,165

Tableau 8.8 : Caractéristique des câbles de la section d'about sans hourdis.

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette}(cm³)	ρ(%)	r² (cm²)
B_{brute}	4807,25	7212221,26	68,02	61,98	297725,60	0,36	1500,28
B_{cables}	23,25	50110,33	114,38	15,62	363,17	1,21	2155,28
B_{nette}	4784,00	7162110,94	67,84	62,16	297362,44	0,36	1497,10
B_{homogé}	4906,76	7426693,47	69,01	60,99	299279,95	0,36	1513,56

Tableau 8.9 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about nette et homogène sans hourdis.

3.6.4 Caractéristique de la section d'about avec hourdis :

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	106281,07
V (cm)	134,38
V' (cm)	15,62
S(Δ) (cm³)	363,17

Tableau 8.10 : Caractéristique des câbles de la section d'about avec hourdis.

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette}(cm³)	ρ(%)	r² (cm²)
B_{brute}	6957,25	16337809,71	63,94	86,06	598725,60	0,43	2348,31
B_{cables}	23,25	115741,27	134,38	15,62	363,17	2,37	4978,12
B_{nette}	6934,00	16222068,44	63,71	86,29	598362,44	0,43	2339,50
B_{homogé}	7056,76	16833182,35	64,94	85,06	600279,95	0,43	2385,40

Tableau 8.11 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about nette et homogène avec hourdis.

3.6.5 Caractéristiques des sections :

A. section a mi travée :

- Tous les torons sont actifs : $A_p=23,25 \text{ cm}^2$

Avec l'emplacement des torons, il ya une nouvelle excentricité des câbles.

$$e_0 = V_{\text{cable}} - V_{\text{homogène}}$$

- Pour la section sans hourdis : $e_{p0}=45,63 \text{ cm}$
- Pour la section avec hourdis : $e_{p0}=75,87 \text{ cm}$

B. section d'about :

- Dix torons sont actifs : $A_p= 9,3 \text{ cm}^2$
- Pour la section sans hourdis : $e_{p0}=45,37 \text{ cm}$
- Pour la section avec hourdis : $e_{p0}= 69,44 \text{ cm}$

- **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.

$$C' \leq e_c \leq C \text{ Avec :}$$

$$C' = \frac{I}{B \cdot V} = \frac{6420977.14}{3270 \times 67.36} = 29.151 \text{ cm}$$

$$C = \frac{I}{B \cdot V'} = \frac{6420977.14}{3270 \times 62.64} = 31.347 \text{ cm}$$

- **Le noyau limite :**

C'est le domaine à l'intérieur du quel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contraintes limite $\bar{\sigma}_t, \bar{\sigma}_c$ soient dépassés dans la section considérée.

$$\sup \left(\begin{array}{l} + \left[\frac{\bar{\sigma}_t \cdot l}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[\frac{\bar{\sigma}_c \cdot l}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} \left[\frac{\bar{\sigma}_c \cdot l}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[\frac{\bar{\sigma}_t \cdot l}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right)$$

$$\sup \left(\begin{array}{l} + \left[\frac{2.7 \times 6420977.14}{362.897 \times 10^2 \times 67.36} \right] - 29.15 \\ - \left[\frac{21 \times 6420977.14}{362.897 \times 10^2 \times 62.64} \right] + 31.34 \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} \left[\frac{21 \times 6420977.14}{362.897 \times 10^2 \times 67.36} \right] - 29.15 \\ \left[\frac{-2.7 \times 6420977.14}{362.897 \times 10^2 \times 62.64} \right] + 31.34 \end{array} \right)$$

$$\sup \left(\begin{array}{l} -22.05 \\ -27.97 \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} 26.01 \\ 23.71 \end{array} \right)$$

$$-22.05 \leq e_c \leq 23.71$$

3.7 Pertes de la précontrainte :

A. Les pertes instantanées :

- Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$.
- Par thermique (l'effet de température).
- Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
- Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

B. Les pertes différées :

- Par retrait $\Delta\sigma_r$
- du fluage $\Delta\sigma_f$
- à la relaxation

3.7.1 Calcul des pertes :

A. La section intermédiaire $x=0.5L$:

a. Les pertes instantanées :

a.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 :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_0 = \frac{1}{100} \times 1560,85 = \mathbf{15,6085 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_f = 1\%$$

a.2 les pertes thermiques :

Les pertes thermiques est l'origine des pertes importantes dites pertes thermiques (liée a la dilatation thermiques).

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = E_p \cdot \alpha_b \cdot (\theta_{max} - \theta_0) \cdot (1 - \lambda).$$

α_b : coefficient de ladilatation thermique du béton.

$$\alpha_b = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

θ_{max} : la températures de l'acier lors de lamiseentention.

$$\theta_{max} = 75^\circ.$$

$$\theta_0 = 22^\circ.$$

λ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5 il est prudent de prendre 0,1.

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = 190000 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = \mathbf{108,756 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = 6.96\%.$$

a.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 éventuelle 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 T12.4.

$$E_p = 190000 \text{ MPA}.$$

L = longueur totale du fil (banc de la prétention).

$$L = 100\text{m}.$$

$$\Delta\sigma_g = \frac{190000 \times 1}{100000} = 1,9 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_g = 0,12\%$$

a.4. Pertes par raccourcissement élastique du béton lors de la détention :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

Un traitement permet d'attendre f_{c28} avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

$$\Delta\sigma_{pi} = (\Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_f)\% = (0,12 + 6,96 + 1) \times 10^{-2}$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 8,08 \times 10^{-2}$$

σ_{bj} : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$\sigma_{bj} = \frac{-88,74 \times 45,63}{6642503,79} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,08 \times 10^{-2} \times 1560,85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{45,63^2}{1971,36} \right) \times 23,25$$

$$\sigma_{bj} = -6,09 + 20,29 = 14,2 \text{ MPA.}$$

$$f_{c14} = 29,91 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} = 14,2 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,955 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34145,34 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \cdot \left(\frac{14,2}{34145,34} \right) = 79,015 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 79,015 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 5,06\%$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta max}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,608	108,756	1,9	79.015	205.279
%	1	6.96	0,12	5.06	13.15

Tableau.8.12: les pertes instantanées à $x=0,5L$.**b. les pertes différées :****b.1.Pertes dues aux retrais du béton :**

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot (1 - r(t)) \cdot E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

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

$$t: \text{jours}, \quad r_m (\text{cm})$$

$$\begin{cases} B = 3270 \text{ cm}^2 \\ P = 374.9 \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} B : \text{section de la poutre.} \\ P : \text{périmètre de section de la poutre.} \end{cases}$$

$$r_m = \frac{B}{P} = \frac{3270}{374.9}$$

$$r_m = 8,72 \text{ cm}$$

Calcule ε_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.

$$S_s = \frac{23.25}{3270} = 0,0071.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20.0,0071} = 0,875$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = 2,04 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,875 \times 2.04 \cdot 10^{-4} = 1.78 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,78 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 00$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + (9 \times 8.72)} = 0,348$$

$$r(t) = 0,378$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,78 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,378) = 21.036 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{21.036 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1.34 \%$$

b.2 Pertes par fluage :

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

ε_{ic1} : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte σ_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.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \text{ avec } \sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \text{ avec } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2$$

b.2.1 Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 88.74 \text{ t.m}$$

On prévoio 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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{8.72}}$$

$$f(t) = 0,263.$$

$$k_{fl} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

k_s : 0,9 qu'on a calculés dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4$$

$$k_c = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

ρ : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 8,72} = 2,363.$$

$$k_C = 2,363$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_S \cdot [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,9 \times (0,4 + 2,363 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,42$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 226,315) \times 25 \times 0,93 = 310,279 \text{ t.}$$

$$\mathbf{P = 310,279t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_g \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{310,279}{3369,51} \cdot 10^2 + \frac{310,279 \times 45,63^2}{6642503,79} \cdot 10^2 - \frac{88,74 \times 45,63}{6642503,79} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 9,20 + 9,72 - 6,09 = 12,83 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 12,83 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12,83}{35981,729} = 3,565 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3.565 \times 10^{-4} \times 2,42 \times 0,263 = 2.268 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2.268 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2.268 \times 10^{-4} = 43.092 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 43.092 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.76 \%$$

b.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires :

Le moment agissant $M_{cp} = 151.712t.m$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{8,72}}$$

$$f(t) = 0,347$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,347 - 0,263 = 0,084$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,084$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 269,407) \times 25 \times 0,93 = 300,26 t$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{300,26}{3369,51} \cdot 10^2 + \frac{300,26 \times 45,63^2}{6642503,79} \cdot 10^2 - \frac{151,712 \times 45,63}{6642503,79} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,91 + 9,41 - 10,42 = 7,9$$

$$\sigma_i = 7.9 \text{ MPA} < 0.5f_{c28} = 20 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{7.9}{35981,729}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,19 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot \Delta f(t - t_1) \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,19 \times 0,084 \times 10^{4-} \times 2,42 = 8.45 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 8.45 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,54 \%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service :

Le moment agissant $M_M = 318.49 \text{ t. m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,347 = 0,653$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,653$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 277,857) \times 25 \times 0,93 = 298,29 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{298,29}{5469,51} \cdot 10^2 + \frac{298,29 \times 75,87^2}{14740597,52} \cdot 10^2 - \frac{318,49 \times 75,87}{14740597,52} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 5,45 + 11,64 - 16,39 = 0,7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 0,7 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 20 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{0,7}{35981,729}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 0,194 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_P \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 0,194 \times 10^{-4} \times 2,42 \times 0,653 = 5.824$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 5.824 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0.373 \%$$

$$\Delta\sigma_{flTOT} = 43.092 + 8.45 + 5.824 = \mathbf{57.366 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{flTOT} = 3.67 \%$$

c. 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_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1560.85 - 205.279 = \mathbf{1355.571 \text{ MPA}}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ puorlaacierTPR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1355.571}{1860} - 0,43 \right) \times 1355.571 \times 2,5 = 60.75 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \mathbf{60.75 \text{ MPA}}$$

➤ Pertes différées totales :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6} \right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 50.625 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,24 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	21.036	57.399	50.625	129.06
%	1.34 %	3.67 %	3,24 %	8.26

Tableau.8.13 : Des pertes différées à $x=0,5L$

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	205.279	129.06	334.34
%	13.15	8.26	21.42

Tableau.8.14 : Des pertes totales à $x=0,5L$

3.7.2 Calcul des pertes à l'about (0L) :

a. Les pertes instantanées :

Se sont les pertes par frottement, par effet thermique et par glissement d'encrage sont les mêmes

$$(\Delta\sigma_f = 15,6085 \text{ MPA}, \Delta\sigma_{\theta_{max}} = 108,756 \text{ MPA}, \Delta\sigma_g = 1,9 \text{ MPA})$$

a.1 perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) \cdot (1 + K_i)$$

$$\sigma_{bj} = \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) \cdot A_p$$

$M_g = 0$ (Sur appuis).

σ_{pi} : contrainte de 10 câbles.

$$\sigma_{bj} = \frac{(1560.85 - 8.08 \times 10^{-2} \times 1560.85)}{4807,25} \times \left(1 + \frac{45,37^2}{1500.28}\right) \times 9.3$$

$$\sigma_{bj} = 6.57 \text{ MPA}$$

σ_{bj} : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre de la poutre.

$$f_{c14} = 29,91 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} = 6.563 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14.955 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34145.34 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) = 190000 \cdot \left(\frac{6.563}{34145.34}\right) = 36.55 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{36.55 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 2.33 \%$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta max} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta max}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,6085	108,756	1,9	36.55	162.81
%	1	6.96	0,12	2.34	10,42

Tableau.8.15 : les pertes instantanées totales à x=0,00L

b. les pertes différées :

b.1 Pertes dues aux retrais du béton :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t)] \cdot E_p$$

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

t : jours, r_m (cm)

$$B = 4807,25 \text{ cm}^2$$

$$P = 353.68 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{P}$$

$$r_m = \frac{4807,25}{353.68} = 13,59 \text{ cm}$$

$$S_s = \frac{23.25}{4807,25} = 0,0048$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0048} = 0.91$$

$$\varepsilon_r = 1,85 \times 10^{-4}$$

$$t_i = 00$$

$$t_{i+1} = 1000 \text{ h} = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 13,59} = 0,255$$

$$r(t) = 0,255$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{28.87 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1.85 \%$$

b.2 Pertes par fluage :

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2$$

b.2.1 Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est nul. ($M=0$).

On prévoit 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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{13,59}}$$

$$f(t) = 0,223$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

k_S : 0.9 qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 13,59} = 2,26$$

$$k_C = 2,26$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_S \cdot [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,9 \times (0,4 + 2,26 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,394$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981.73 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p$$

$$P = (1560.85 - 191.68) \times 10 \times 0,93 = 127.33 \text{ t.}$$

$$P = 127.33 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{127.33}{4906,76} \cdot 10^2 + \frac{127.33 \times 45,37^2}{7426693,47} \cdot 10^2$$

$$\sigma_i = 2,59 + 3.53 = 6.12 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 6.12 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17.5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{6.12}{35981.73} = 1.70 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 1.70 \times 10^{-4} \times 2,394 \times 0,223 = 0,90 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 0,90 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 0,90 \times 10^{-4} = 17.24 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{17.24 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1.104 \%$$

b.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires :

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$M = 0$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{13,59}}$$

$$f(t) = 0,299$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,299 - 0,223 = 0,076$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,076$$

$$P = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 208,92) \times 10 \times 0,93 = 125,73 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{125,73}{4906,76} \times 10^2 + \frac{125,73 \times 45,37^2}{7426693,47} \times 10^2$$

$$\sigma_i = 2,56 + 3,48 = 6,04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 6,04 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,67 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,67 \cdot 10^{-4} \times 2,394 \times 0,076 = 5,77 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{5,77 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,36 \%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service :

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,299 = 0,701$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,701$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560.85 - 214.69) \times 10 \times 0,93 = 125.195 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{125,195}{7056,76} \times 10^2 + \frac{125,195 \times 69,44^2}{16833182,35} \times 10^2$$

$$\sigma_i = 1.77 + 3.58 = 5.35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 5.35 \text{ MPA} < 0.5f_{c28} = 17.5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1.48 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{f1} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{f1} = 190000 \times 1.48 \times 10^{-4} \times 2,394 \times 0,701 = 47.19 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{f1} = \mathbf{47.19 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{f1} = 3.02 \%$$

$$\Delta\sigma_{fTOT} = 17.24 + 5.77 + 47.19 = 51,161 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fTOT} = \mathbf{70.2 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fTOT} = 4.49 \%$$

c. 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_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = (1560.85 - 162.81)$$

$$\sigma_{pi} = 1398.04 \text{ MPA}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour l'acier TPR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1398.04}{1860} - 0,43 \right) \times 1398.04 \times 2,5 = \mathbf{67.45 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 4,32 \%$$

➤ **Pertes différées totales :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 56.21 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3.601 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	28.87	70.2	56.21	155.28
%	1.85	4.49	3,601	9.94

Tableau.8.16 : les pertes différées totales à x=0,00L.

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	162.81	155.28	318.09
%	10.43	9.94	20.37

Tableau.8.17 : Des pertes totales à x=0,00L

3.7.3. Calcul des pertes à 0,25L:

$$Mp\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{3}{4}Mp\left(\frac{l}{2}\right)$$

a. Les pertes instantanées :

Les pertes par frottements, pertes thermique est par glissement d'encrage sont les même.

a.1 perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut } \begin{cases} 0 & \text{pour } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5\right)^2 & \text{pour } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) \cdot A_p$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-66.55 \times 45.63}{6642503,79} 10^4 + \frac{(1560.85 - 8,08 \times 10^{-2} \times 1560.85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{45.63^2}{1971,36}\right) \times 23,25$$

$$\sigma_{bj} = -4.57 + 20.35 = 15,98 \text{ MPA.}$$

$$f_{c14} = 29.91 \text{ MPA}$$

$$0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} = 15,98 \leq 0,66 \cdot f_{cj}$$

$$14.955 \text{ MPA} \leq \sigma_{bj} = 15,98 \text{ MPA} \leq 19.74 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } K_i = 4 \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5\right)^2 = 4 \times \left(\frac{15.98}{29.91} - 0,5\right)^2 = 4.69 \times 10^{-3}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34145.34 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) = 190000 \cdot \left(\frac{15,98}{34145.34}\right) (1 + 4.69 \times 10^{-3}) = 89.33 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{89.33 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 5.72 \%$$

➤ Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta max}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,6085	108,756	1,9	89.33	215.59
%	1	6.96	0,12	5.72	13,81

Tableau.8.18 : les pertes instantanées totales à $x=0,25L$.

b. les pertes différées :

b.1 pertes dues aux retrais du béton :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

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

$$B = 3270 \text{ cm}^2$$

$$P = 374,9 \text{ cm}$$

$$r_m = 8.72 \text{ cm}$$

Calcule ε_r :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

As: section d'armatures longitudinales adhérentes.

B:section du béton.

$$S_s = \frac{23.25}{3270} = 0,0071.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0071} = 0,87$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)} \right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = 2,04 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,87 \times 2,04 \cdot 10^{-4} = 1,77 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,77 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K_s \cdot \varepsilon_r \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 00$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + (9 \times 8.72)} = 0,299$$

$$r(t) = 0,378$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,77 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,299) = 23.57 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{23.57 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,51\%$$

b.2 Pertes par fluage :

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \text{ si } \sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \text{ si } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2$$

b.2.1 Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 66.55t. m.$$

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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{8.72}}$$

$$f(t) = 0,263.$$

$$k_{fl} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$k_s : 0.9$$

$$k_e = 0.4$$

$$k_c = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

ρ : La valeur de taux d'humidité

Pour la zone de notre projet : $\rho_n = 70\%$

$$k_c = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 8.72} = 2,31$$

$$k_c = 2,31$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \cdot [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,9 \times (0,4 + 2,31 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,44$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981.73 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p$$

$$P = (1560.85 - 239.16) \times 25 \times 0,93 = 307.29 \text{ t}$$

$$P = 307.29 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{307.29}{3369,51} \cdot 10^2 - \frac{66.55 \times 45,63}{6642503,79} \cdot 10^4 + \frac{307.29 \times 45,63^2}{6642503,79} \cdot 10^2$$

$$\sigma_i = 9,12 - 4,57 + 9,63 = 14,18 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 14,18 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{14,18}{35981,73} = 3,94 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,94 \cdot 10^{-4} \times 2,44 \times 0,263 = 2,53 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,53 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,53 \cdot 10^{-4} = 48,07 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{48,07 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,08 \%$$

b.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires :

Le moment agissant : $M_{cp} = \left(\frac{3}{4} \cdot M_{min}\right) = \left(\frac{3}{4} \times 151,712\right) = \mathbf{113,784 \text{ t.m}}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{8,72}}$$

$$f(t) = 0,347$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,347 - 0,263 = 0,084$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,084$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p = (1560.85 - 287.23) \times 25 \times 0,93$$

$$P = 296.11 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{296.11}{3369,51} \cdot 10^2 - \frac{113.784 \times 45.63}{6642503,79} \cdot 10^4 + \frac{296.11 \times 45,63^2}{6642503,79} \cdot 10^2$$

$$\sigma_i = 8,78 - 7.81 + 9.28 = 10.25$$

$$\sigma_i = 10.25 \text{ MPA} < 0.5f_{c28} = 17.5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,84 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_P \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,84 \times 10^{-4} \times 0,084 \times 2,44 = 11.06 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{11.06 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,71 \%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service :

Le moment agissant : $M_M = \left(\frac{3}{4} \cdot M_{max}\right) = \left(\frac{3}{4} \times 318.49\right) = 239.68 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,347 = 0,653$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,653$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_M \cdot e}{I} + \frac{P \cdot e^2}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n \cdot A_p = (1560,85 - 298.29) \times 25 \times 0,93$$

$$P = 293.54 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{293.54}{5469,51} \cdot 10^2 - \frac{239.68 \times 75,87}{14740597,52} 10^4 + \frac{293.54 \times 75,87^2}{14740597,52} 10^2$$

$$\sigma_i = 5.36 - 12.33 + 11.46 = 4,49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 4,49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 4,49 \text{ MPA} < 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,24 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_P \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 1,24 \times 10^{-4} \times 2,44 \times 0,635 = 36.50$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{36.50 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,33 \%$$

$$\Delta\sigma_{fITOT} = 48.07 + 11.06 + 36.50 = \mathbf{95.63 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fITOT} = 6,12 \%$$

c. Pertes par relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = (1560.85 - 215.59)$$

$$\sigma_{pi} = 1345.26 \text{ MPA}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour l'acier TPR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1345.26}{1860} - 0,43 \right) \times 1345.26 \times 2,5 = 59.17 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 3,79 \%$$

➤ **Pertes différées totales :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6} \right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6} \right) \Delta\sigma_{\xi} = 49.31 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6} \right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,16 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	23.57	95.63	49.31	168.51
%	1.51	6,12	3.16	10.79

Tableau.8.19 : les pertes différées totales à x=0,25L.

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	215.59	168.51	384.1
%	13.81	10.79	24,60

Tableau.8.20 : les pertes totales à x=0,25L.

Pourcentage des pertes totales :

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{piTOTAL}}{\sigma_{P_0}} \times 100$$

σ_{P_0} : Tension à l'origine. $\sigma_{P_0} = 1491,5 \text{ MPA}$

sections	0L	0.25L	0.5L	sections	0L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0	6.875	27.5	Abscisse (m)	0	6.875	27.5
$\Delta\sigma_f$	15,6085	15,6085	15,6085	$\% \Delta\sigma_f$	1	1	1
$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	108,756	108,756	108,756	$\% \Delta\sigma_{\theta_{max}}$	6.96	6.96	6.96
$\Delta\sigma_g$	1,9	1,9	1,9	$\% \Delta\sigma_g$	0,12	0,12	0,12
$\Delta\sigma_{rac}$	36.55	89.33	79.15	$\% \Delta\sigma_{rac}$	2.34	5.72	5.06
$\Delta\sigma_r$	28.87	23,57	21.03	$\% \Delta\sigma_r$	1.85	1,51	1.34
$\Delta\sigma_{fl}$	70.2	95.63	57.99	$\% \Delta\sigma_{fl}$	4.49	6,12	3.67
$\Delta\sigma_{\xi}$	56.21	49.31	50.62	$\% \Delta\sigma_{\xi}$	3.60	3.16	3.24
$\Delta\sigma_{total}$	317.55	383.56	334.51	$\% \Delta\sigma_{total}$	20.36	24.59	21.43

Tableau 8.21: La perte totale dans les différentes sections.

Conclusion :

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (24,59%, le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 30% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

4. Vérification des contraintes :

4.1 Pour la section intermédiaire ($X=0.25L$):

Dans la première 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, dans ce qui suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\text{Construction} \implies \begin{cases} \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{ts}} \\ \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{\text{ci}} \end{cases}$$

$$\text{Servic} \implies \begin{cases} \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{cs}} \\ \text{Fibre inférieure: } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{\text{ci}} \end{cases}$$

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 constriction** : 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 constriction :

- ✓ **Poutre isostatique soumise à son poids propre :**

$$M_p = 66.55 \text{ t.m}$$

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 %

$$M(x) = (66.55 \times 0,3) + 66.55 = 45,483 \text{ t.m}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_0 = 362.897 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 50.12 \text{ t}$$

$$p_1 = 370.154 - 40.096 = 330.058 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355.639 - 61.0144 = 295.945 \text{ t}$$

$$p_{moy} = \frac{p_1 + p_2}{2} = 313.002 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire

$$B = 3369,51 \text{ cm}^2, V = 68.75 \text{ cm}, V' = 61,25 \text{ cm}$$

$$I = 6642503,79 \text{ cm}^4, \quad e_0 = 45,63 \text{ cm}$$

- **A mi travée** : sans hourdis.

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_p \cdot V}{I} = 9,795 - 15.587 + 4.707 = -1.085 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 9,795 + 12,887 - 4,194 = 18,488 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 8,78 - 13,976 + 4,707 = -0,489 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 8,78 + 12,452 - 4,194 = 17,038 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -4,05 \text{ MPA} < \sigma_s = -0,787 < 21 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} = 17,76 < 17,94 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

- **A mi travée :** avec hourdis

On a procédé dans ce cas avec un chargement de type D_{240} .

$$M_M = 238,85 \text{ t.m.}$$

Caractéristique de la section :

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_0 = 362,897 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 89,30 \text{ t}$$

$$p_1 = 370,15 - 71,44 = 298,71 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355,64 - 107,16 = 248,48 \text{ t}$$

$$p_{moy} = 273,595 \text{ t}$$

$$B = 5469,51 \text{ cm}^2; V = 58,51 \text{ cm}; V' = 91,49 \text{ cm}$$

$$I = 14740597,52 \text{ cm}^4, e_0 = 75,87 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 5,46 - 8,99 + 9,48 = 5,95 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 5,46 + 14,06 - 14,82 = 4,7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 4,54 - 7,48 + 9,48 = 6,54 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 4,54 + 11,70 - 14,82 = 1,42 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -4,05 \text{ MPA} < \sigma_s = 6,245 < 21 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_c \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} = 3,06 < 17,94 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

4.2 Pour la section d'about (X=0,00L) :

- **En construction (A mi travée sans hourdis) :**

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_0 = 145,159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 15,14 \text{ t}$$

$$p_1 = 148,06 - 12,11 = 91,226 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 142,25 - 18,168 = 124,08 \text{ t}$$

$$p_{moy} = 107,654 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 4906,76 \text{ cm}^2; V = 69,01 \text{ cm}; V' = 60,99 \text{ cm}.$$

$$I = 7426693,47 \text{ cm}^4, \quad e_0 = 45,37 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 1,85 - 3,845 = -1,995 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 1,85 + 3,399 = 5,249 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 2,528 - 5,23 = -2,70 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 2,528 + 4,62 = 7,14 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -4,05 \text{ MPA} < \sigma_s = -2,34 < 21 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} = 6,19 < 19,94 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ **En service (A mi travée avec hourdis) :**

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_0 = 145.159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 29.58 \text{ t}$$

$$p_1 = 148.06 - 23.66 = 124.4 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 142.25 - 35.496 = 106.75 \text{ t}$$

$$p_{moy} = 115.57 \text{ t}$$

❖ **Caractéristique de la section :**

$$B = 7056,76 \text{ cm}^2; V = 64,94 \text{ cm}; V' = 85,06 \text{ cm}.$$

$$I = 16833182,35 \text{ cm}^4, \quad e_0 = 69,44 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 1.76 - 3.33 = -1.57 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 1.76 + 4.36 = 6.12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 1.51 - 2.85 = -1.34 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 1.51 + 3.74 = 5.25 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \quad \Rightarrow \quad -4.05 \text{ MPA} < \sigma_s = -1.455 < 21 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_c \quad \Rightarrow \quad -2.39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} = 5.68 < 17.94 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

4.3 Pour la section (X=0,5L) :

On prend un coefficient de majoration pour le moment de poutre

$$M(x) = (88.74 \times 0,3) + 88.74 = 115.36 \text{ t.m}$$

▪ **En construction (A mi travée sans hourdis)**

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_0 = 362.897 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 47.72 \text{ t}$$

$$p_1 = 370.155 - 38.168 = 331.98 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2\Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 355.64 - 57.26 = 298.38 \text{ t}$$

$$p_{moy} = 315.18 \text{ t}$$

$$B = 3369,51 \text{ cm}^2, V = 68,75 \text{ cm} \quad ; V' = 61,25 \text{ cm.}$$

$$I = 6642503,79 \text{ cm}^4, \quad e_0 = 45,63 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 9.85 - 15.68 + 11.94 = 6.11 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 9.85 + 13.96 - 10.63 = 13.18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 8.85 - 14.09 + 11.94 = 6.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 8.85 + 12.55 - 10.63 = 10.77 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \quad \Rightarrow \quad -4.05 \text{ MPA} < \sigma_s = 6.4 < 21 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_c \quad \Rightarrow \quad -2.39 \text{ MPA} < \sigma_{ci} = 11.97 < 17.94 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

▪ **En service (A mi travée avec hourdis) :**

On a procédé dans ce cas avec un chargement de type D240.

Caractéristique de la section :

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_0 = 362.897 \text{ t}$$

$$\Delta p_d = 77.73 \text{ t}$$

$$p_1 = 370.155 - 62.184 = 307.97 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2\Delta \cdot p_d$$

$$p_2 = 355.64 - 93.27 = 262.37 \text{ t}$$

$$p_{moy} = 285.17t$$

$$B = 5469,51cm^2 ; V = 58,51 cm ; V' = 91,49 cm$$

$$I = 14740597,52 cm^4 ; e_0 = 75,87cm$$

$$M_M = 318.49t.m.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 5.63 - 9.27 + 12.64 = 9 MPA$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 5.63 + 14.50 - 19.76 = 0.37 MPA$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_P \cdot V}{I} = 4.79 - 7.90 + 12.64 = 9.53 MPA$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_P \cdot V'}{I} = 4.79 + 12.35 - 19.76 = -2.62 MPA$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \quad \Rightarrow \quad -4.05MPA < \sigma_s = 9.26 < 21 MPA \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_c \quad \Rightarrow \quad -2.39 MPA < \sigma_{ci} = -1.125 < 17.94 MPA \dots \dots \dots CV$$

5. Calcul de ferrailage passif longitudinal:

On à deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

5.1. Armatures longitudinales de peau:

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentielles et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$\begin{cases} 3 \cdot P \text{ cm}^2/ml \\ 0.1\% B \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_s = \max$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$\begin{cases} 3 \times 374,9 \times 10^{-2} = 11.24 \text{ cm}^2 \\ 0.1\% \times 3270 = 3.27 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_s = \max$$

$$A_S = 11.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10 \emptyset 12 (11,31 cm^2) \Rightarrow avec un espacement de $e = 16 \text{ cm}$.

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.

σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte de traction.

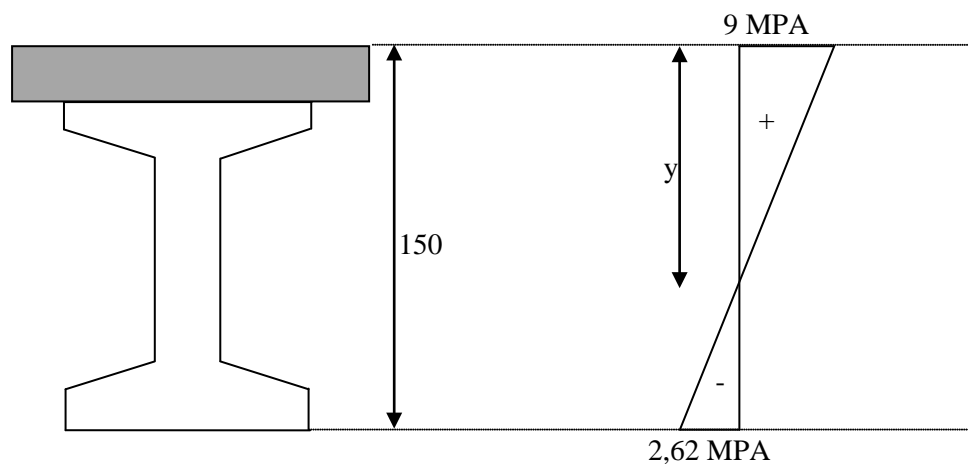


Figure 8.5 : Diagramme des contraintes normales

$$\frac{y}{9} = \frac{150 - y}{2.62} \Rightarrow y = 116.18 \text{ cm}$$

La zone tendue se trouve à une distance de 1,5 cm de l'axe neutre .

$$X = 33.82 \text{ cm}$$

$$B_t = S1 + S2 + S3$$

$$B_t = (15 \times 50) + \left(\frac{(15 + 50) \times 10}{2} \right) + (8.82 \times 15)$$

$$B_t = 1207.3 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \cdot \sigma_t}{2}$$

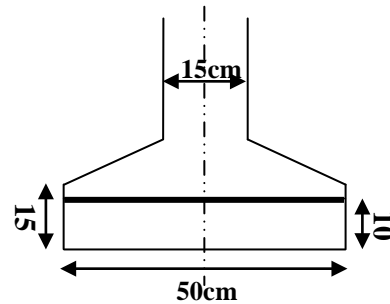
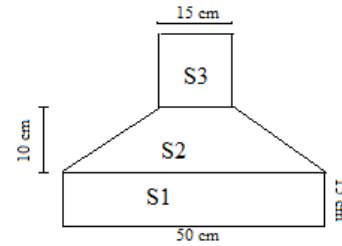
$$N_{Bt} = \frac{1207.3 \times 2.62}{2} = 0,1581 \text{ MN}$$

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

$$A_S = \frac{1207.3}{1000} + \frac{0,1581}{500} \times \frac{2.7}{2.62} \cdot 10^4 = 4.46 \text{ cm}^2$$

Pour les raisons constructives,

Nous adoptons comme section : 4HA12= 4,52 cm².



6. Justification aux E.L.U :

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.

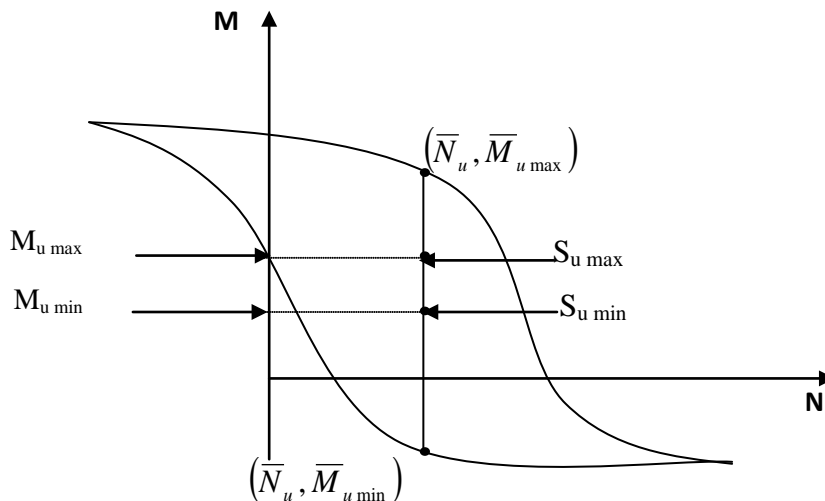


Figure 8.6 : Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.

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 fermé 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'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_U(N_U, M_U)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

6.2. Démarche à suivre:

- a. On fixe $\bar{N}_U < w$
- 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 aN_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 $M_{U_{min}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$

6.3. Les sollicitation à L'E.L.U :

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

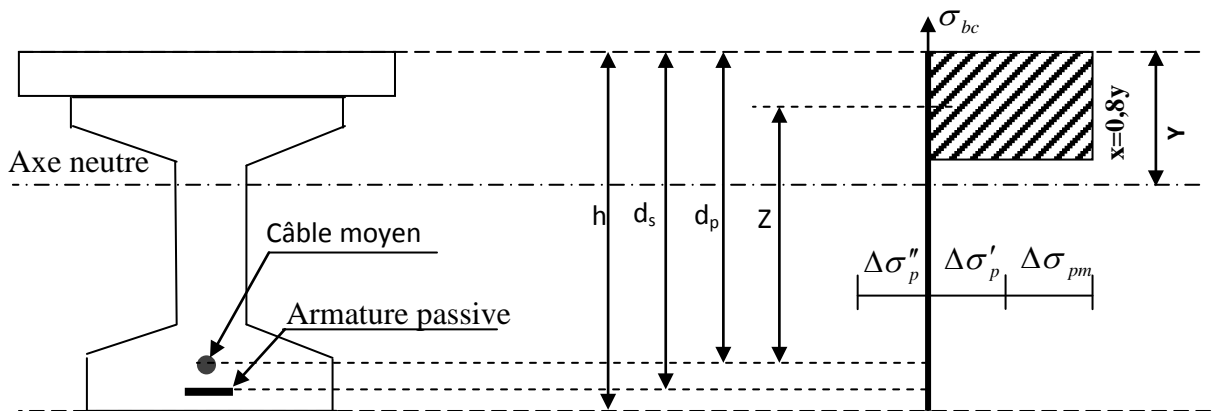


Figure.8.7 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$ Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

- les sollicitations à L'E.L.U 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.

6.4. Équation Liée à l'hypothèse de 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).

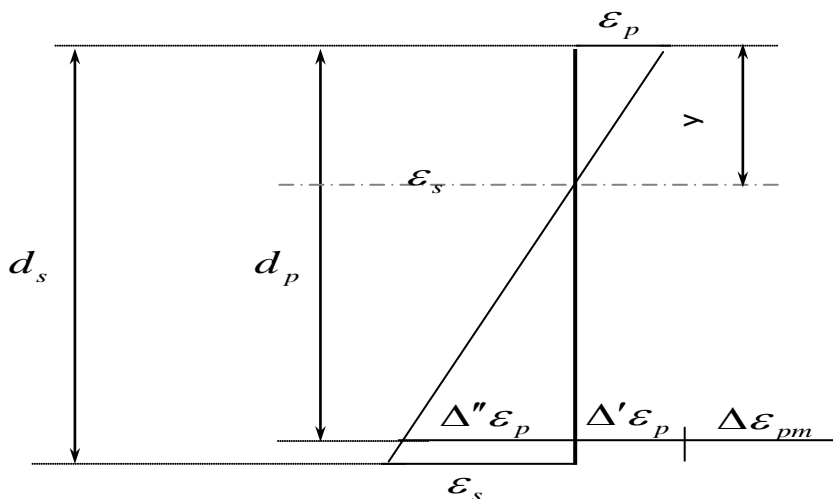


Figure.8.8 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée 1.

6.5. Équation 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 (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

$$\text{Nous avons dans (1) : } N_{Ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s = \bar{N}_U$$

On fait une comparaison entre N_{Ul} et N_U

☞ Si $N_{Ul} = N_U$: on calcule directement M_U

☞ Si $N_{Ul} > N_U$: 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 ε_{bc}

☞ Si $N_{Ul} < N_U$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{Ul} = N_U$

➤ Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :

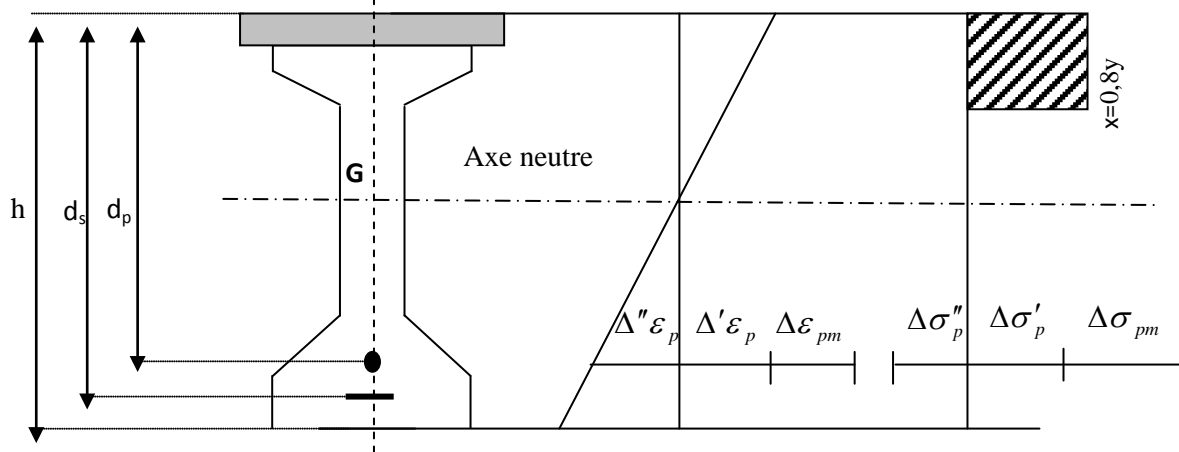


Figure 8.9 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée2 .

À l'ELU : $M_{min} = 1.35 Mg$ et $M_{max} = 1.35Mg + 1.35Mq$ (le moment max sous D240)

h (cm)	e_p (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	M_{umin} (t.m)	M_{umax} (t.m)
150	-75,87	143,5	145	23.25	4.52	204.82	429.69

Donc : $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$$\Rightarrow N_U = (1560.85 - 383.56) \times 25 \times 0,93 \cdot 10^{-4} = 2,7372 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \text{Dans (1) : } N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 2.25\Delta\sigma_p - 0.452\sigma_s$$

$$2737,2 = B(x) \times 19.83 \cdot 10^3 - (23.25 \times \Delta\sigma_p) - (4.52 \times \sigma_s)$$

$$\text{Dans(2) : } \bar{M}_{Umax} = B(x) \times 19.83 \times Z + 0.452 \times (1,5) \times \sigma_s$$

✓ Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

$$De(3): \quad \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{145 - y}{y} = \frac{116}{x} - 1$$

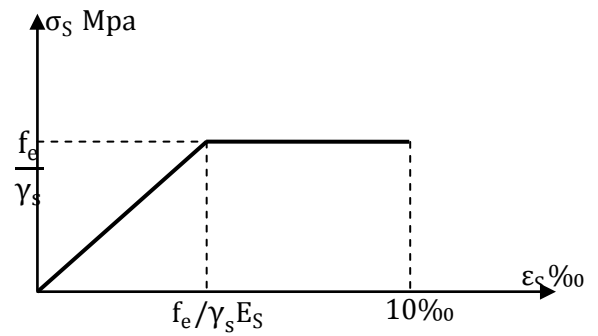
$$De(4): \quad \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 143.5}{x} - 1 = \frac{114.8}{x} - 1$$

✓ Équation traduisant le comportement des aciers :

▪ Armatures passives (F_eE50) :

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



▪ Armature actives (torons) :

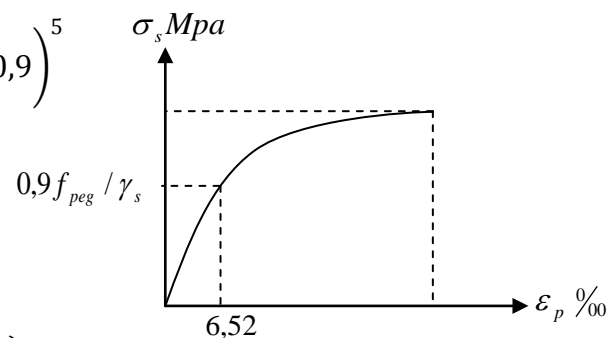
$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,82 \text{ MPA}$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p (\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta''\varepsilon_p) - \sigma_p (\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = (1560,85 - 383,56) = 1177,29 \text{ MPA}$$



La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_m}{E_p} = \frac{1177,29}{190000} = 6,19 \times 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{umin}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{2737,2 \cdot 10^3}{546951} + [2737,2 \times 10^3 \cdot (-0,7587) + 204,82 \cdot 10^4] \cdot \frac{-75,87}{14740597,52}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = 5,151 \text{ MPA}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} ‰

$$\sigma_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{bpm}}{E_b \cdot E_p} \text{ avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = \frac{5 \times 5,151}{19 \times 10^5} = 1,355 \cdot 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

Donc :

$$De(04) : \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \frac{10}{3,5} = \frac{143,5 - y}{y} \Rightarrow y = 37,20 \text{ cm}$$

$$De(04) : \sigma_s = 434,87 \text{ MPA}$$

$$De(03) : \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{145 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{6,19 \times 10^{-3} (145 - 37,20)}{37,20} = 17,93 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 17,93 \cdot 10^{-3}$$

De(06):

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (17,93 \times 10^{-3} + 0,135 \cdot 10^{-3} + 6,19 \times 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 24,255 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (6,19 \times 10^{-3}).$$

✓ **Déterminations de σ_p :**

$$6,19 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{prg}}{\gamma_s \cdot E_p} = 7,66 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\Rightarrow \sigma_p (6,19 \times 10^{-3}) = 1,9 \cdot 10^5 \times 6,19 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (6,19 \times 10^{-3}) = 1176,1 \text{ MPA.}$$

$$24,255 \cdot 10^{-3} > 6,19 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (24,255 \cdot 10^{-3}) = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ avec } y = 0,3720 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis + table de lapoutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{0,5 + 1,08}{2} = 0,79 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,3720 \times 0,79 = 0,2351 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ul} = 4,8146 \text{ MPA}$$

$$N_{ul} = 4.8146 \text{ MN} \geq N_u = 2,7372 \text{ MN}$$

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 A.

Il faudra calculer N_{ul} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_p

ε_p	$Y \text{ (cm)}$	$\Delta\varepsilon''$	$B(x)$	N_{ul}
2	29.61	0.0101	1871.35	2.6233
2.7	30.50	0.0101	1927.6	2.735
3	33.11	0.0101	2092.55	3.062

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_p = 2,7\text{‰}$, $N_{ul} = 2,735 \text{ MN} \approx N_u = 2,7372 \text{ MN}$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_p = 2,7\text{‰}$$

$$\bar{M}_{umax} = B(x) \times 19.83 \times Z + 0,452 \times (1.5) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0,8 \times y = 145 - 0,8 \times 30.50 = 120.6 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{umax} = 1927.6 \times 19.83 \times 120,6 + 4,52 \times (1,5) \times 435 = 461,28 \text{ t.m}$$

$$\bar{M}_{umax} = 461,28 \text{ t.m} < M_{uMAX} = 507,528 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

7. Vérification des contraintes tangentielles :

✓ 1^{ère} phase: en construction:

L'effort tranchant du au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{max}(x) = 12.02 \text{ t}$$

▪ **La contrainte de cisaillement τ :**

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{I \cdot b_\tau}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{b_n \cdot z}$$

Z: le bras de levier : $Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$

b_n : largeur brute dans le cas de prétention.

ρ : 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 :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 331,98 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{331,98}{3270} = \mathbf{10,15 \text{ MPA}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 298,38 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{298,38}{3270} = \mathbf{9,12 \text{ MPA}}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$(\tau) < \min(\tau_1, \tau_2) = \tau$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x\right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x\right)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15\right) = 8,75 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = \mathbf{8,75 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12\right) = 8,09 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 8,09 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 10,15) \times (2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15) = 11,41 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 11,41 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 9,12) \times (2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12) = 11,94 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 11,94 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{22}) \implies |\tau_1| < \min(8,75; 11,41) = 8,75 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22}) \implies |\tau_2| < \min(8,09; 11,64) = 8,09 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < 8,75 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < 8,09 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = \frac{v_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 130 \times \frac{(1 + 0,46)}{2} = 94,9 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{12,02 \cdot 10^4}{50,10 \times 94,9 \cdot 10} = 0,25 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0,25 \text{ MPA} < \tau_1 = 8,75 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,25 \text{ MPA} < \tau_2 = 8,09 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ 2^{ème} phase: en service:

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

▪ à ELS :

$$V_S = 16,50t$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 307,97 \text{ t} \implies \sigma_{x1} = \frac{307,97}{5370} = 5,73 \text{ MPA}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 262,37 \text{ t} \implies \sigma_{x2} = \frac{262,37}{5370} = 4,88 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 5,73 \right) = 7,041 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = \mathbf{7,041 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,88 \right) = 6,429 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = \mathbf{6,429 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 5,73) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 5,73 \right) = 15,36 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = \mathbf{15,36 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 4,88) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,88 \right) = 14,81 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = \mathbf{14,81 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21}) \implies |\tau_1| < \min(7,041 ; 15,36) = 7,041 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22}) \implies |\tau_2| < \min(6,429 ; 14,81) = 6,429 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \mathbf{7,041 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_2| < \mathbf{6,429 \text{ MPA}}$$

$$\tau_1 = \frac{v_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 150 \times \frac{(1 + 0,50)}{2} = 112,5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{16,50 \cdot 10^4}{50,10 \times 112,5 \cdot 10} = 0,293 \text{ MPA.}$$

$$\tau = 0,293 \text{ MPA} < \tau_1 = 7,041 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,293 \text{ MPA} < \tau_2 = 6,429 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ à ELU :

$$V_U = 22,27 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{22,27 \times 10^4}{(50,10) \times (112,5 \cdot 10)} = 0,396 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 0,396 \text{ MPA} < f_{cj} = 2,7 \dots \dots \dots \text{CV}$$

7.1. Minimum d'armatures transversales :

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(1m, 0,8h, 3b_0) = \min(1m, 0,8 \times 1,30; 3 \times 0,50) \Rightarrow S_t \leq 1,04m$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPA}$$

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.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 50 \times 1,15}{500 \cdot 10^{-2}} = 6,9 \text{ cm}^2/ml$$

✓ Dans la zone médiane :

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins 2 cm²/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,069 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,069} = \frac{2,26}{0,069} = 32,75 \text{ cm}$$

On adopte $s_t = 30 \text{ cm}$

✓ Dans la zone d'appuis :

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone d'about on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

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 constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cot g\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Par le BPEL91: } tg2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

$$\text{Avec : } \tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^U = V_u - \frac{p_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{umax} = 22,27 \text{ tet} V_{red}^U = 22,27 \text{ t}$$

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{22,27 \cdot 10^{-2}}{0,8 \times 1,5 \times 0,5} = 0,371 \text{ MPA}$$

❖ Angle d'inclinaison β_U :

$$P_U = (\sigma_p - \Delta\sigma_p) \cdot A_p = (1560,85 - 318,09) \times 0,93 \times 10 \times 10^{-4} = 1,155 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{1,155}{7056,76} = 1,63 \text{ MPA}$$

$$tg2\beta = \frac{2 \times 0,371}{1,63} = 0,455$$

$$\beta = 12,23^\circ$$

❖ Détermination des armatures verticales :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \left(\frac{1,15 \cdot b_n}{f_e} \cdot tg\beta_u \right) \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq -0,0092 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\max(-0,0092; 6,9) \text{ cm}^2}{\text{ml}} = 6,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinées à reprendre l'effort tranchant.

On choisit comme ferrailage transversal 2HA12+2HA14,

Soit $A_t = 5,338 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{5,338}{6,90} = 0,77 \text{ m}$$

On prendra: $S_t = 50\text{cm}$

❖ **Armatures transversales supérieures :**

Elles doivent être au moins à $2\text{cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre HA14 tous les 25 Cm.

7.3. Justification des billes de compression du béton :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{red}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,371)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,137 < 34,02$$

⇒ Condition vérifié

8. Calcul justificatif réglementaire en sections 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.

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.

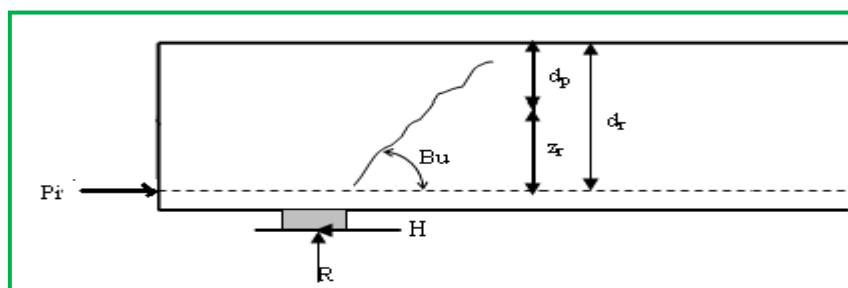
✓ **l'équilibre de la bielle d'about**

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 u béton la contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte à pour valeur.



✓ **étapes de calcul :**

Le calcul consiste à chercher le niveau R de la poutre tel que :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cot g \beta_u$$

P_i : Effort composition à la contrainte limite.

H_u : réaction horizontale a l'ELU

R_u : réaction verticale a l'ELU

$$B_U \leq 30^\circ$$

$$R_U = 22,27 t$$

▪ **Calcul de P_i**

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left(1,2 \sigma_{pm}, \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left(1,2 \times 1177,29 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1617,391 \text{ MPA}$$

$$p_i = 10 \times 0,93 \times 10^{-2} \times 1617,391 = 150,41 t$$

▪ **Calcul de H_u**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontal a est prise, égale a 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 452,006 = 45,20 t$$

▪ **Recherche du niveau R :**

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cot g \beta_u \Rightarrow 150,41 - 45,20 > 102,74$$

$$105,21 > 102,74 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le niveau r est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau a partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10} \quad : \text{Hauteur e la membrane comprimée.}$$

$$d_r = h - y_r : \text{Distance de R à la fibre supérieure.}$$

$$z_r = d_r - d_p : \text{Hauteur de bielle}$$

$$z = 2 \frac{h}{3}$$

Si: $z_r < z$: La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par z/z_r et placée sur la longueur $z_r \cot g \beta_u$

Si: $z_r \geq z$: La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur $z \cot g \beta_u$

➤ **Pour notre cas :**

$$d_r = 1,30 - 0,1562 = 1,1438 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,1438 - \frac{1,3}{10} = 1,0138 \text{ m}$$

$$Z = 1,30 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) = 0,66 \text{ m} \Rightarrow Z_r = 1,0138 \text{ m} > Z = 0,66 \text{ m}$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 0,66 \times \cotg 30^\circ = 1,143 \text{ m}$$

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau :

2 cadres **HA12** ($A_t=2,26 \text{ cm}^2$).

✓ **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 :

$$H = Al \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg} \theta)}{1 + 1,5\text{tg} \theta}$$

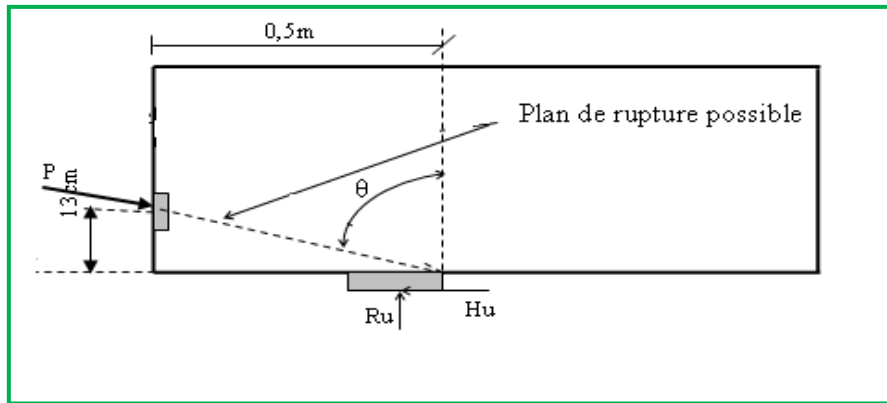


Figure.8.10 : Rupture du coin inférieur.

Remarque :

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c à d 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 :**

$$\varphi = 0 \text{ (car les câbles est rectiligne)}$$

$$R = 22,27 \text{ t} \quad \text{et} \quad H = 105,21 \text{ t}$$

$$58,93 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 33,405 \quad \dots \dots \dots \text{CV}$$

En prend : $K = 1$

$$A_{Smin} = \frac{0,04 \times 2227 \times 1,15}{500} (5 - 4k) = 0,20 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_{tmin} = 0,20 \text{ cm}^2$ soit à prendre une section de $2,26 \text{ cm}^2$ (2HA12).

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

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.

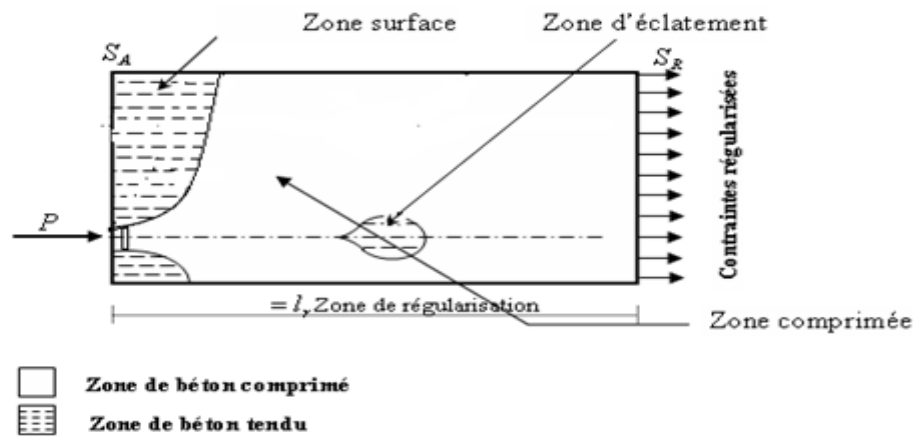


Figure.8.11: les zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de Régularisation

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 $(d \times d)$, 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:**

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 10 \times 1560.85 \times 0,93 = 1451,59 \text{ KN}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{1451,59}{\frac{2}{3} \times 500} = 0,174 \text{ cm}^2, \text{ donc on adopte : un cadre HA12 Soit } 2,26 \text{ cm}^2 .$$

9. Ferrailage de la poutre :

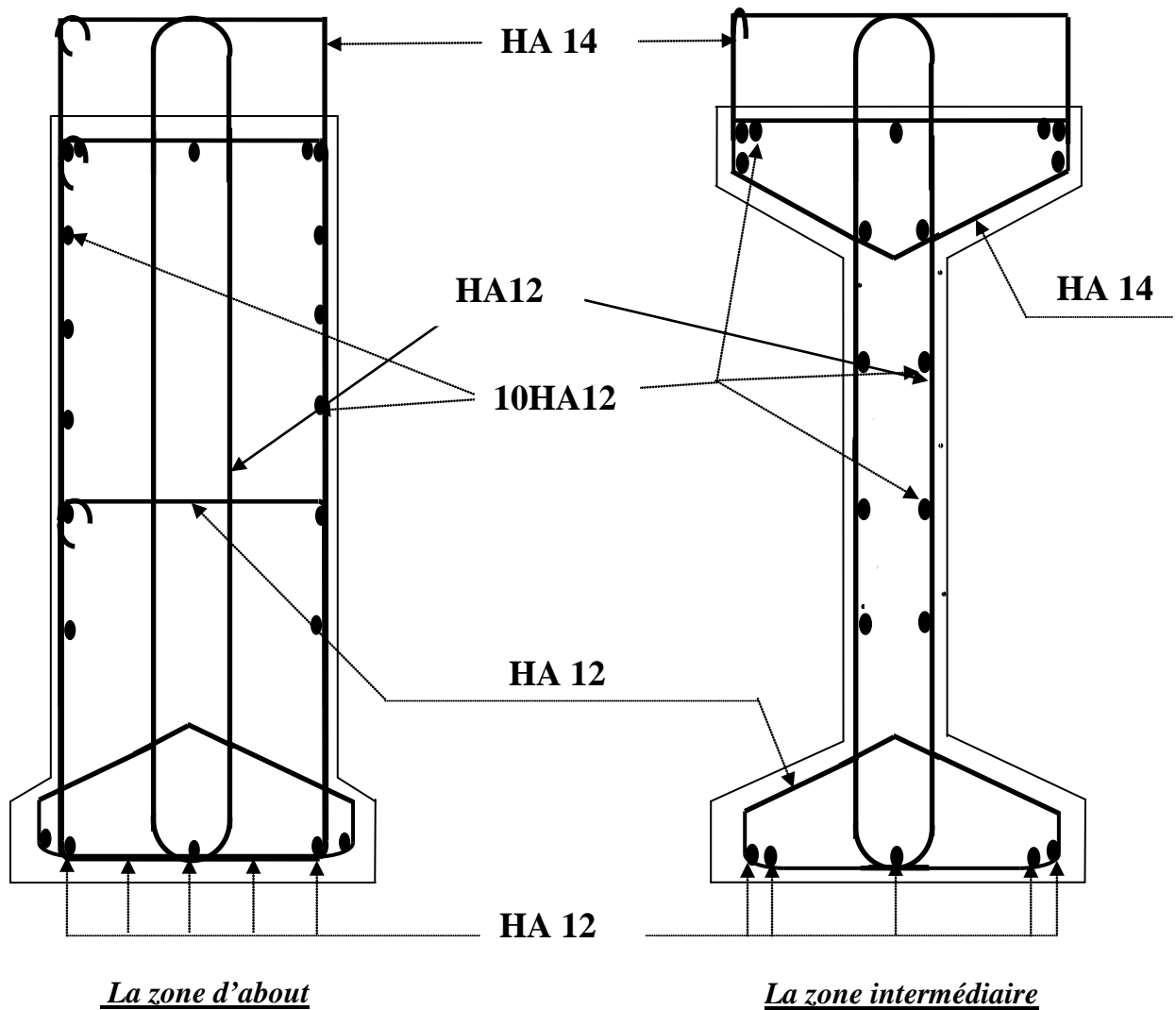


Fig.8.12 : Schéma de ferrailage de la poutre

Chapitre 9

*Étude de la dalle et
d'entretoise*

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.

2. Valeurs extrême des moments

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

- ELU : (1.35G+1.35D240).... ROBOT
- ELS : (G+D240)..... ROBOT

ELU :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXV [Tm/m]
MAX	3,30	0,84	1,88
Panneau	67	67	67
Noeud	571	605	573
Cas	Elu(1D240)/1	Elu(1D240)/2	Elu(1D240)/2
MIN	-0,17	-2,18	-0,01
Panneau	67	67	67
Noeud	626	888	709
Cas	Elu(1D240)/29	Elu(1D240)/29	Elu(1D240)/29

Tableau.9.1 : Le moment fléchissant à l'E.L.U.

ELS :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MXY [Tm/m]
MAX	2,45	0,62	1,40
Panneau	67	67	67
Noeud	571	605	573
Cas	G+1D240/1	G+1D240/2	G+1D240/2
MIN	-0,13	-1,62	-0,01
Panneau	67	67	67
Noeud	626	888	709
Cas	G+1D240/29	G+1D240/29	G+1D240/29

Tableau.9.2 : Le moment fléchissant à L'E.L.S.

2.1 Moment transversal :

- **Moment sur appuis**

$M_u = 3.30 \text{ t.m/ml}$

$M_s = 2.45 \text{ t.m/ml}$

- **Moment en travée**

$M_u = 0.17 \text{ t.m/ml}$

$M_s = 0.13 \text{ t.m/ml}$

2.2 Moment longitudinal :

- **Moment sur appuis**

$M_u = 0.84 \text{ t.m/ml}$

$M_s = 2.18 \text{ t.m/ml}$

- **Moment en travée**

$M_u = 0.62 \text{ t.m/ml}$

$M_s = 1.62 \text{ t.m/ml}$

3. 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 $f_{c28} = 35$ MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

$$d_1 = 17 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

- Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.
- Section d'armature tendue : $A_{st} = 4,61\text{cm}^2$

ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,568$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 13,78 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 13,97 \text{ t.m} \geq 2,45 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 7,41 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

ELU :

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 0,23 \text{ cm}^2$

ELS :

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,7}{500} \times 100 \times 17 = 2,11 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s ser}, A_{s min})$$

- **Sur appui**

$$A_s = \max (4,61 ; 7,41 ; 2,11) = 7,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 (7.92 cm²)

- **En travée**

$$A_s = \max (0.23 ; 0.39 ; 2,11) = 2,11 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 (5,65 cm²)

4. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d_1 = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$.

Section d'armature tendue : $A_{st} = 1,15 \text{ cm}^2$

ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,568$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 13,78 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 13,97 \text{ t.m} \geq 2,18 \text{ t.m} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 6,59 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

ELU :

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{st} = 0,84 \text{ cm}^2$

ELS :

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 4,89 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,7}{500} \times 100 \times 17 = 2,11 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{s ser}, A_{s min})$$

- Sur appui

$$A_s = \max (1,15; 6,59; 2,11) = 6,59\text{cm}^2$$

Soit : 5HA14(7.70cm²)

En travée

$$A_s = \max (0,84 ; 4,89 ; 2,11) = 4,89\text{cm}^2$$

Soit : 5HA12 (5.65cm²)

➤ Schéma de ferrailage de la dalle :

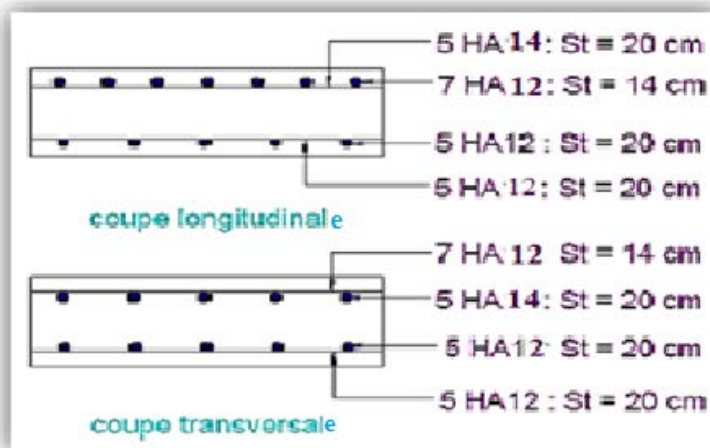


Figure 9.1 : schéma de ferrailage de la dalle

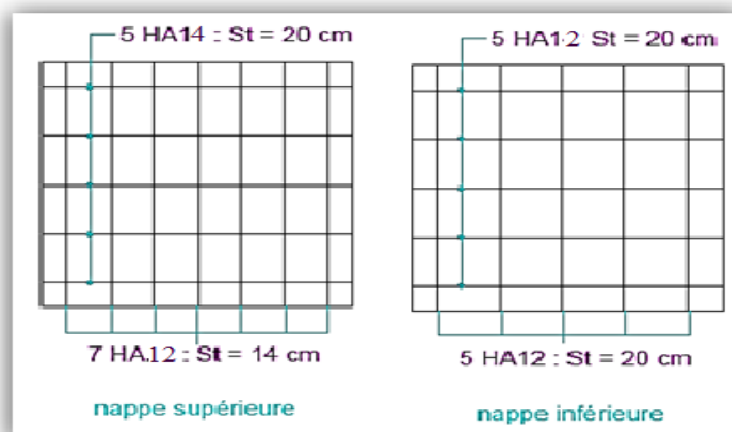


Figure 9.2 : ferrailage de la dalle-en plan-

5. Étude de l'entretoise d'about :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres sont assemblées sur les poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle répartit les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

5.1 Dimensions de l'entretoise :

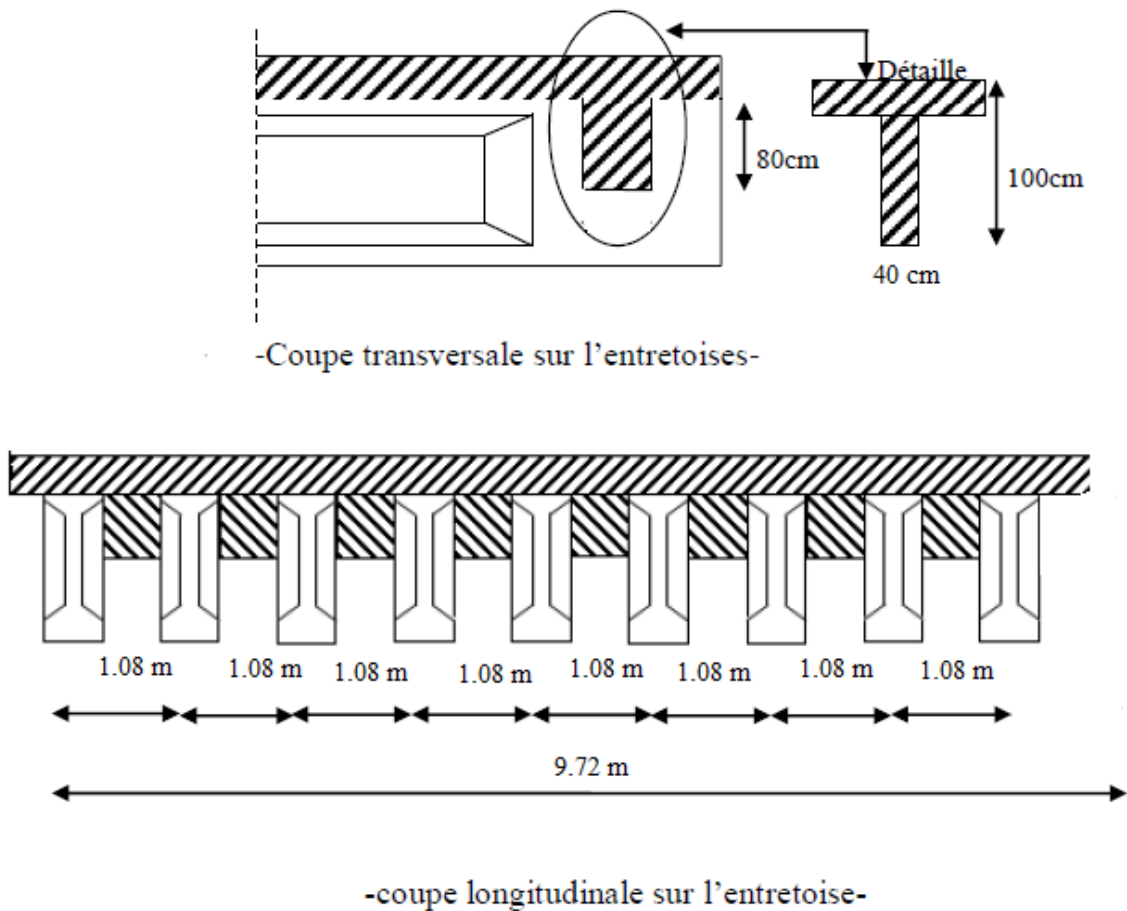


Figure 9.3 : Détail entretoise

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).

5.2.1 Calcul des efforts

- le poids propre :

$$S_{entr} = 0,73 \times 0,8$$

$$S_{entr} = 0,584 \text{ m}^2$$

$$P_{entr} = S_{entr} \times 0,4 \times 2,5 = 0,584 \text{ t}$$

- Le poids total de l'entretoise :

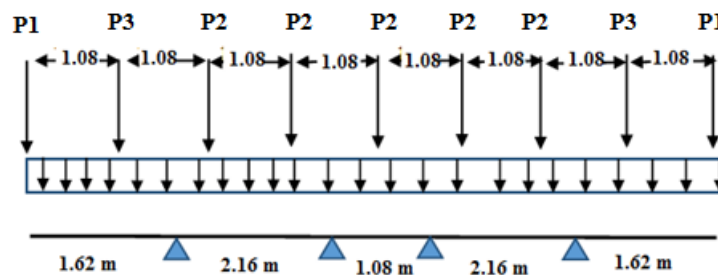
$$P_{entr} = 0,584 \times 8 = 4.672 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{8.64} = 0.541 \text{ t/ml}$$

- L'effort du au tablier

- de rive : $P1_{tab,R} = \frac{2.121 \times 28.5}{2} = 30.22 \text{ t}$
- intermédiaire : $P2_{tab,I} = \frac{1.605 \times 28.5}{2} = 22.87 \text{ t}$
- cote de rive : $P3_{tab,C} = \frac{1.596 \times 28.5}{2} = 22.74 \text{ t}$

5.2.2 Emplacement des vérins :

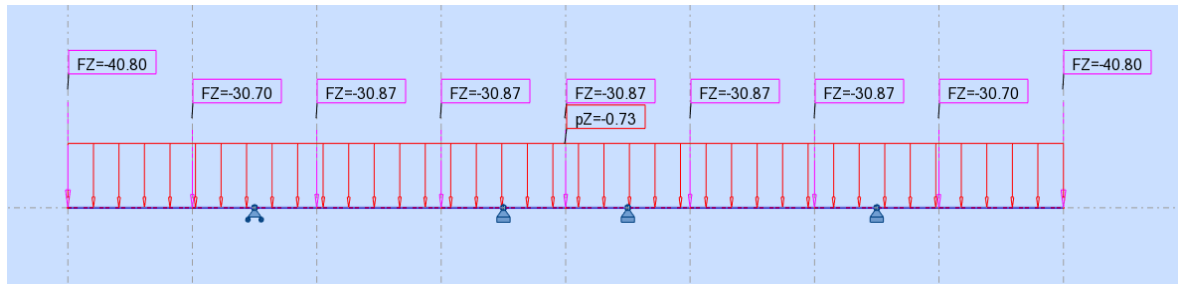


5.2.3 Calcul des sollicitations

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre de l'entretoise (t/ml)	L'effort dû au tablier (t)		
ELU	$1.35 \times 0.541 = 0.73$	$1.35 \times P_{\text{tab,R}} = 40.80$	$1.35 \times P_{\text{tab,I}} = 30.87$	$1.35 \times P_{\text{tab,C}} = 30.70$
ELS	0.541	30.22	22.87	22.74

5.2.3.1 ELU :



A- Diagramme des moments :

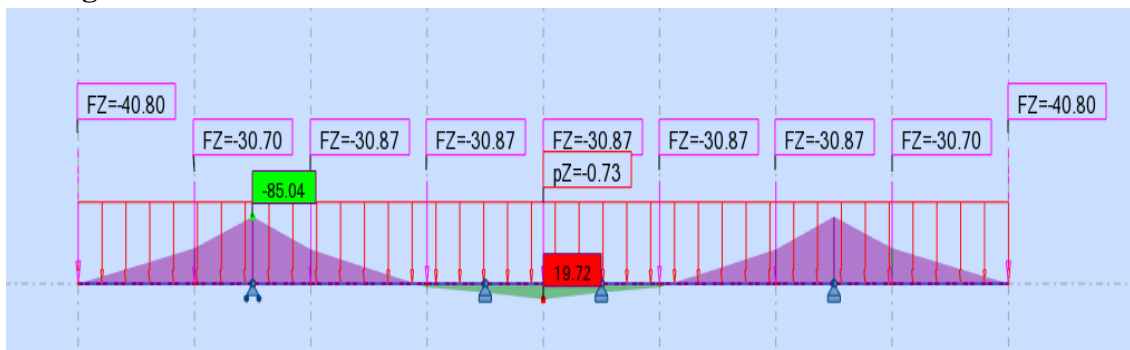


Figure 9.4: Diagramme de moment fléchissant

$$M_{u \text{ app}} = 85.04 \text{ t. m.}$$

$$M_{u \text{ trav}} = 19.72 \text{ t. m.}$$

B- Diagramme des efforts tranchants :

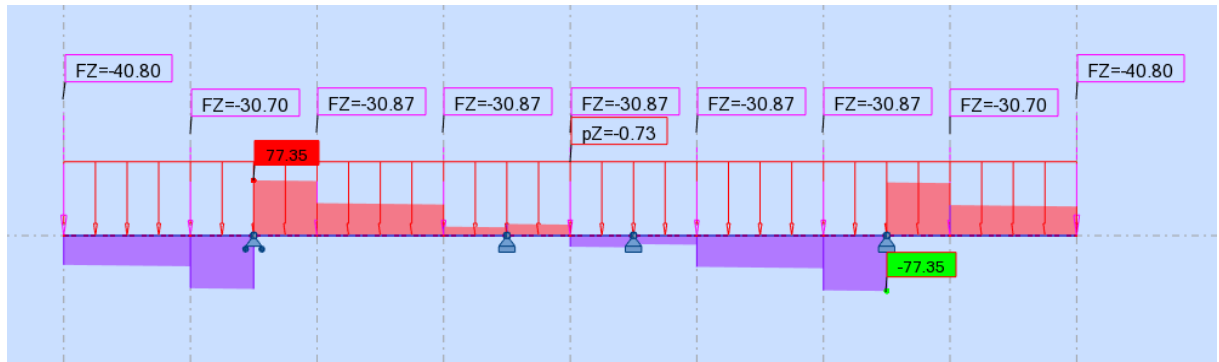
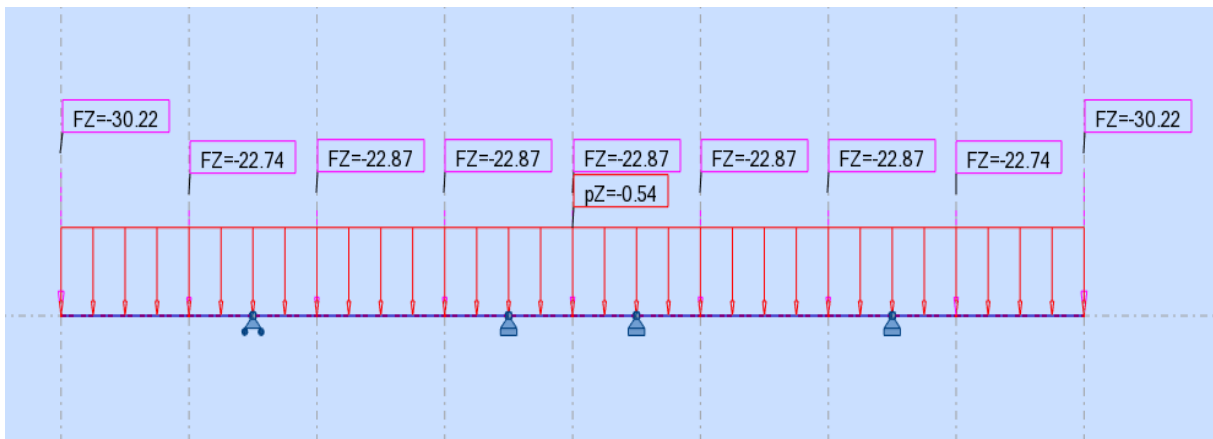


Figure 9.5 : Diagramme de l'effort tranchant

$T_{u \max} = 77.35 \text{ t.}$

5.2.3.2 ELS :



A- Diagramme des moments :

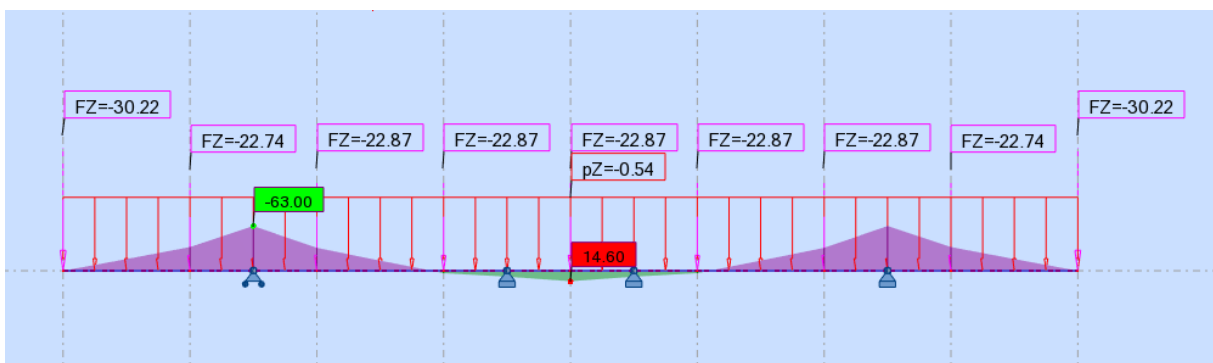


Figure 9.6: Diagramme de moment fléchissant

$M_{s \text{ app}} = 63.00 \text{ t. m.}$

$M_{s \text{ trav}} = 14.60 \text{ t. m.}$

B -Diagramme des efforts tranchants :

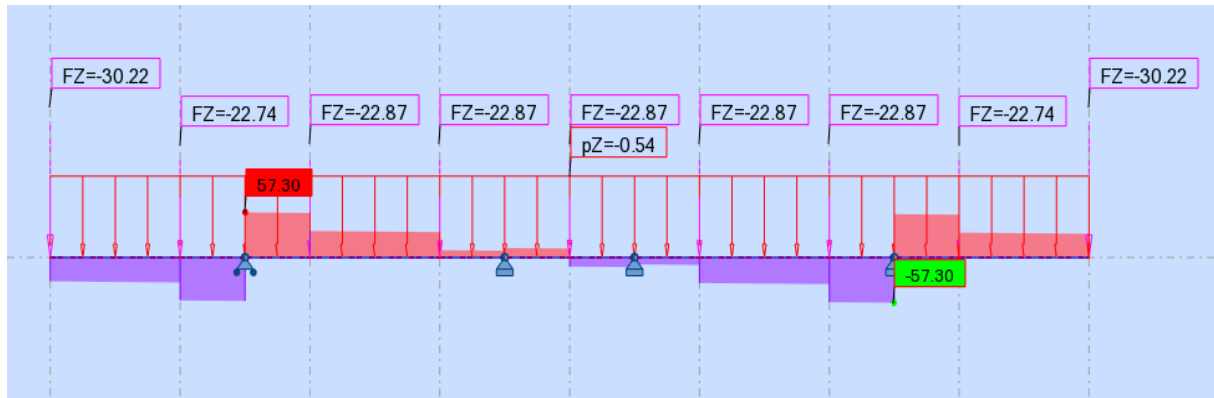


Figure 9.7: Diagramme de l'effort tranchant

$$T_{u \max} = 57.30 \text{ t.}$$

5.3 Ferrailage de l'entretoise

5.3.1 Hypothèses : Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500.

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15.$$

$$b = 0,4 \text{ m}, d = 0,95 \text{ m}; c = 0,05 \text{ m}$$

5.3.2 En travée :

$$M_U = 19.72 \text{ t. m.}$$

$$M_S = 14.60 \text{ t. m.}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{19.72}{14.60} = 1,35$$

5.3.2 . ELU:

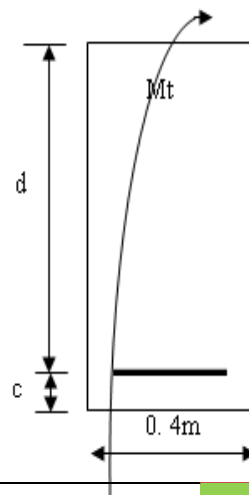
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.72 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,95^2 \times 19,83} = 0,0275$$

$$\mu_{bu} = 0,0275 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.



[CHAPITRE 09]

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0348}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,986}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 5.09 \text{ cm}^2}$$

5.3.3 ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{21 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6(\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,3920 \times 0,40 \times 0,95^2 \times 19,83 = \mathbf{2,8062 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{2,8062}{1,35} = \mathbf{2,078 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,37206 \leq M_{ls} = 2,078 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{14,60 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,95^2 \times 21} = \mathbf{0,0192}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,039}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,984}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 6.48 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On a que: } \mathbf{A_{ser} > A_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 6.48 \text{ cm}^2}$$

Sur appui :

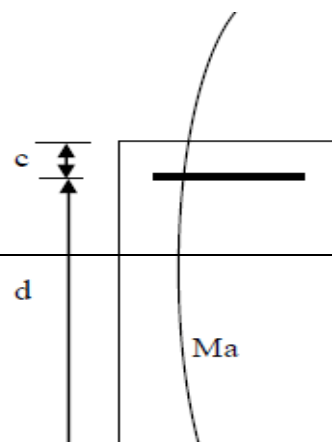
$$M_{au} = \mathbf{85.04 \text{ t.m}}$$

$$M_{as} = \mathbf{63.00 \text{ t.m.}}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{85,04}{63,00} = \mathbf{1,35}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85,04 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,95^2 \times 19,83} = \mathbf{0,1187}$$

$$\mu_{bu} = 0,1187 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$



$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,1585}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9365}$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = \mathbf{21,97 \text{ cm}^2}$$

5.3.3.1 ELS:

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{2,8062}{1,35} = \mathbf{2,078 \text{ MN.m}}$$

$$M_{as} = 0,74035 \leq M_{ls} = 0,9745 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{63,00 \times 10^{-2}}{0,40 \times 0,95^2 \times 21} = \mathbf{0,0831}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{bu}} \right) = \mathbf{0,176}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,929}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{29,62 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = \mathbf{29,26 \text{ cm}^2}$$

5.3.4 Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,40 \times 0,95 \times 10^4 \left(\frac{2,7}{500} \right)$$

$$A_{Smin} > 4,72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_{Stravée} = \mathbf{6,48 \text{ cm}^2} & \text{soit } \mathbf{04 \text{ HA } 16(8,04 \text{ cm}^2)} \\ A_{Sappui} = \mathbf{29,26 \text{ cm}^2} & \text{soit } \mathbf{06 \text{ HA } 25(29,45 \text{ cm}^2)} \end{cases}$$

5.4 Les armatures transversales :

$$T = T_{Umax} = \mathbf{77,35 \text{ t.}}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{Mpa} = \mathbf{3 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = \left(\frac{77.35}{0.40 \times 0.95} \right) 10^{-2} = \mathbf{2.03 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3K \cdot f_{t28}}{0.90 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.40(2.03 - 0.3 \times 1 \times 2.7)}{0.90 \times 500(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \mathbf{\frac{1}{9.22}}$$

5.5 Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \right\} = 1.015 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \mathbf{\frac{1}{12.31}}$$

$$\frac{1}{9.22} > \frac{1}{12.31} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

$$\text{Choix des armatures : } \varnothing \leq \text{Min} \left\{ \varnothing_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{(sur appuis: } \varnothing \leq \text{Min}\{25; 28,57; 40\} \\ \text{en travée: } \varnothing \leq \text{Min}\{20; 28,57; 40\} \end{array} \right\} \Rightarrow \varnothing \leq 25 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \varnothing \leq 20 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \mathbf{1,494 \text{ cm}^2}, \text{ soit } 04 \text{ HA } 8(2,01 \text{ cm}^2).$$

5.6 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 **3cm²**, par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5cm²** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,peau} = 3 \times (1 + 1) = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_{s,peau} = 6\text{cm}^2, \text{ soit } 08\text{HA}12 \text{ (9,05)\text{cm}^2}.$$

5.7 Schéma de ferrailage :

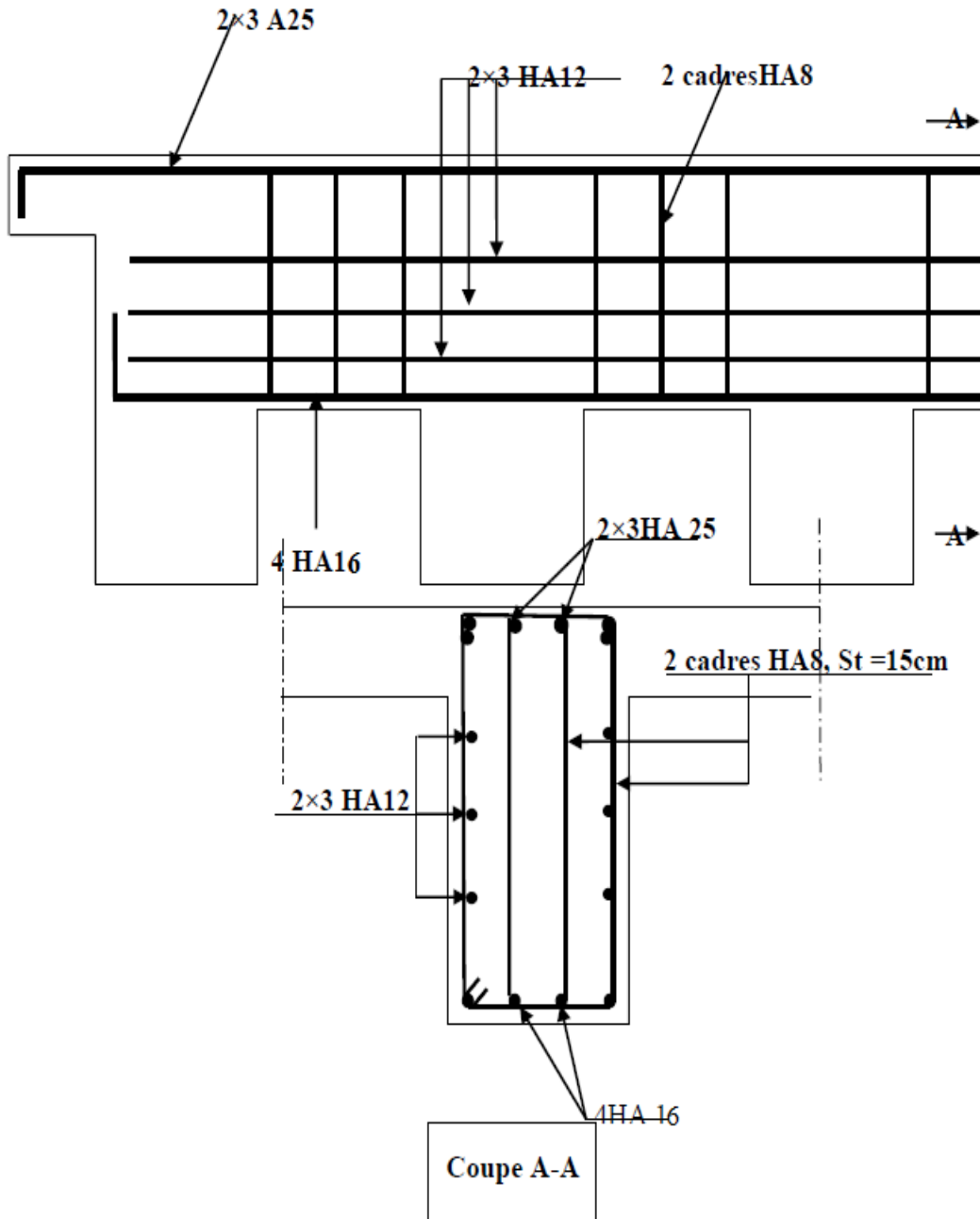


Figure 9.8 : Schéma de ferrailage

Chapitre 10
Calcul des déformations

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 l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement.....etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

2. Déformation de la poutre

2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_G = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5M_G \cdot L^2}{48E_v \cdot I_G}$$

- E_v : Module de déformation longitudinale différée.
- I_G : Moment d'inertie (poutre +hourdis).
- M_G : Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.
 - $M_G = 151.712 \text{ t.m}$
 - $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 = 12102,945 \text{ MPa}$
 - $I_G = 14143836,31 \text{ cm}^4$

$$F_g = \frac{5 \times 151.712 \times 27,5^2}{48 \times 12102,945 \times 10^2 \times 14143836,31 \times 10^{-8}} = 0.0698 \text{ m}$$

$$F_g = 6.98 \text{ cm}$$

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 E.L.S.

$$M_{\text{sur}} = 318.49 - 151.712 = 166.778 \text{ t.m}$$

$$F_s = \frac{5 \times 166.778 \times 27.5^2}{48 \times 12102,945 \times 10^2 \times 14143836,31 \times 10^{-8}} = 0.0767 \text{ m}$$

$$F_s = 7.67 \text{ cm}$$

2.3 Contre flèche de la précontrainte

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre 'fs' sera donnée par la formule suivante :

$$f_s = - \int_0^1 \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \cdot dx$: 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 :

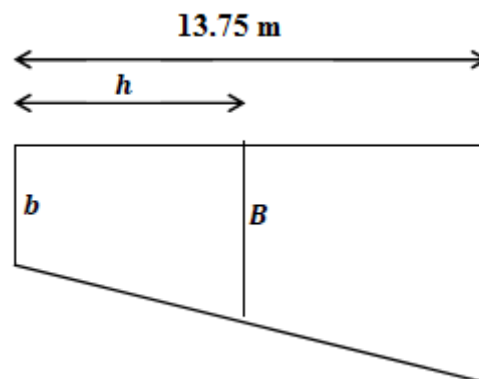


Figure 10.1: Diagramme moments sous la précontrainte

Dans la section considérée on a:

$$M_p = N_p \times e$$

$$N_p = (\sigma_{po} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) : \text{effort de précontrainte}$$

e = excentricité

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B+b)}{3(B+b)} \quad \text{et on a :} \quad f_i = \frac{X_i A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t.m)
0	115,62	0,6944	80.286
L/4	273.72	0,7587	207.671
L/2	285.12	0,7587	216.32

Tableau 10.1: calcul de moment sous la précontrainte

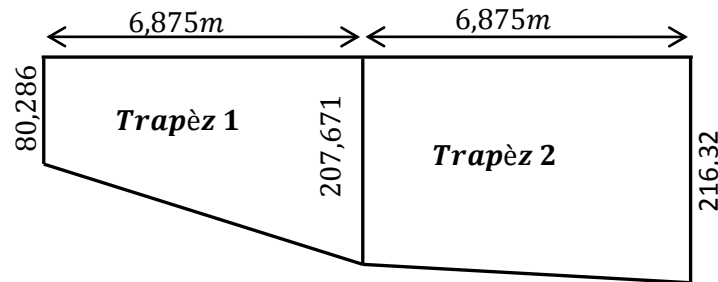


Figure 10.2: Diagramme moments sous la précontrainte

Trapèze 1 :

$$A_1 = \frac{(80,286 + 207,671) \times 6,875}{2} = 989,852 \text{ m}^2$$

$$X_1 = \frac{6,875}{3} \left(\frac{2 \times 207,671 + 80,286}{207,671 + 80,286} \right) = 3,944 \text{ m.}$$

$$X_1 \cdot A_1 = 3,944 \times 989,852 = 3903,976 \text{ m}^3$$

Trapèze 2:

$$A_2 = \frac{(207,671 + 216,32) \times 6,875}{2} = 1457,469 \text{ m}^2.$$

$$X_2 = 6,875 + \frac{6,875}{3} \left(\frac{2 \times 216,32 + 207,671}{216,32 + 207,671} \right) = 10,335 \text{ m.}$$

$$X_2 \cdot A_2 = 10,335 \times 1457,469 = 15062,942 \text{ m}^3$$

Ainsi le moment statique de cette aire par apport à l'appui de gauche.

$$X_1 \cdot A_1 + X_2 \cdot A_2 = 18966.918 \text{ m}^3$$

$$f_p = \frac{-18966.918}{12102,945 \times 10^2 \times 14143836,31 \times 10^{-8}} = -0,110799 \text{ m}$$

$$f_p = -11,0799 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

2.4 Flèche de constriction

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(11,0799 - 6,98) = \mathbf{3,075 \text{ cm}}$$

2.5 Flèche total

2.5.1 En service à vide :

$$f = f_c + f_g + f_p = 3,075 + 6,98 - 11,0799$$

$$f = \mathbf{-1,025 \text{ cm}} < \frac{L}{300} = \frac{2750}{300} = \mathbf{9,166 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2.5.2 En service en charge :

$$f = f_c + f_g + f_p + f_s = 3,075 + 6,98 - 11,0799 + 7,97$$

$$f = \mathbf{6,945 \text{ cm}} < \frac{L}{300} = \frac{2750}{300} = \mathbf{9,166 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

3. Calcul des rotations

3.1 Sous le poids propre :

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{151,712 \times 27,5}{3 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14143836,31 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00812 \text{ rad}}$$

$$\beta_G = \mathbf{8,12 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

3.2 Sous les surcharges :

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{166,778 \times 27,5}{3 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14143836,31 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00893 \text{ rad}}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \mathbf{8,93 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

3.3 Sous la précontrainte :

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int Mx dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = \frac{2 \left(\frac{(80,286 + 207,671) \times 6,875}{2} + \frac{(207,671 + 216,32) \times 6,875}{2} \right)}{2 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14143836,31 \times 10^{-8}}$$

$$\beta_p = -0,00715 \text{ rad}$$

3.4 Rotation résultante :

3.4.1 En service à vide :

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,00812 - -0,00715 = 0,971 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

3.4.2 En service en charge :

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{sur} = 0,00812 - -0,00715 + 0,00893 = 0,99 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

4. Calcul des déplacements d'appuis

4.1 Déplacements due à la rotation :

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{0,99 \times 10^{-2} \times 150}{2} = 0,7425 \text{ cm}$$

4.2 Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 1,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1,80 \times 10^{-4} \times 27,5}{2} = 0,247 \text{ cm}$$

4.3 Déplacements due au fluage :

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

σ_p : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 5,151 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 5,151}{35981,72} = 2,86 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{2,86 \times 10^{-4} \times 27,5}{2} = 0,393 \text{ cm}$$

4.4 Déplacement du a la variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2750}{10000} = 0,2750 \text{ cm}$$

4.5 Déplacement total :

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 0,7425 + 0,247 + 0,393 + 0,2750$$

$$\Delta_{\text{max}}^+ = 1,6575 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = 0,7425 + 0,247 + 0,393 + 0,2750$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = 1,1075 \text{ cm}$$

5. Conclusion

Ce chapitre a été réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis, les résultats obtenus ont montré la vérification des valeurs de la flèche ainsi que des déplacements et des rotations obtenues.

Chapitre 11
Équipement de pont

1. Introduction :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un pont. Ils sont considérés comme des accessoires très importants soit pour la sécurité des usagers (glissières, garde-corps...) ou pour la durabilité de l'ouvrage par l'assurance d'une meilleure transmission des efforts (appareils d'appui, dés d'appui ...). Dans cette partie, on s'intéresse aux appareils d'appui, dés d'appui et aux joins de chaussée

2. Les appareils d'appui :

Les tabliers des ponts reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Pour les ponts à poutres la solution généralement la plus intéressante consiste à utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté.

Nous allons détailler ci-après successivement les actions de calcul et les vérifications à effectuer pour les appareils d'appui en élastomère fretté.

2.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à 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.

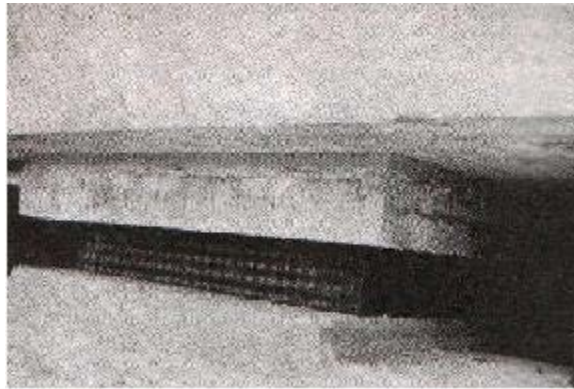
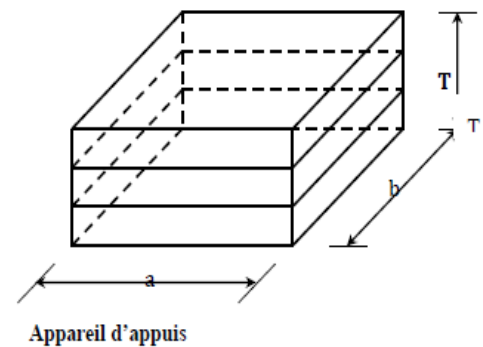


Figure.11.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté

2.2 Dimensions des appareils d'appui :

Le dimensionnement des appareils d'appui 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.



2.2.1 Aire de l'appareil d'appui :

D'après la condition de non écrasement :

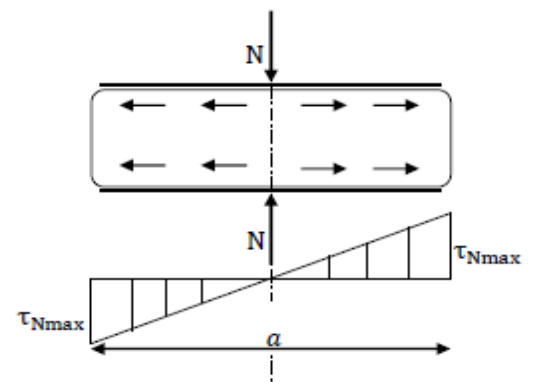
$$\sigma_m \geq \frac{N_{\max}}{a \cdot b}$$

σ_m : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 Kg/cm².

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).



$$a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m}$$

$$N_{\max} = 32.15 \text{ t} \implies a \cdot b \geq 0.0214 \text{ m}^2$$

2.2.2 Hauteur nette de l'élastomère :

La contrainte de cisaillement (τ_H) du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0.5G$$

$$\tau_H = G \tan \gamma = G \left(\frac{U}{T} \right)$$

Avec :

- τ_H : La contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal
- T : L'épaisseur nette de l'élastomère : Déformation lente due au retrait, fluage et température
- G : Module d'élasticité transversale. Pour les pont routier $G=80 \text{ t/m}^2$
- U : Déformation lente dû au retrait, fluage et température.

$$U = 0,247 + 0,393 + 0,2750 = 0.915 \text{ cm}$$

$$\implies G \left(\frac{U}{T} \right) \leq 0.5G \implies T \geq \frac{U}{0.5} \implies T = 1.83 \text{ cm}$$

On prend : **T = 4 cm**

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur **t = 10 mm**.

2.2.3 Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut que la condition de non flambement et l'épaisseur minimale. Soit vérifiée.

$$\begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \\ a \leq b \end{cases} \implies \begin{cases} 5T \leq a \leq 10T \\ a \leq b \end{cases} \implies \begin{cases} 20 \leq a \leq 40 \text{ cm} \\ a \leq b \end{cases}$$

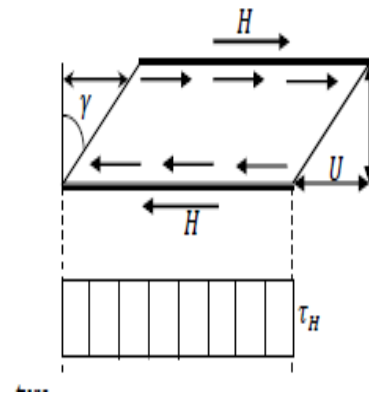
$$\text{On peut prendre : } a = 25 \text{ cm} \implies b > \frac{214}{25} = 8.56$$

On prend : **b = 35 cm**

2.2.4 Evaluation des efforts horizontaux :

A- Effort de freinage :

- **Système Bc** : Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$.



Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 9} = 1.667 \text{ t}$$

➤ **Système A(L) :**

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux voies chargées.

$$H_{A(L)} = \frac{A}{20 + 0.035.S}$$

$$H_{A(L)} = F_H = 10.61 \text{ t (calculé dans le chapitre 4)}$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{10.61}{2 \times 9} = 0.589 \text{ t}$$

B- Effort due au séisme :

$$\begin{cases} F_{ah} = 0.25 \times G = 0.25 \times 452.006 = \mathbf{113.001 \text{ t}} \implies \text{dans le sens horizontal.} \\ F_{av} = 0.1 \times G = 0.1 \times 452.006 = \mathbf{45.20 \text{ t}} \implies \text{dans le sens verticale} \end{cases}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme :

$$F_{ah} = \frac{113.001}{2 \times 9} = 6.27 \text{ t}$$

$$F_{av} = \frac{45.20}{2 \times 9} = 2.51 \text{ t}$$

C- 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.

$$S = 28,5 \times 1,5 = \mathbf{42,75 \text{ m}^2}$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left(\frac{42,75}{2 \times 10} \right) = \mathbf{0,4275 \text{ t}}$$

D- Effort due la déformation (déplacement) :

$$\Delta_{max} = 1,6575 \text{ cm} \quad \text{avec: } \varepsilon = \Delta_{max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère : $T = 4 \text{ cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H.T}{G.a.b} \quad \implies H = \frac{G.a.b.\varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(25 \times 35 \times 1,6575)10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{2,486 \text{ t}}$$

2.3 Vérification des appareils d'appui :

2.3.1 Calcul des contraintes de cisaillement :

A- Contrainte due à l'effort normal (N) :

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{\max}}{\beta \cdot a \cdot b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{25 \times 35}{2 \times 1(25 + 35)} = 7,29$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{32,15 \times 10^{-2}}{7,29 \times 0,25 \times 0,35} \right) = 0,756 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 0,756 < 3G = 2,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

B- Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T} = \frac{0,8 \times 0,915 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} = 0,183 \text{ Mpa}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{6,27 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,35} \right) = 0,716 \text{ Mpa}$$

$$0,183 + 0,5 \times 0,716 = 0,539 \text{ Mpa} < 0,7 \times 0,80 = 0,560 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{2,51 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,35} \right) = 0,286 \text{ Mpa}$$

$$0,183 + 0,5 \times 0,286 = 0,326 \text{ Mpa} < 1,3 \times 0,80 = 1,04 \text{ Mpa} \dots \dots \dots C.V$$

C- 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.

$\alpha_T = -0,00401 \text{ rad}$: Rotation en service à vide.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8 \times 250^2 (-0,971 \times 10^{-3} + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 4} = \mathbf{0,564 \text{ Mpa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5G$$

$$0,756 + 0,539 - 0,564 = \mathbf{0,731 \text{ Mpa}} < 5 \times 0,80 = \mathbf{4 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

D- 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.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre de la poutre intermédiaire.}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{29.205 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,35} = \mathbf{3,337 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} = \frac{0,971 \times 10^{-3} + 0,01}{4} = \mathbf{0,005485 \text{ rad}}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 3,337}{7,29 \times 250^2 \times 0,8} = \mathbf{0,00274 \text{ rad}}$$

$$\alpha = \mathbf{0,005485} \leq \mathbf{0,00274 \text{ rad}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

E- 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 bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{29,205 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,35} = \mathbf{3,337 \text{ MPA}}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = \mathbf{0,299}$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G.U}{T} (a.b) = \frac{0,8 \times 0,915 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} (0,25 \times 0,35) = \mathbf{0,016 MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{c \min} = 3,337 \text{ Mpa} \geq 2\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,016 \text{ MN} \leq f.N_{\min} = 0,299 \times 29.205 \times 10^{-2} = 0,0873 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\begin{cases} \sigma_{c \min} = 2,838 \text{ Mpa} \geq 2\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ H_{\epsilon_h} = 0,0109 \text{ MN} \leq f.N_{\min} = 0,0873 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

❖ **Dimensionnement des frettes :**

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2\text{mm.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a.b} = \frac{32,15 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,35} = 3,674 \text{ MPA}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPA}$$

$$t_s \geq \frac{250 \times 3,674}{7,29 \times 220} = 0,572 \text{ mm} \Rightarrow t_s \geq 2\text{mm}$$

On prend : **$t_s = 3 \text{ mm}$**

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : **$T_a = 10 \times 4 + 3 \times 3 = 49 \text{ mm}$**

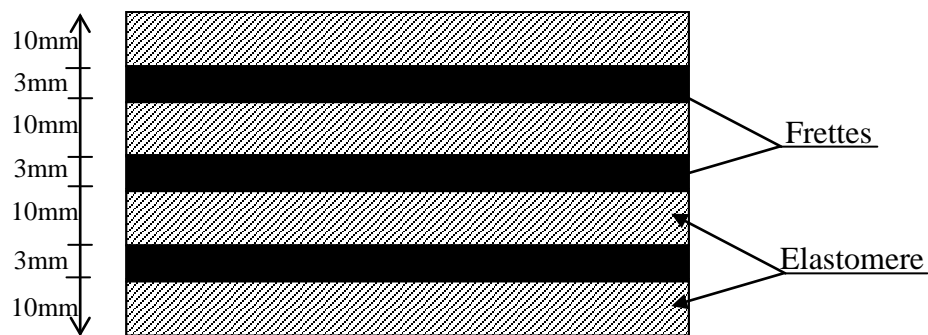


Fig.11.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis

2.4 Les dés d'appuis :

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pile 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.

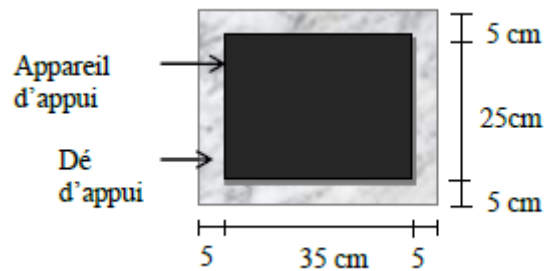


Figure 11.3: Dimensionnement de l'appareil d'appuis

2.4.1 Armatures de chaînages :

Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU: } N_{\max} = 43,35 \text{ t} = 0,4335 \text{ MN}$$

$$\text{ELS: } N_{\max} = 32,15 \text{ t} = 0,3215 \text{ MN}$$

Dou:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 0,4335}{435} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,3215}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max} \{ 2,49 \text{ cm}^2 ; 3,34 \text{ cm}^2 \} = \mathbf{3,34 \text{ cm}^2}$$

$A_S = 4,52 \text{ cm}^2$ Soit **4 HA 12** ; Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures

2.4.2 Armatures de diffusion :

➤ **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « Frettes inf. » :**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 0,996 \text{ cm}^2 ; 1,339 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S \text{ inf}} = \mathbf{1,339 \text{ cm}^2}$$

➤ **ferraillage de surface « Frettes sup » :**

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 0,398 \text{ cm}^2 ; 0,539 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S\text{sup}} = 0,539 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S\text{sup}} + A_{S\text{inf}} = 1,878 \text{ cm}^2 \implies 2\text{HA}12$$

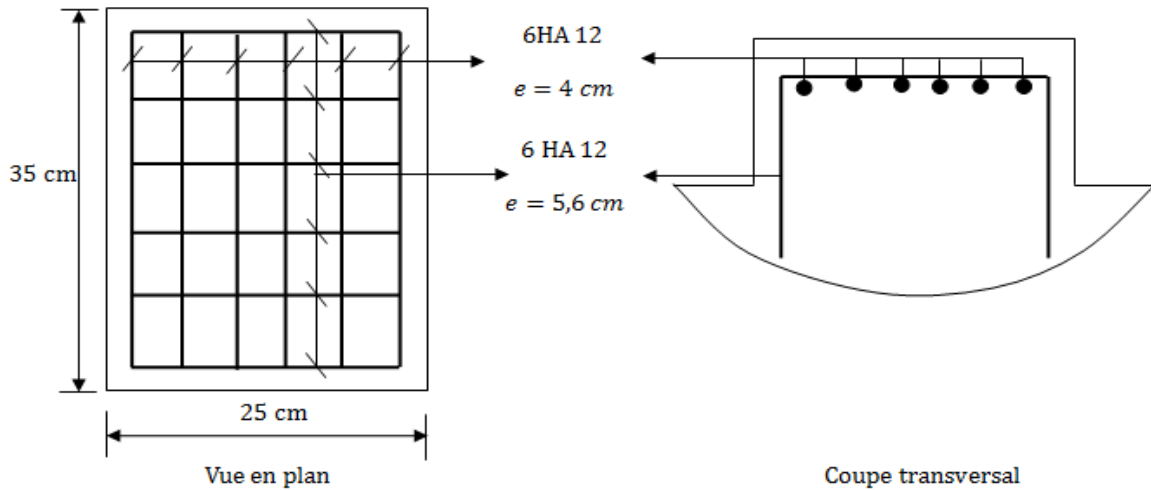


Figure 11.4: Schéma de ferrailage

3. Les joints de chaussée :

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

3.1 Les différents types de joint :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vue que notre pont se situ sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi-lourd dont l'ouverture (souffle) est $\geq 50\text{mm}$.



Figure 11.5: joint de chaussée (type WP alu.300)

4. Evacuation 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

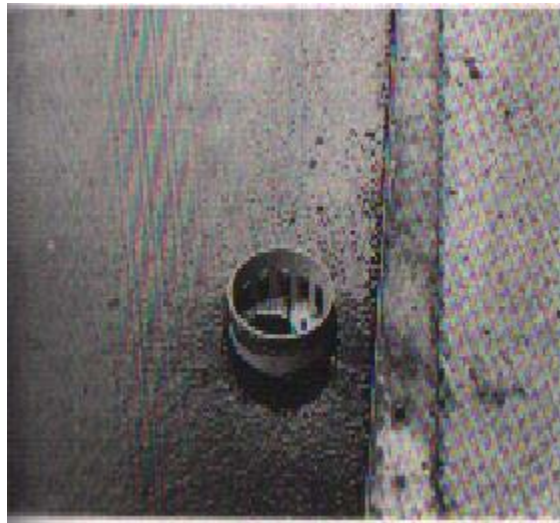


Figure.11.6: Gargouille

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 est 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, sur tout 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.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier

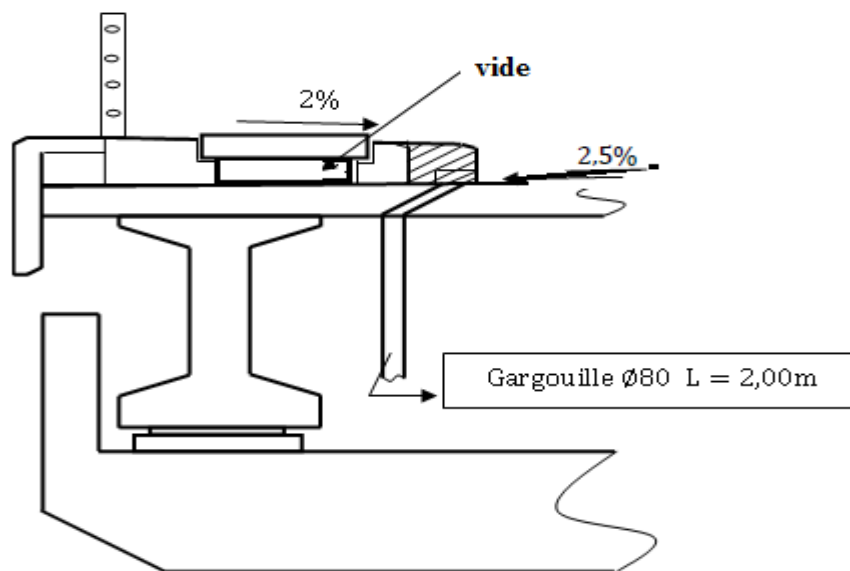


Figure.11.7: disposition des gargouilles

Chapitre 12
Étude de la pile

1. Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations, et des certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

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 résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

2. Pré dimensionnement de la pile :

2.1 Le fut :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle. C'est un fût plein en béton armé avec, en tête, un chevêtre recevant les appareils d'appuis du pont.

2.2 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.

- Le diamètre de pieux : $\emptyset_{\text{pieu}}=1,2$ m.
- Largeur de la semelle : $B_{\text{semelle}}=6$ m.
- Épaisseur de la semelle : $E_s=2$ m.

2.3 Les pieux :

Pour reprendre les charges et les surcharges de l'ouvrage, on adopte deux files de pieux (Pieux forées), chaque file est composé de 3 pieux diamètre $\emptyset_{\text{pieu}}=1,2$ m.

3. Calcul de la pile :

- La hauteur de la pile $h=7.2$ m (6 m hauteur de mur plein et 1.2m épaisseur de chevêtre)

- Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, et Mc120, D240 et la surcharges sur trottoirs.

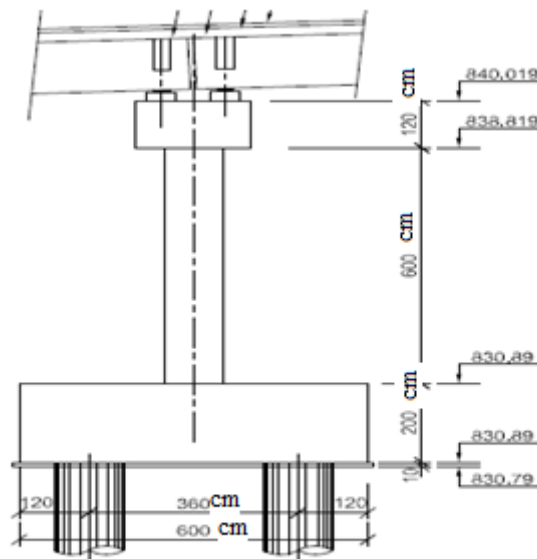


Figure 12.1: Coupe longitudinale

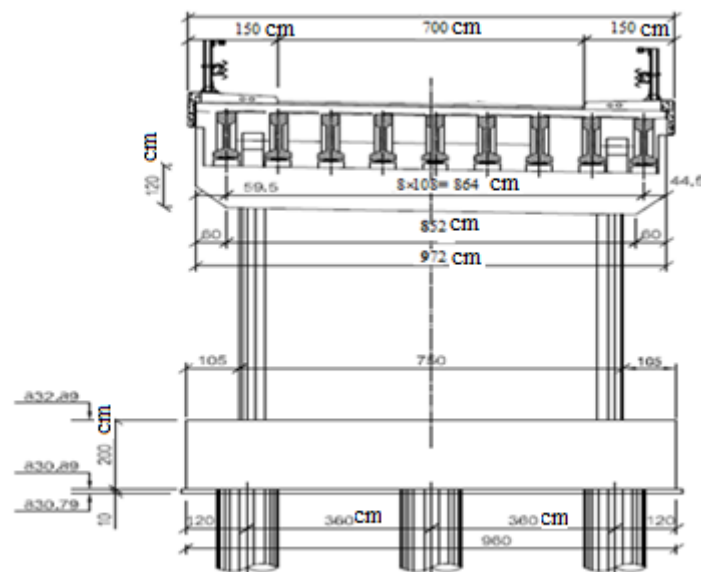


Figure 12.2: Coupe transversale

3.1 Répartition des charges et surcharges :

3.1.1 Charge permanente :

Le poids du tablier $G_T=452.006$ t.

La réaction due à la charge permanente :

Pour une seule travée chargée :

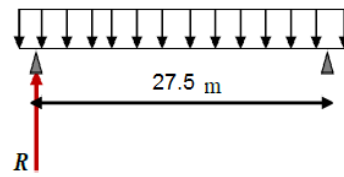
$$R = G_T / 2 = 226.003 \text{ t}$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 452.006 \text{ t}$$

3.1.2 Surcharge :

3.1.2.1 Système A(l) :



$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12 + L}$$

$a_1 = 1$ pour 1vc

$a_1 = 1$ pour 2vc

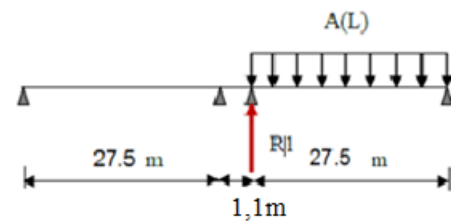
$a_2 = 1$

Il existe 4 cas de chargements :

A- Une seule travée chargée :

$L = 27.5 \text{ m}$.

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12 + 27.5} = 1.14 \text{ t/m}^2$$



- Une seule voie chargée :

$a_1 = 1, a_2 = 1$

$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 1.14 \text{ t/m}^2$$

$$R_1 = A(L) \times 3.5 \times \frac{27.5}{2} = 54.86 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = R_1 \times \frac{1.1}{2} = 30.17 \text{ t.m}$$

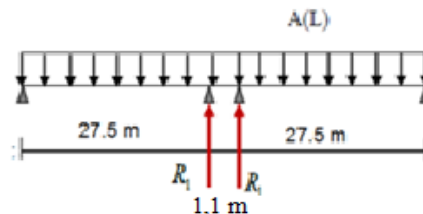
- Deux voies chargées :

$a_1 = 1, a_2 = 1$

$$a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 1.14 \text{ t/m}^2$$

$$R_1 = A(L) \times 7 \times \frac{27.5}{2} = 109.725 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = R_1 \times \frac{1.1}{2} = 60.34 \text{ t.m}$$



B- Deux travées chargées :

$$L' = (27.5 \times 2) + 1.1 = 56.1\text{m}$$

$$A(l') = 0.758 \text{ t/m}^2$$

- **Une seule voie chargée :**

$$a_1. a_2. A(l') = 0.758 \text{ t/m}^2$$

$$R_1 = [A(l') \times 3.5 \times 27.5] / 2 = 36.51 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 73.02 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = 0(\text{symétrie}).$$

- **Deux voies chargées :**

$$a_1. a_2. A(l') = 0.758 \text{ t/m}^2$$

$$R_T = 2 \times R_1 = [A(l') \times 7 \times 27.5] = 145.915 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = 0(\text{symétrie}).$$

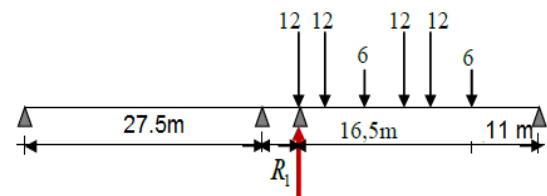
3.1.2.2 Système Bc :

$$\delta_{\text{BC}} = 1,102$$

$$b_c = 1.2 \text{ Pour 1VC}$$

$$b_c = 1.1 \text{ Pour 2VC}$$

Il existe 4 cas de chargements :

**A- Une seule travée chargée :**

- **Une seule voie chargée : $b_c = 1.2$**

$$27.5 \times R_1 = 6(11 + 21.5) + 12(15.5 + 17 + 26 + 27.5)$$

$$R_1 = 44.62 \times 1.102 \times 1.2$$

$$R_1 = 59 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = R_1 \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{\text{LONG}} = 32.46 \text{ t.m}$$

- **Deux voies chargées : $b_c = 1.1$**

$$R_1 = 44.62 \times 2 \times 1.1 \times 1,102$$

$$R_{T1} = 108.17 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 59.49 \text{ t. m}$$

B- Deux travées chargées :

- Une seule voie chargée : $b_c = 1.2$

$$R_1 \times 27.5 = 6(21.5) + 12(26 + 27.5)$$

$$R_1 = 28.04 \times 1.2 \times 1,102$$

$$R_1 = 37.08 \text{ t}$$

$$R_2 \times 27.5 = 6(24.1) + 12(19.6 + 18.1)$$

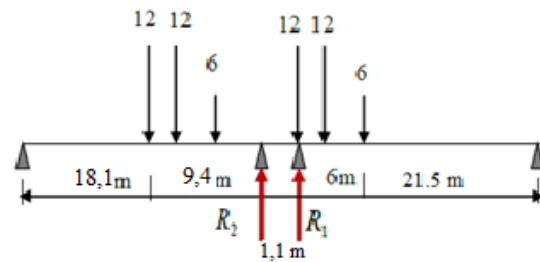
$$R_2 = 21.70 \times 1.2 \times 1,102$$

$$R_2 = 28.69 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 65.77 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 4.59 \text{ t. m}$$



- Deux voies chargées : $b_c = 1.1$

$$R_1 = 2 \times 28.04 \times 1.1 \times 1,102$$

$$R_1 = 67,98 \text{ t}$$

$$R_2 = 2 \times 21,70 \times 1.1 \times 1,102$$

$$R_2 = 52.60 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 120.58 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 8.431 \text{ t. m}$$

3.1.2.3 Système Mc120 :

$$\delta_{MC} = 1,096$$

Il y a deux cas :

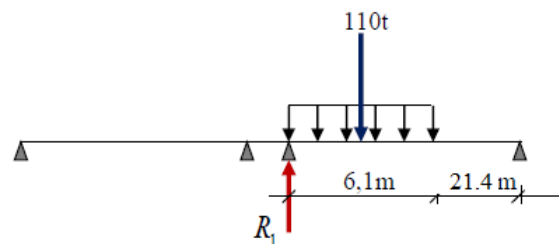
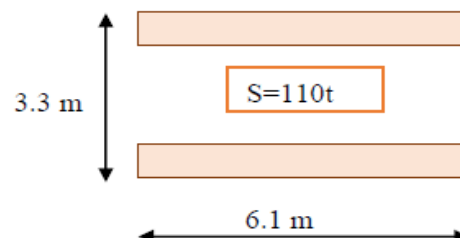
A- Une seule travée chargée :

$$27.5 \times R_1 = 110 \times (21.4 + \frac{6.1}{2}) \times 1,096$$

$$R_1 = 107.19 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 58.95 \text{ t. m}$$



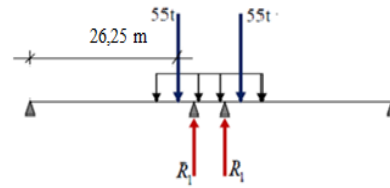
B- Deux travées chargées :

$$27.5 \times R_1 = 55 \times (26.25) \times 1,096$$

$$R_1 = 57.54 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 115.08 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



3.1.2.4 Système D240 :

Il y a deux cas :

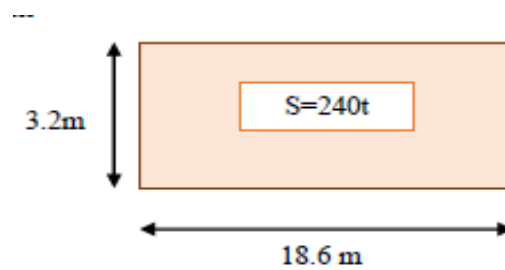
A- Une seule travée chargée :

$$27.5 \times R_1 = 240 \times (8.9 + \frac{18.6}{2})$$

$$R_1 = 158.83 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 87.36 \text{ t. m}$$



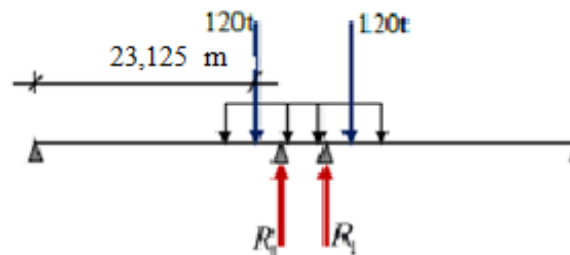
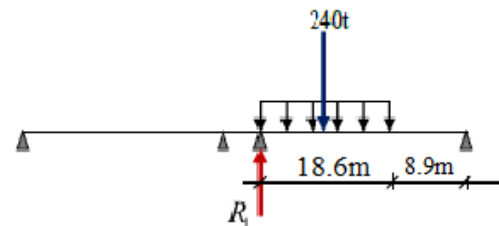
B- Deux travées chargées :

$$27.5 \times R_1 = 120 \times 23.125$$

$$R_1 = 100.91 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 201.81 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



3.1.2.5 La réaction minimale sous le système Bc :

Nous avons deux cas :

• **1er cas :**

$$27.5 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1.2 \times 1,102]$$

$$R_{BCmin} = 2,59 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 1.42 \text{ t. m}$$

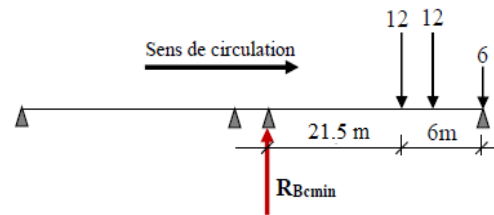
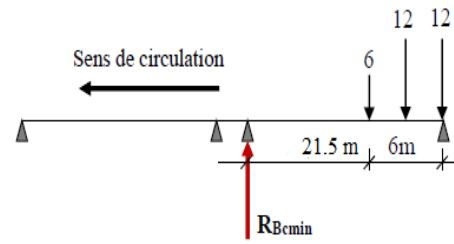
• **2ème cas :**

$$27.5 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6)) \times 1.1 \times 1,102]$$

$$R_{BCmin} = 5.55 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times \frac{1.1}{2}$$

$$M_{LONG} = 3.05 \text{ t. m}$$



3.1.2.6 Surcharges sur trottoirs

A -Une seule travée chargée

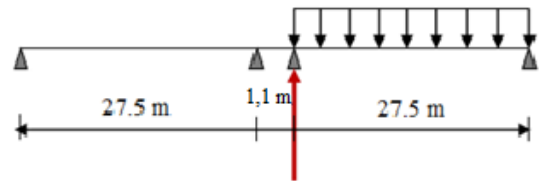
➤ **Un seul trottoir chargé :**

$$27.5 \times R_1 = 0,15 \times 1,5 \times \frac{27.5^2}{2}$$

$$R_1 = 3,09 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1.1}{2}$$

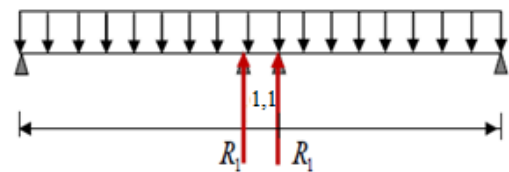
$$M_{LONG} = 1.69 \text{ t. m}$$



➤ **Deux trottoirs chargés :**

$$R_1 = 3,09 \times 2 = 6,18 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



▪ **Deux travées chargées :**

➤ **Un seul trottoir chargé :**

$$27.5 \times R_1 = 0,15 \times 1,5 \times \frac{27.5^2}{2}$$

$$R_1 = 3,09 \text{ t}, R_T = 2 \times R_1 \text{ et } R_T = 6,18 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

➤ **Deux trottoirs chargés :**

$$R_1 = 2 \times R_T$$

$$R_1 = 12,36 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

3.1.2.7 Tableaux récapitulatifs :

A- Une seule travée chargée :

Système de charge		R(t)	M _{LON} (t.m)
A(l)	1VC	54.86	30.17
	2VC	109.725	60.34
Bc	1VC	59	32.46
	2VC	108.17	59.49
R _{BCmin} ←		2,59	1.42
Mc120		107.19	58.95
D240		158.83	87.36
Trottoir	1VC	3,09	1.69
	2VC	6,18	0

Tableau 12.1: Moment longitudinal pour une seule travée chargée

B- Deux travées chargées :

Système de charge		R(t)	M _{LON} (t.m)
A(l)	1VC	73.02	0
	2VC	145.915	0
Bc	1VC	65.77	4.59
	2VC	120.58	8.431
Mc120		115.08	0
D240		201.81	0
Trottoir	1VC	6,18	0
	2VC	12,36	0

Tableau 12.2: Moment longitudinal pour deux travées chargées

3.1.3 Les efforts horizontaux :

➤ Freinage :

- Système A(L) :

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20+0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12+56,1} = 0.758 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = (27,5 \times 2 + 1,1) \times 7 = 392,7 \text{ m}^2$$

$$A = 0.758 \times 1 \times 1 \times 392,7 = 297,667 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 392,7} \times 297,667$$

$$H_{A(l)} = 13,93 \text{ t}$$

Soit : 6,965 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 6,965 \times (0,2 + 1,20 + 6 + 2) = 65,471 \text{ t.m}$$

- **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

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 1,20 + 6 + 2) = 141 \text{ t.m}$$

➤ **Séisme :**

- Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = 452.006 \text{ t.}$$

- Le poids du chevêtre et des d'appuis :

- Le poids du chevêtre :

$$P_{ch} = (9,72 \times 2 \times 1,2 \times 2,5) + (0,2 \times 0,9 \times 2 \times 2,5 \times 2) = 60.12 \text{ t}$$

- Le poids du dé d'appuis :

$$P_d = 0.35 \times 0.4 \times 0.2 \times 2,5 \times 18 = 1.26 \text{ t}$$

$$P_{ch} + P_d = 61.38 \text{ t}$$

- Le poids du fut :

$$P_{fu} = 6 \times 7.5 \times 1 \times 2.5 = 112.5 \text{ t}$$

- Le poids de la semelle :

$$P_s = 6 \times 9.6 \times 2 \times 2.5 = 288 \text{ t}$$

- Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 0,656 \times [9,6 \times 6 - (6+1)] \times 1,9 = 62,5 \text{ t}$$

- Le poids total de la pile :

$$P_T = P_{ch} + P_d + P_{fu} + P_s + P_t$$

$$P_T = 60,12 + 1,26 + 112,5 + 288 + 62,5 = 524,38 \text{ t}$$

$$\text{Le poids total} = 524,38 + 452,006 = \mathbf{976,386 \text{ t}}$$

- **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 976,386 = 244,09 \text{ t}$$

- **L'effort sismique vertical :**

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,1) \times 976,386 = 878,747 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,1) \times 976,386 = 1074,024 \text{ t}$$

- **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$M_{F_{S/0}} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SOL} \times Y_{SOL} + F_{SEM} \times Y_{SE})$$

$$M_{F_{S/0}} = 0,25 \times (452,006 \times 9,4 + 60,12 \times 8,6 + 112,5 \times 5 + 62,5 \times 2,325 + 288 \times 1)$$

$$M_{F_{S/0}} = 1440,425 \text{ t.m}$$

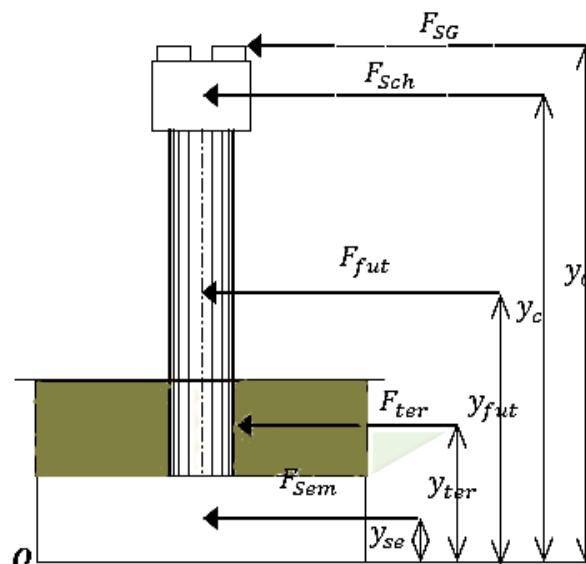


Figure 12.3: Charge appliquée à la semelle

4 . Etude du chevêtre :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre encastrée au fut.

On considère que le chevêtre est soumis à des charges uniformément répartie et des charges concentrées.

4.1 Calcul des sollicitations :

4.1.1 Charge répartie (poids propre) :

ELU : $G = 1,35$ $G_{ch} = 8,34t / ml$.

ELS : $G = G_{ch} = 6.18 t / ml$

4.1.2 Charges concentrées (tablier + surcharges) :

D'après les tableaux récapitulatifs 1 et 2 les surcharges maximales sont :

- **Comb1** : système A(l) (2 travées chargée et 2 voies chargées) $R_{A(l)} = 145.915t$.

Donc : $R(l) = 145.915/9 = 16.21/\text{appui}$.

- **Comb2** : convoi D240 (2 travées chargées) $R_{D240} = 201.81$.

Donc : $D240 = 201.81/9 = 22.42t/\text{appui}$.

- R1 : charge permanente due de poutre de rive : $R_1 = 2.124 \times 27.5 = 58.41t$
- R2 : charge permanente due de poutre d'intermédiaire : $R_2 = 1.605 \times 27.5 = 44.14 t$
- R3 : charge permanente due de poutre cote de rive : $R_3 = 1.596 \times 27.5 = 43.89 t$

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A(L),B) + \text{trott}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A(L),B) + \text{trott}]$
II	$1,35G + 1,35[\text{Max}(Mc_{120}, D240)]$	$G + \text{Max}(Mc_{120}, D240)$

Tableau 12.3: Les combinaisons d'action

Combinaison	E.L.U			E.L.S		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
I	104.79	85.52	85.18	77.86	63.95	63.34
II	109.12	89.85	89.51	80.83	66.56	65.81

Tableau 12.4: combinaison des charges concentrées

Donc les réactions maximales sont dues à la combinaison 2

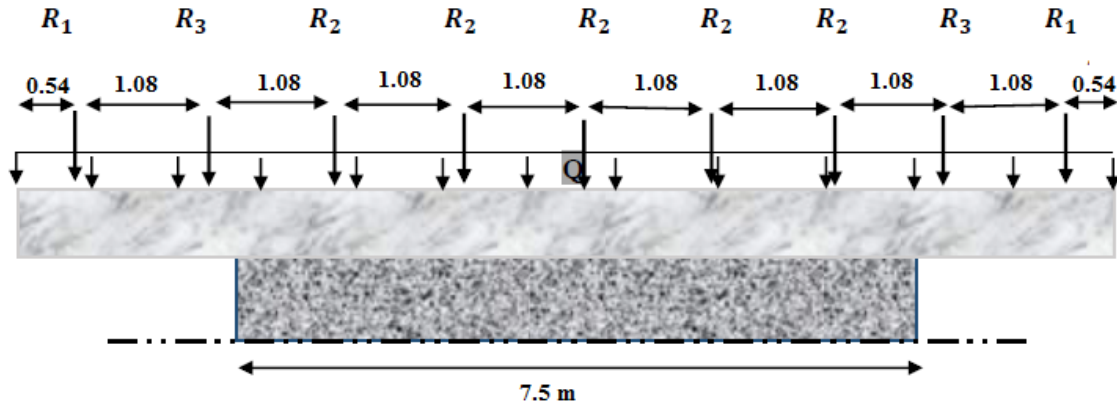


Figure 12.4 : Sollicitation sur chevêtre

Pour calculer les efforts internes (M, T), on utilise les méthodes de RDM, qui nous a données les résultats suivants :

<i>combinaisons</i>	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
M (t.m)	67.34	49.82
T(t)	118.37	87.71

4.2 Calcul de ferrailage

4.2.1 Armatures longitudinales

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

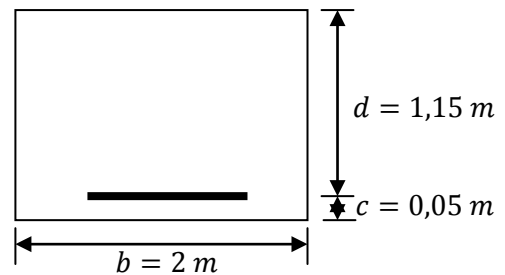
- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2 \text{ m} \\ h = 1,2 \text{ m} \\ d_1 = 1,15 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

$$A_s = 13.59 \text{ cm}^2$$



4.2.2 Condition de non fragilité

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > 0,23 \frac{2 \times 1,15 \times 2,22}{500} = 23,49 \text{ cm}^2$$

$A_{Smin} > A_s$, donc : On adopte : **8HA20 (25,13 cm²)**

4.2.3 Les armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } T = 118,37 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{118,37 \times 10^{-2}}{2 \times 1,15} = 0,715 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,22 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,715 - 0,3 \times 2,22) \times 2}{0,8 \times 500} = 0,0245 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

4.2.4 Le pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \times 2}{500} = 0,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$0,0245 < 0,16 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,1824 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

4.2.5 Choix des armatures :

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{MIN}(\{20 ; 34,28 ; 200\})$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 10 cm .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,16 \quad A_t = 0,16 \times 15 = 2,4 \text{ cm}^2$$

4.3 Etude de la torsion du chevêtre :

La poutre à section se comporte comme des sections tubulaires vis à vis de la résistance à la torsion. la partie inférieure ne contribuent pas à la résistance.

La torsion du chevêtre est due à la l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Donc : pour satisfaire, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente.

Le moment de torsion : $M_t = R \cdot e$

R : La réaction due au système $D240$ dans le cas d'une travée chargée

4.3.1 Calcul du moment de torsion :

$$R_{\text{max}} = R(D240) = 158,83 \text{ t}$$

$$M_t = R \cdot e = \left(\frac{158,83}{9}\right) \times 0,55 = 9,71 \text{ t.m}$$

On considère le chevêtre comme une console :

$$M_u = 1,35 \cdot M_t$$

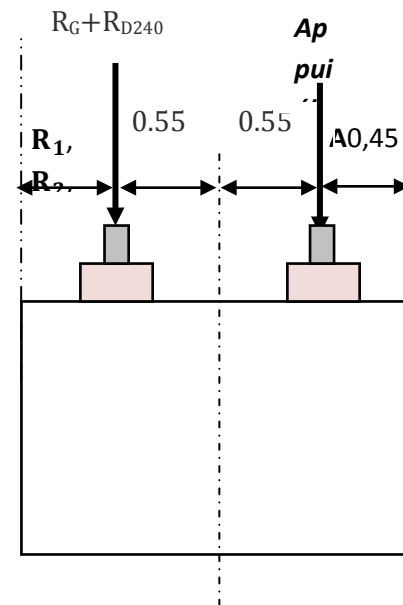
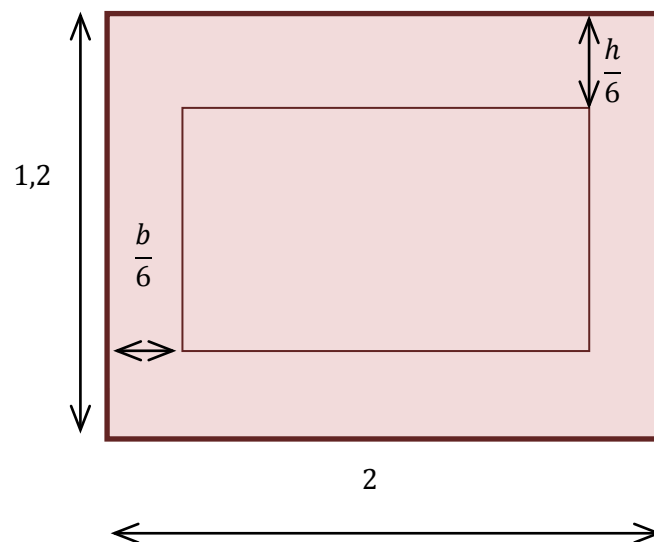


Figure 12.5: Coupe transversale du chevêtre

4.3.2 Les armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{v \cdot M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi – épaisseur de la paroi.

v : Périmètre du contour

$$v = 2 \times \left[\left(1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) + \left(2 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) \right]$$

$$v = 4,27 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) \left(1,4 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) = 1,07 \text{ m}^2$$

$$M_u = 1,35 \cdot M_t = 1,35 \times 9.71 = 13.1085 \text{ t.m}$$

$$A_L = \frac{4,27 \times 13.1085 \times 10^{-2}}{2 \times 1,07 \times \frac{500}{1,15}} = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 6.01 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 8HA12 (9.05 cm}^2 \text{)}$$

4.3.3 Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{13.1085 \times 10^{-2}}{2 \times 1,07 \times \left(\frac{500}{1,15} \right)} = 0.01408 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.01408 \text{ cm.}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 15 \times 0.01408 = 0,2113 \text{ cm}^2.$$

4.3.4 Les armatures du chevêtre ;

$$\text{➤ } A_{S_{\text{super}}} : A_s = 23,49 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 8HA20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_{S_{\text{inf}}} : \text{on prend } 8HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_{S_{\text{tran}}} : A_s = 2.4 + 0,2113 = 2.6113 \quad ; \text{ soit } 2 \text{ cadre HA12} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ St 15}$$

$$\text{➤ } A_{S_{\text{torsion}}} : A_s = 6.01 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ soit } 8 \text{ HA12} = 9,05 \text{ cm}^2$$

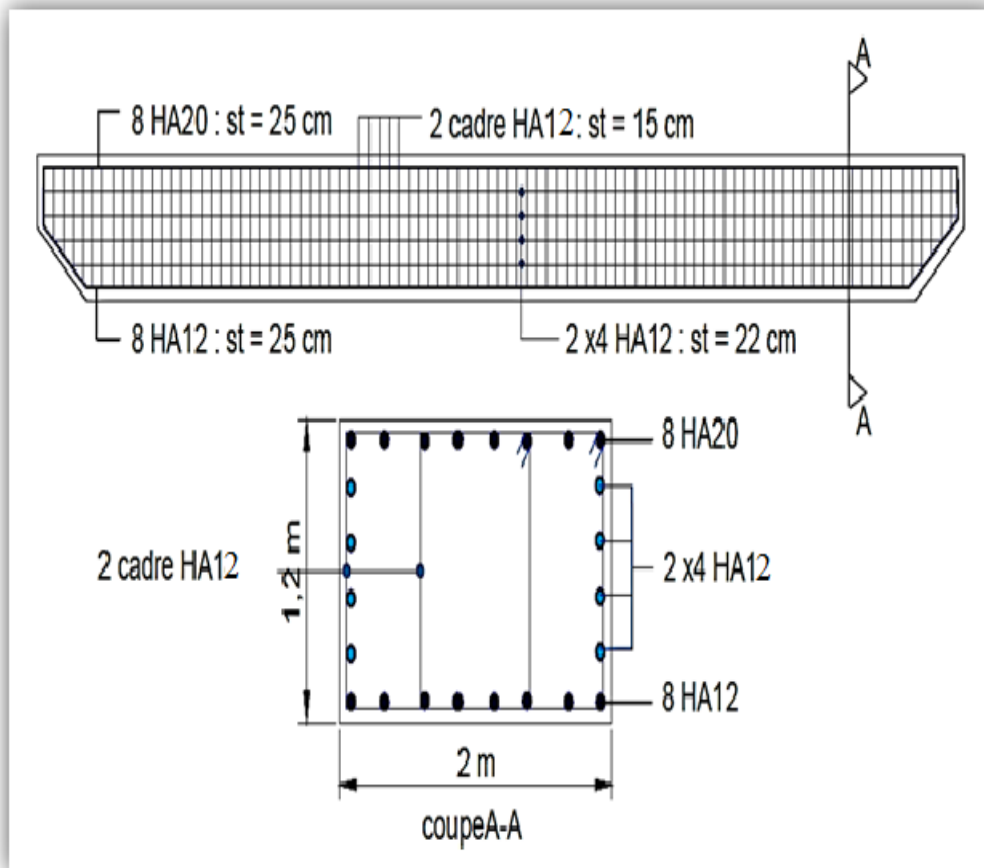


Figure 12.6: Schéma de ferrailage de chevêtre

5. Etude du fut

Le fût est considéré comme encastré dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges).

5.1 Calcul des sollicitations

Le fut est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre .
- La réaction due au poids du tablier .
- La réaction due aux surcharges .
- Freinage des surcharges .
- L'effort du au séisme .

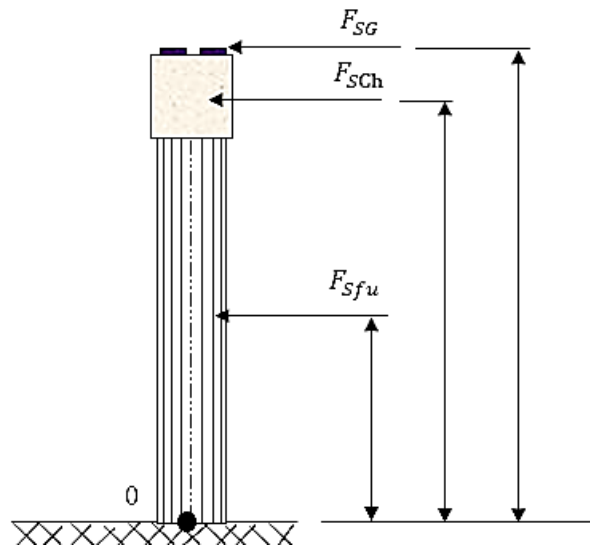


Figure 12.7: Charges appliquées au fut

5.1.1 Le poids du fut :

$$P_{fu} = 6 \times 7.5 \times 1 \times 2.5 = 112.5 \text{ t}$$

5.1.2 Réaction due au poids du tablier et de chevêtre :

$$R_{tab} = 461,52 \text{ t.}$$

$$R_{ch} = 57 \text{ t}$$

$$G = G_f + R_{tab} + R_{ch} = 112.5 + 452.006 + 60.12 = 624.63 \text{ t.}$$

5.1.3 Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

Système de charge		R _{1TC} (t)	R _{2TC} (t)
A(l)	1VC	54.86	73.02
	2VC	109.725	145.915
Bc	1VC	59	65.77
	2VC	108.17	120.58
R _{BCmin} ←		2,59	/
Mc120		107.19	115.08
D240		158.83	201.81
Trottoir	1VC	6,18	6,18
	2VC	12,36	12,36

Tableau 12.5: Réaction dues aux surcharges

5.1.4 Le freinage :

- Système A(L) :

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20+0,0035S} \times A$$

$$A = A_{(L)} \times a_1 \times a_2 \times S$$

$$A(L) = 0.23 + \frac{36}{12+56,1} = 0.758 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = (27,5 \times 2 + 1,1) \times 7 = 392,7 \text{ m}^2$$

$$A = 0.758 \times 1 \times 1 \times 392,7 = 297,667 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20+0,0035 \times 392,7} \times 297,667$$

$$H_{A(l)} = 13,93 \text{ t}$$

Soit : 6,965 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} (02 \text{ travée}, 02vc) = 6,965 \times (0,2+1,20+6) = 51,54 \text{ t.m}$$

➤ Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 27.5 m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	3.5	96.25	1.14	5.31
2vc	7	192.5	1.14	10.62

➤ Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 55m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	3.5	196.35	0.758	6,965
2vc	7	392,7	0.758	13,93

- **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

$$M_{Bc} = 15 \times (0,2+1,20+6) = 111 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	5.31	39,29
		2vc	10.62	78,58
	2trav	1vc	6,965	51.54
		2vc	13,93	103.08
Bc			15	11

Tableau 12.6: Moment crée par freinage

- **Le séisme :**

- **L'effort sismique horizontal pour la fut :**

Tablier : $F_{tH} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,25 \times 452.006 = 113.0015 \text{ t.}$

Chevêtre: $F_{chH} = \varepsilon_h \cdot R_{ch} = 0,25 \times 60.12 = 15.03 \text{ t}$

Fut : $F_{fuH} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = 0,25 \times 112.5 = 28.125 \text{ t.}$

sol sur semelle : $F_{terH} = \varepsilon_h \cdot G_{ter} = 0,25 \times 62.5 = 15.625 \text{ t.}$

$F_{H \text{ tot}} = 171.78 \text{ t.}$

- **L'effort sismique vertical :**

$G_T = R_{tab} + R_{fu} + R_{ch} = 624.62 \text{ t}$

Minimal : $F_{V \text{ MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,1) \times 624.62 = 562.15 \text{ t}$

Maximal : $F_{V \text{ MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,1) \times 624.62 = 687.082 \text{ t}$

- **Le moment dû à l'effort sismique horizontal :**

$M_{FS/0} = (F_{tH} \times Y_t + F_{chH} \times Y_{ch} + F_{fuH} \times Y_{fu} + F_{terH} \times Y_{ter})$

$M_{FS/0} = (113.0015 \times 7.4 + 15.03 \times 6.6 + 28.125 \times 3 + 15.625 \times 0.325)$

$M_{FS/0} = 1024.86 \text{ t.m.}$

5.2 Calcul des combinaisons :

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal **N** et le moment longitudinal **M_{long}** 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**.

5.2.1 Conditions normales

Combinaison 01 : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long} [A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

Combinaison 02 : G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(D_{240} ou M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long} (D_{240} ou M_{C120})$$

			N(t)	M	e (m)	As (cm ²)	
01trav	A(l)	1vc	685.66	112.81	0.164	0	
		2vc	746.705	222.224	0.297	0	
	Bc	1file	689.8	231.22	0.334	0	
		2files	738.97	272.784	0.368	0	
		Bc _{min}	627.21	179.872	0.286	0	
	M _{C120}			731.81	79.5825	0.1087	0
	D240			783.45	117.936	0.1504	0
02 tav	A(l)	1vc	703.82	86.752	0.122	0	
		2vc	782.89	164.507	0.213	0	
	Bc	1file	696.57	184.944	0.265	0	
		2files	757.56	193.089	0.254	0	
	M _{C120}			739.7	0	0	0
	D240			826.2	0	0	0

Tableau 12.7: Combinaison 01 et 02

5.2.2 Conditions sismique

➤ Séisme perpendiculaire à l'axe de la pile :

Combinaison 03 : G+E.

$$N = F_{Vmin} = 562.15 t.$$

$$M_{long} = 1024.86 t.m.$$

$$A_s = 203 \text{ cm}^2$$

Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc) + trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M = M_{siesme} + 0,6(M_{long} [A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

			N(t)	M	e (m)	As (cm ²)
01trav	A(l)	1vc	595.066	1058.598	1.775	213
		2vc	627.985	1087.956	1.735	223
	Bc	1file	597.55	1082.626	1.812	229
		2files	627.052	1097.154	1.749	230
		Bc _{min}	563.704	1062.312	1.879	227
02 tav	A(l)	1vc	605.962	1044.352	1.726	209
		2vc	649.699	1059.424	1.638	216
	Bc	1file	601.612	1064.214	1.778	223
		2files	634.498	1066.518	1.686	221
Combinaison 03			562.15	1024.86	1.823	203

Tableau 12.8: Combinaison 03 et 04

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 2 files chargée).

$$\text{Avec: } \begin{cases} e = 1,749 \text{ m.} \\ A_s = 230 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

5.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}$$

$$i = 0,288 \text{ m}$$

$$I_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \times 6 = 4.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{4.2}{0,288} = 14.58$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 1,749}{1}, 100 \right) \right] = 100 \text{ cm.}$$

$\lambda = 14.58 < \lambda' = 100$: Pas de risque de flambement

5.4 Calcul de ferrailage :

➤ Longitudinal :

Les résultats obtenu par SECOTEC est :

$$A_{St} = 230 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Sc} = 0 \text{ cm}^2.$$

- La section d'armature minimale :

$$A_{Smin} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 375 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 187.5 \text{ cm}^2$$

On a $A_{smin} < A_{st}$

soit 50 HA 25 (245.5cm²) ; St= 15 cm

- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} > 68.931 \text{ cm}^2.$$

soit 2 × 8 HA 25 (78.54 cm²) ; St= 8 cm

➤ Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

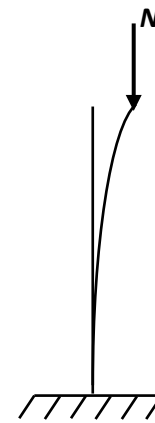


Figure12. 8: Effet de flambement

$$T_U = F_{htot} + 0,6 \times H_{fBc} = 171,78 + 0,6 \times 15 = 180,71 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{171,78 \times 10^{-2}}{7,5 \times 0,90} = 0,254 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA}\} = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,254 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots C.V$$

- **Diamètre des armatures**

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{long}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1000}{35}, 25, \frac{7500}{10} \right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend: $\phi_t = 25 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \text{MIN} \{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Section d'armature transversale :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,254 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,2 \times 7,5 = -0,00154 \text{ m}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA} \right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7,5 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

$$\text{On fixe : } S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 20 \times 0,6 = 12 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 8 \text{ HA } 14 (12,32 \text{ cm}^2)$

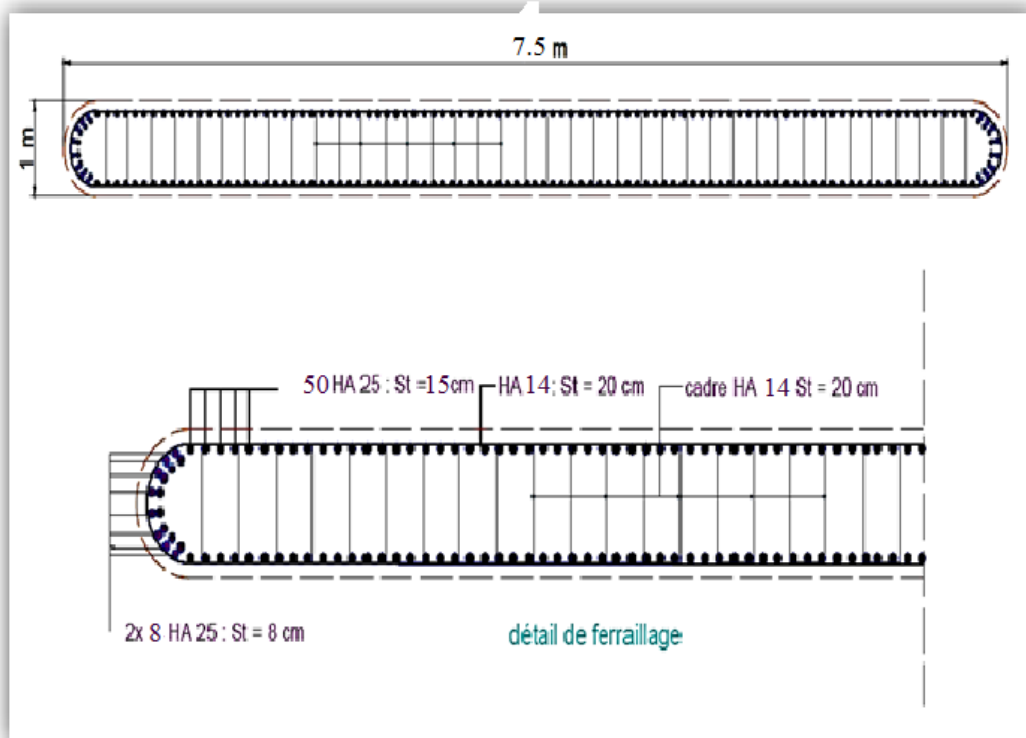


Figure 12.9: Schéma de ferrailage du mur

6 Etude de semelle :

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 :

- Longueur : $D = 9.6 m$.
- Largeur : $B = 6 m$.
- Épaisseur : $E = 2 m$.

6.1 Calcul des charges :

6.1.1 Charges permanentes :

Charge	Poids G (t)
Superstructure	452.006
Dés d'appuis	1.26
Chevêtre	60.12
Fût	112.5
Poids de la semelle	288
Poids des terres	62.5
Le poids total de la pile	524.38
Le poids total	$524.38 + 452.006 = 976.386$

Tableau 12.9: Charge permanente sur semelle

6.1.2 Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau 1 et 2 .

6.1.3 Le freinage :

$$M_{fr} = H_{fr} \times 9.4$$

			H _{frein}	M _{frein}
A(L)	1trav	1vc	5.31	49.91
		2vc	10.62	99.82
	2trav	1vc	6,965	65.47
		2vc	13,93	130.94
Bc			15	141

Tableau 12.10: moment due au freinage

6.1.4 Le séisme :

➤ L'effort sismique horizontal :

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 976.386 = 244.0965 t$$

➤ L'effort sismique vertical :

$$\text{Minimal : } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,1) \times 976.386 = 878.7474 t$$

$$\text{Maximal : } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,1) \times 976.386 = 1074.0246 t$$

➤ **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{SC} \times Y_C + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,25 \times (452.006 \times 9.4 + 60.12 \times 8.2 + 112.5 \times 4.9 + 62.5 \times 2.325 + 288 \times 1)$$

$$= 1431.6007 \text{ t.m}$$

6.2 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 : $\bar{Q} = 551.14 \text{ t}$ (Charge limite du pieu) « d'après rapport géotechnique »

6.2.1 Calcul des combinaisons

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.

A- Conditions normales

➤ **ELU :**

Combinaison 01 : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = 1,35 G + 1,6 R[A(L)(ou Bc)] + \text{trot}$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long} [A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

Combinaison 02 :

G+D240 OU Mc120

$$N = 1,35 G + 1,35 R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long} (D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N(t)	M	σ_{\max}	σ_{\min}	Rmax	Rmin
01trav	A(l)	1vc	1412.07	131.52	218.84	197.32	247.60	223.26
		2vc	1506.04	259.66	243.18	200.68	275.04	226.98
	Bc	1file	1418.70	284.02	232.32	185.8	262.45	210.17
		2files	1497.37	309.58	245.99	195.31	278.21	220.91
		Bc _{min}	1322.26	232.76	213.91	175.81	241.91	198.83
M_{C120}			1462.82	79.58	222.07	209.05	251.16	236.44
D240			1532.54	117.936	235.48	216.18	266.28	244.34
02 tav	A(l)	1vc	1441.76	81.56	219.13	205.79	247.83	232.73
		2vc	1570.34	163.12	244.75	218.05	276.81	246.63
	Bc	1file	1429.53	237.74	230.11	191.19	260.25	216.25
		2files	1523.40	243.88	244.91	204.98	258.46	213.34
M_{C120}			1473.47	0	214.29	214.29	245.57	245.57
D240			1590.56	0	231.32	231.32	265.16	265.16

Tableau 12.11: Combinaison 01 et 02 a ELU

➤ ELS :

Combinaison 01 :

G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = G + 1,2 R[A(L)(ou Bc)] + \text{trot}$$

$$M_{long} = 1,2((M_{long} [A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)]) + M_{trot} (0)$$

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(t)	M	σ_{\max}	σ_{\min}	Rmax	Rmin
01trav	A(I)	1vc	1048.39	99.06	160.57	144.35	183,89	165,56
		2vc	1120.41	194.75	178.88	147.01	204,74	168,72
	Bc	1file	1053.36	213.44	170.66	135.72	195,30	155,81
		2files	1118.55	244.18	182.66	142.68	209,01	163,83
		Bc _{min}	979.49	174.50	158.62	130.06	179,38	147,10
M_{C120}			1083.57	58.95	162.40	152.76	186,0	175,14
D240			1135.21	87.36	172.24	157.94	197,28	181,12
02 trav	A(I)	1vc	1070.19	80.23	164.26	151.14	185,78	170,94
		2vc	1163.84	122.34	179.27	159.25	205,28	182,65
	Bc	1file	1061.49	178.31	168.96	139.78	193,40	160,42
		2files	1133.44	182.91	181.02	152.05	205,82	171,98
M_{C120}			1091.46	0	158.73	158.73	181,91	181,91
D240			1178.19	0	173.62	173.62	196,365	196,365

Tableau 12.12: Combinaison 01 et 02 a ELS

B - Conditions sismiques

Combinaison 03 : G+E.

$$N = F_{Vmin} = 878.7474 \text{ t.}$$

$$M_{long} = M_{siesme} = 1431.6007 \text{ t.m.}$$

Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc) + trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M = M_{siesme} + 0,6(M_{long} [A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

			N(t)	M	σ_{max}	σ_{min}	Rmax	Rmin
01trav	A(I)	1vc	911.66	1496.79	256.87	11.82	290,39	13,49
		2vc	944.57	1528.97	264.36	14.02	171,57	15,99
	Bc	1file	913.79	1539.16	260.66	8.64	294,67	9,92
		2files	943.64	1553.69	266.24	11.86	300,98	13,55
		Bc _{min}	880.29	1518.85	254.06	5.38	287,20	6,22
02 tav	A(I)	1vc	922.55	1471.72	256.42	15.46	289,89	17,62
		2vc	966.29	1511.84	266.16	18.63	300,89	21,20
	Bc	1file	918.20	1520.75	259.79	10.81	293,70	12,36
		2files	951.08	1523.06	264.83	15.45	299,39	17,63

Tableau 12.13: Combinaison 03 et 04

6.2.2 L'effort revenant à chaque pieu :

- Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :
- Chaque 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 :

$$\sigma_{i \min}^{max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{I_y}.$$

$$\sigma_{i \min}^{max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}.$$

$$\sigma_{i \min}^{max} = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}.$$

$$R_{i \min}^{max} = \sigma_{i \min}^{max} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}.$$

$$R_{i \min}^{max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Pour réduire les calculs, on remarque que Le pieu le plus sollicité est P1 et le moins sollicité est P4 à cause de l'effet des deux moments.

Les moments Indique dans la figure suivante :

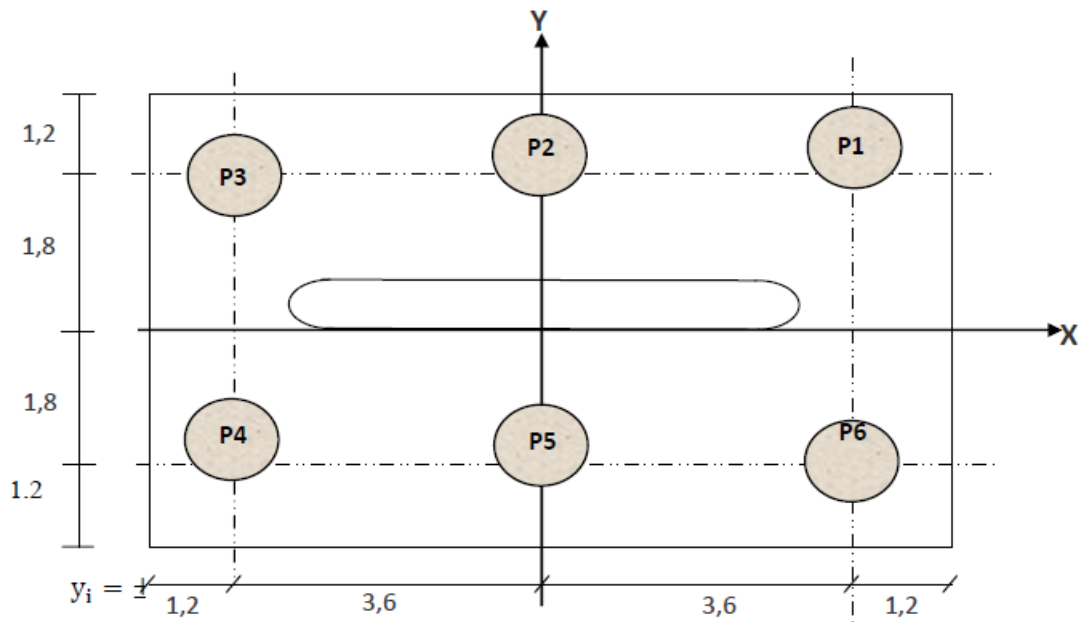


Figure 12.10 : Semelle Vue En Plan

$$y_i = \pm 1,8 \text{ m}$$

$$R_{i \text{ min}}^{\text{ max}} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

➤ **Calcul de R_{MAX} et R_{MIN} des pieux :**

La section totale des pieux est : $S = 6 \times 1,1304 = 6,786 \text{ m}^2$

$$I_x = \sum S y^2 = 21,987 \text{ m}^4$$

6.3 Vérification de soulèvement et de tassement des pieux :

Selon les tableaux précédents, la réaction maximale et minimale sont les suivantes :

- $R_{max} = 300,89 \text{ t}$
- $R_{min} = 6,22 \text{ t}$

D'après le rapport de sol : $\bar{Q} = 551,14 \text{ t}$

- $R_{max} < \bar{Q}$ Pas de risque de tassement.
- $R_{min} > 0$ Pas de risque de soulèvement.

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

6.4 Ferrailage de la semelle :

A - Les armatures transversales :

• **Les armatures transversales inferieures :**

➤ **ELU :**

$$R_{max} = 300,98 \text{ t}$$

$$Nu = 943.64 \text{ t}$$

$$M_{ulong} = 1553.69 \text{ m.t}$$

$$e_0 = \frac{1553.69}{943.64} = 164.64 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{1}{6} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$

Donc : on applique la méthode des moments.

$$F_{c28} = 27 \text{ MPA}$$

$$f_c = 500 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable.

On a : $R_{max} = 300,98 \text{ t}$

$$M_1 = R_{max} \left(\frac{b'}{2} - 0.35 \times b \right) = 300,98 \left(\frac{3.6}{2} - 0.35 \times 1 \right) = 436.421 \text{ t.m}$$

a' : Est au feuillet moyenne avec :

$$a' = \varnothing_{pieux} + h = 1.2 + 2 = 3.2 \text{ m}$$

D'après le **SOCOTEC** :

$$A_{ST} = 62.23 \text{ cm}^2 \text{ ; } 14\text{HA}25 \text{ (68.72 cm}^2\text{)}$$

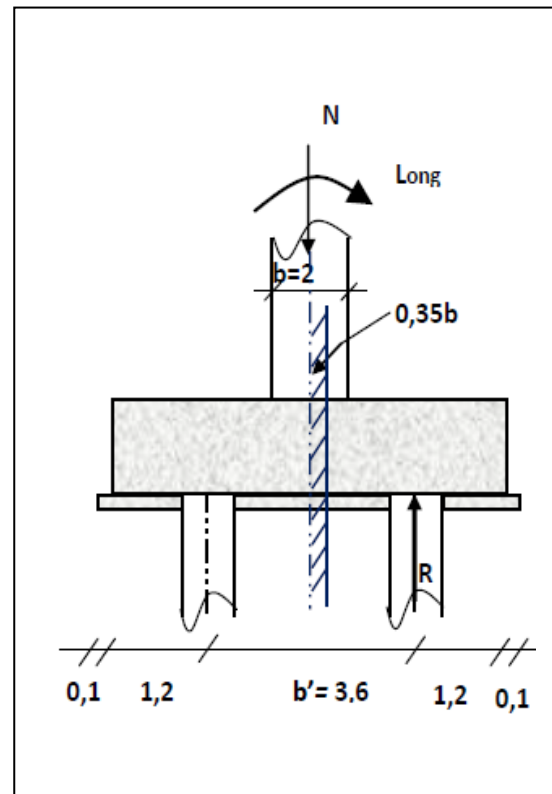
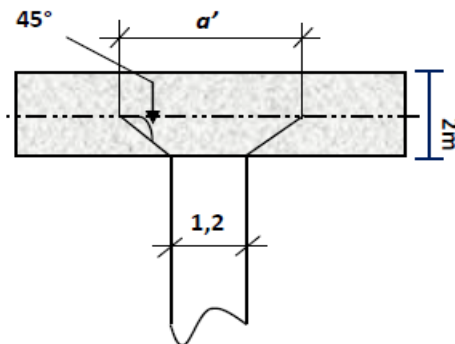
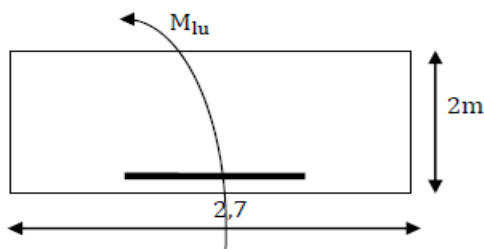


Figure 12.11: Efforts sur semelle



L'espacement entre les barres :

$$S_T = \frac{\varnothing + h - C}{14 - 1} = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{14 - 1} = 0.24 \text{ cm}$$

$$S_T = 0.24 \text{ cm}$$

- **Les armatures transversales supérieures :**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{62.23}{10} = 6.223 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12 (9.05 cm²)

$$S_T = \frac{3.15}{7} = 0.45 \text{ cm}$$

$$S_T = 0.45 \text{ cm}$$

B- Les armatures longitudinales :

- **Les armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{62.23}{3} = 20.74 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA16 (24.13 cm²)

$$S_T = \frac{3.15}{11} = 0.28 \text{ cm}$$

$$S_T = 0.28 \text{ cm}$$

- **Les armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st}}{10} = \frac{62.23}{10} = 6.223 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12 (9.05 cm²)

$$S_T = \frac{3.15}{7} = 0.45 \text{ cm}$$

$$S_T = 0.45 \text{ cm}$$

6.5 Schéma de ferrailage de la semelle :

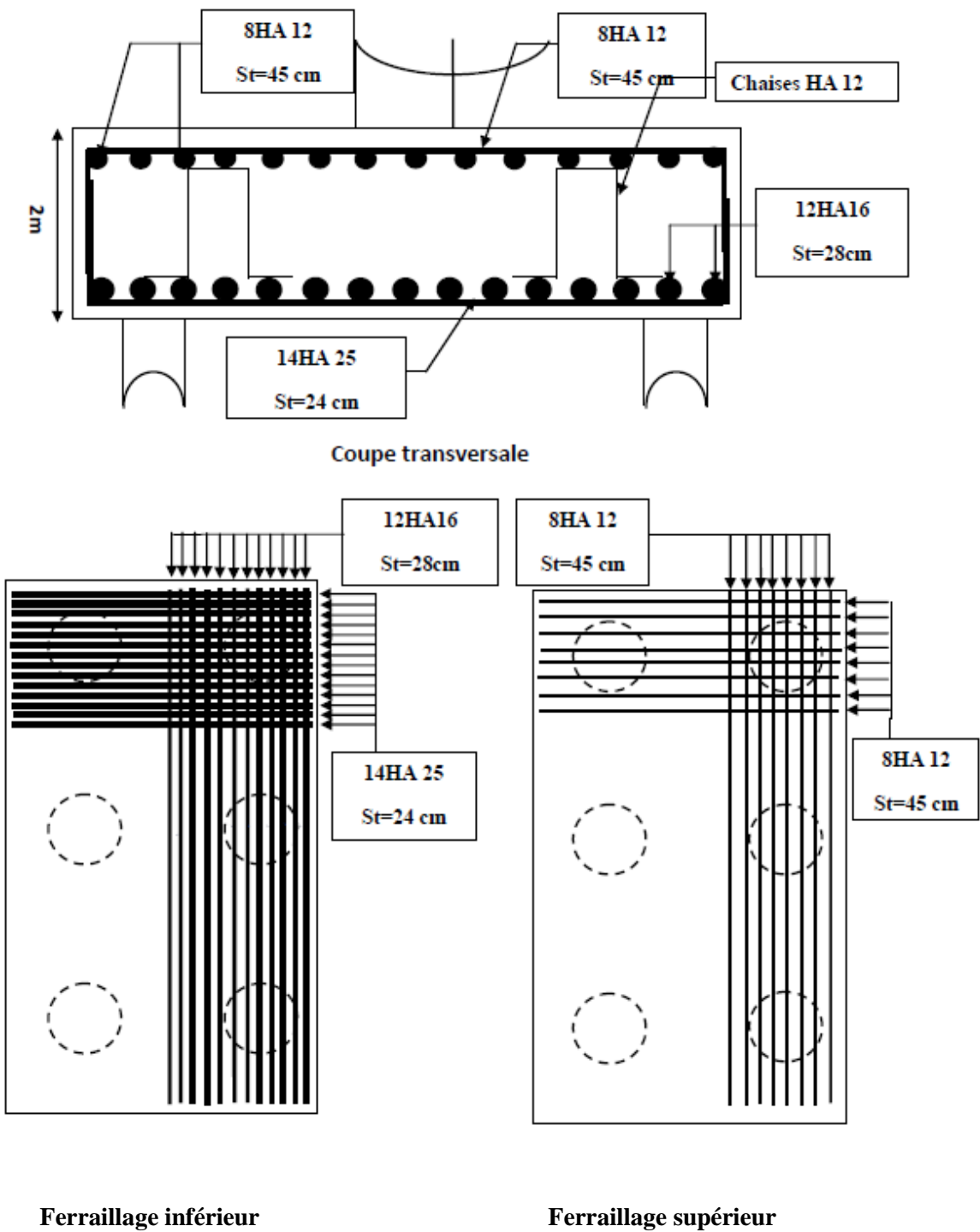


Fig.12.12 : Ferrailage de la semelle.

7 Ferrailage des pieux :

7.1 Calcul des armatures minimales :

D'après l'RPOA, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{S_{\min}} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 56,52 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA25 (58.91cm²)**

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 0.28 \text{ cm}$$

7.2 Les armatures transversales :

On prend des cerces HA12.avec un espacement $S_t=15\text{cm}$

7.3 Schéma de ferrailage

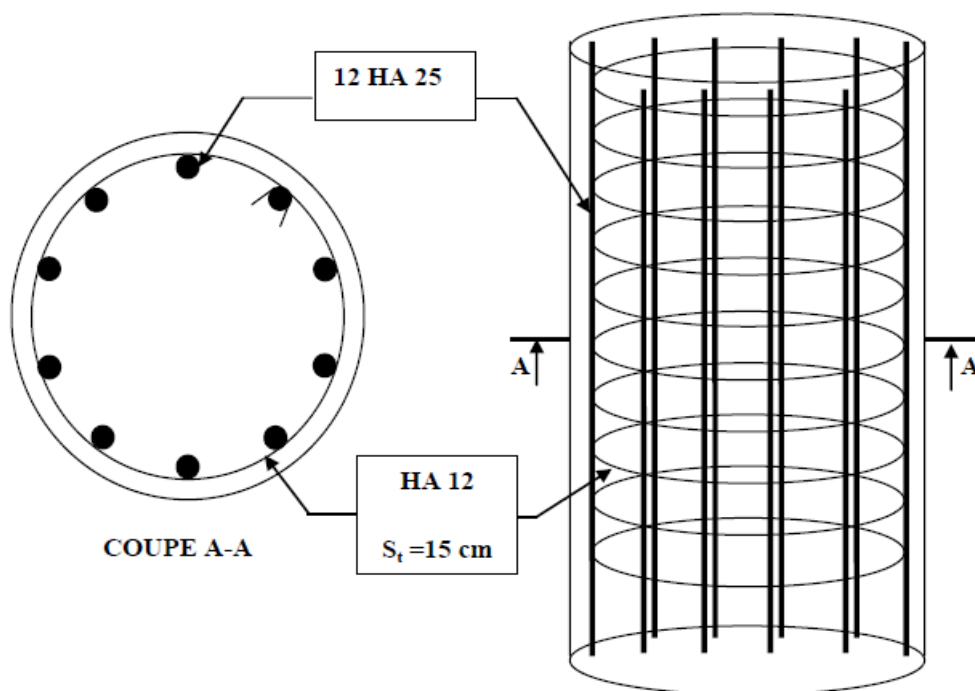


Fig.12.13 : Ferrailage du pieu.

Chapitre 13
Étude de la culée

1. Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont et assurer une liaison entre le pont et les remblais.

Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible.

Cette conception doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage.
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais.
- Le type du tablier à supporter.
- Le niveau de fondation.
- L'éventualité des tassements.
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

2. Choix de la morphologie :

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée.

Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

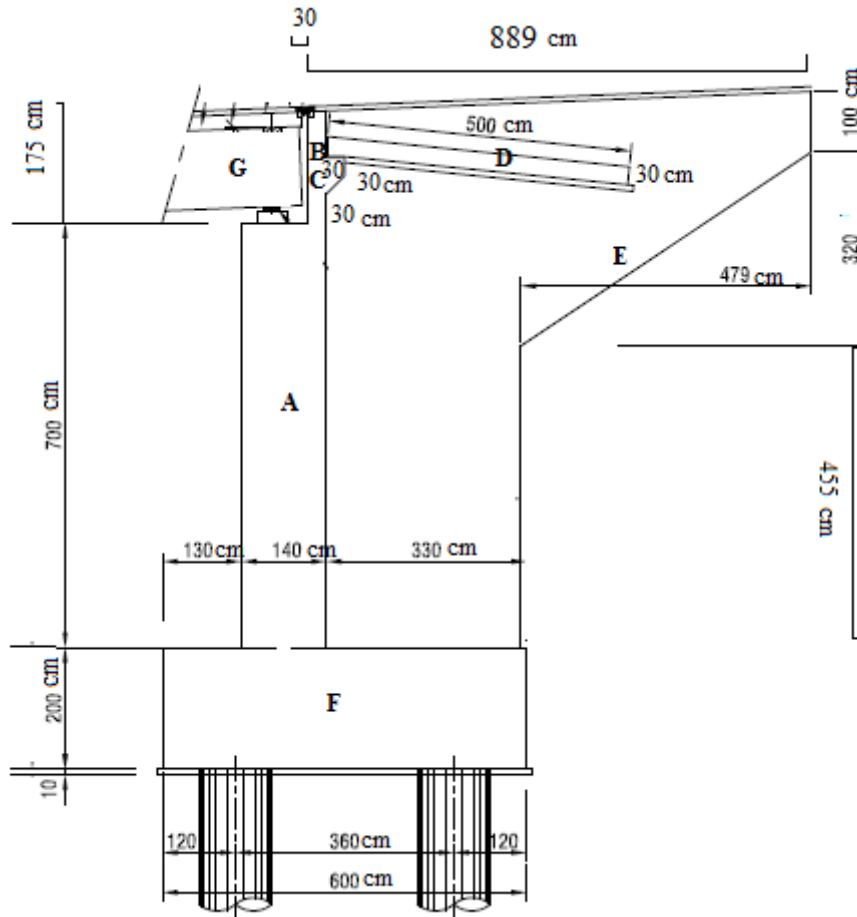
- Un mur frontal qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- Deux murs en retour, son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement.
- Un mur garde grève, il doit remplir les taches suivantes :
 - ✓ résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
 - ✓ Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.
- Un corbeau arrière, pour assure l'appui de la dalle de transition.
- La dalle de transition, elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante

$$L = \min[6m; \max(3m; 0,6h)]$$

Avec h: hauteur du remblai.

Une fondation, semelle reposant sur deux files de pieux (4 pieux par files), de 1,00m de diamètre.



- A : Mur frontal
- B : Mur garde grève
- C : Corbeau
- D : Dalle de transition
- E : Mur en retour
- F : Semelle
- G: Poutre

Figure 13.1 : Coupe longitudinale dans la culée

3. Dimensionnement des éléments de la culée :

Le calcul est effectué pour la culée C2 (la plus grande culée pour cet ouvrage)

3.1 Le sommier d'appui:

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui 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.

$$L_s = 8 \times 1,08 + 2 \times 0,54 = \mathbf{9.72m.}$$

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.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{35}{2} + 20 = 37.5$$

On adopte: $d' = \mathbf{40cm.}$

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$$\mathbf{d = 65 cm.}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{105 cm}$$

3.2 Le mur garde grève :

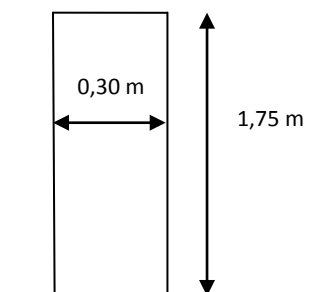
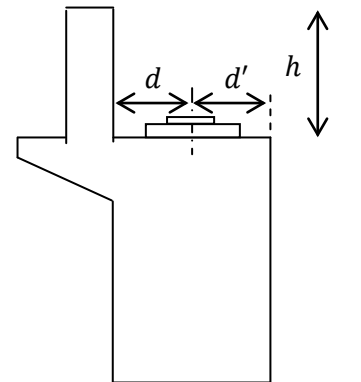
Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur $h = 1.75 m$

Longueur = 9.72 m

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{1,75}{8}\right) = \mathbf{30cm}$$

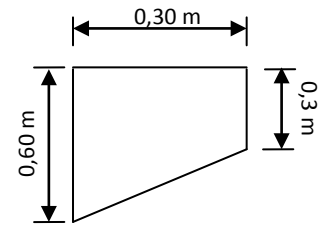


3.3 Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 30cm

Sa laisse aura une pente de 1.0 pour augmenter sa résistance.

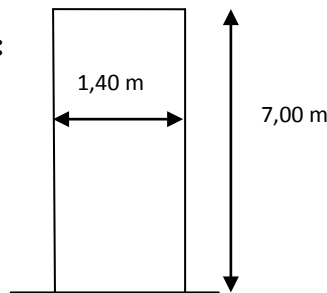


3.4 Le mur frontal (mur antérieur) :

Hauteur = 7 m

Épaisseur=1,40 m

Longueur = 9.72 m

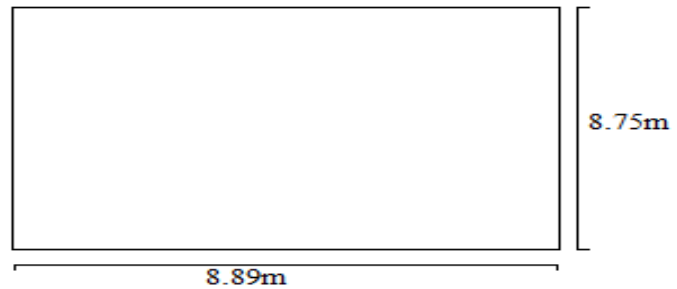


3.5 Le mur en retour :

Longueur = 8,89 m

Hauteur = 8,75 m

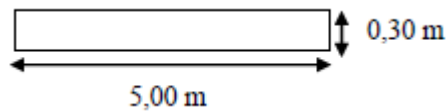
Épaisseur = 0,8 m



3.6 La dalle de transition :

Longueur = 5 m.

Épaisseur= 0,3 m.

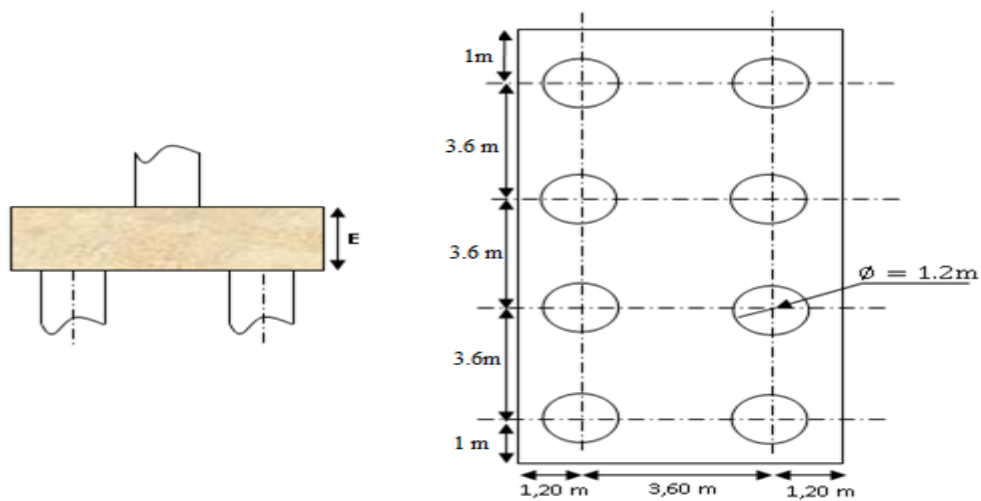


3.7 La fondation :

Épaisseur de la semelle: $E \geq 1,2\phi = 1,2 \times 1,2 = 1,44$ m, On adopte $E = 2$ m

Largueur de la semelle $B_s = 6$ m

Longueur de la semelle $L_s = 12.80$ m



4. Vérification de la stabilité de la culée :

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 :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \theta = \text{artg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

- $\varphi = 35^\circ$, 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, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$)

Action	ε_H	ε_V	k	θ	K_{ah}	β	α	δ	φ
CN	0	0	1	0	0,271	0	0	0	35
SH	0,25	0	1,0308	14,04	0,4438	0	0	0	35
SH+SV↑	0,25	-0,10	0,9341	15,52	0,423	0	0	0	35
SH+SV↓	0,25	0,10	1,1281	12,80	0,4659	0	0	0	35

Tableau 13.1: coefficient de poussée

- ✓ La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L \quad \text{triangulaire}$$

- ✓ La poussée due au surcharges : $Q=1t/m^2$

$$F_p = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \quad \text{rectangulaire}$$

4.1 Détermination du centre de gravité des éléments de la culée :

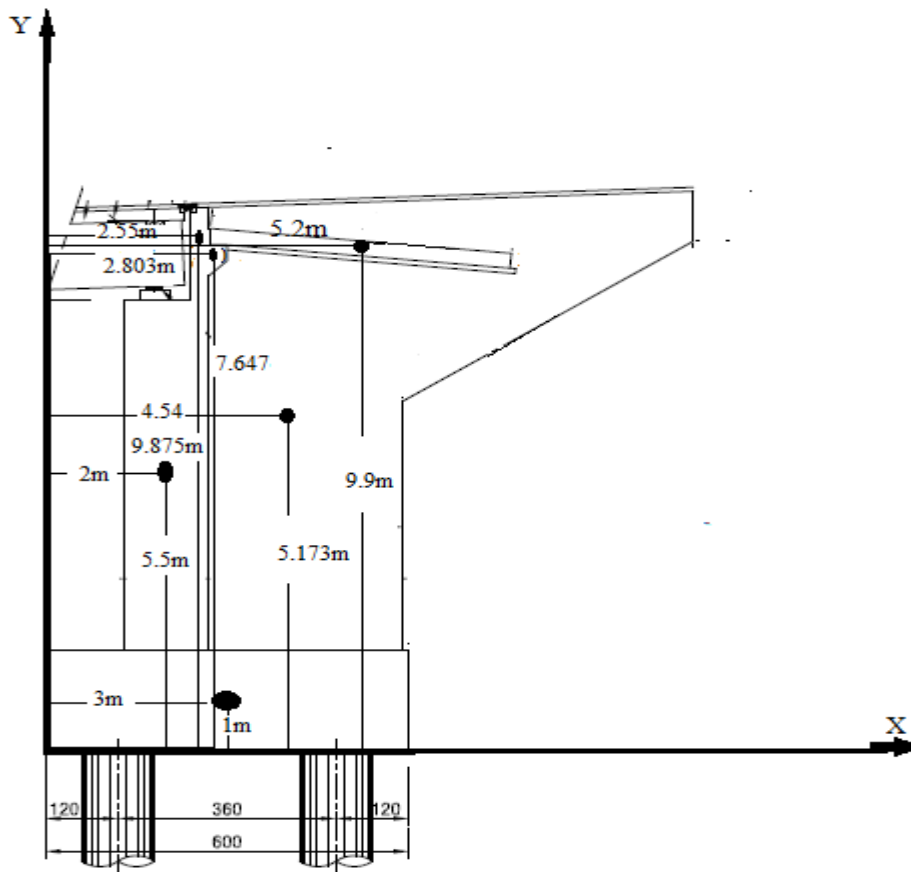


Figure 13.2: CDG des éléments de la culée

4.2 Calcul des sollicitations :

M_S : moment stabilisant du a F_v

M_r : moment de renversement du a F_h

désignation		Calcul des Poids	P	Fh=ε _H *P	Fv=(1±ε _V)*P	H (m)	V (m)	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Mur garde grève	CN	(1,75x0,3x9,72)x 2,5	12,75	0	12,75	2,55	9,875	32,512	0
	SH		12,75	3,187	12,75	2,55	9,875	32,512	31,471
	SH+SV↑		12,75	3,187	11,475	2,55	9,875	29,261	31,471
	SH+SV↓		12,75	3,187	14,025	2,55	9,875	35,76	31,471
Corbeau	CN	[(0,3+0,60)x0,30 /2] x9,72 x 2,5	3,281	0	3,281	2,803	7,647	9,196	0
	SH		3,281	0,820	3,281	2,803	7,647	9,196	6,271
	SH+SV↑		3,281	0,820	2.953	2,803	7,647	8,277	6,271
	SH+SV↓		3,281	0,820	3.61	2,803	7,647	10,11	6,271
Mur en retour	CN	2x(8,89x8,75x 0,8)x 2,5	311,15	0	311,15	4,54	5,173	1412,621	0
	SH		311,15	77,787	311,15	4,54	5,173	1412,621	402,39
	SH+SV↑		311,15	77,787	280,035	4,54	5,173	1271,359	402,39
	SH+SV↓		311,15	77,787	342,265	4,54	5,173	1553,883	402,39
Mur frontal	CN	(1,4x7x 9,72)x2,5	238,14	0	238,14	2	5,5	476,28	0
	SH		238,14	59,535	238,14	2	5,5	476,28	327,442
	SH+SV↑		238,14	59,535	214,326	2	5,5	428,65	327,442
	SH+SV↓		238,14	59,535	261,954	2	5,5	523,91	327,442
Semelle	CN	(6x2x12,8)x2,5	384	0	384	3	1	1152	0
	SH		384	96	384	3	1	1152	96
	SH+SV↑		384	96	345,6	3	1	1036,8	96
	SH+SV↓		384	96	422,4	3	1	1267,2	96
Total culée à vide	CN	$\sum P_i$	949,321	0	949,321	/	/	3082,609	0
	SH		949,321	237,33	949,321	/	/	3082,609	863,574
	SH+SV↑		949,321	237,33	854,389	/	/	2774,347	863,574
	SH+SV↓		949,321	237,33	1044,254	/	/	3390,863	863,574
Dalle de transition	CN	(5x9,72x0,3)x2,5	36,45	0	36,45	5,2	9,9	189,54	0
	SH		36,45	9,112	36,45	5,2	9,9	189,54	90,208
	SH+SV↑		36,45	9,112	32,805	5,2	9,9	170,586	90,208
	SH+SV↓		36,45	9,112	40,095	5,2	9,9	208,494	90,208
Remblais sur la dalle de transition	CN	(5x9,72x1)x1,9	92,34	0	92,34	5,2	10,25	480,168	0
	SH		92,34	23,085	92,34	5,2	10,25	480,168	236,621
	SH+SV↑		92,34	23,085	83,106	5,2	10,25	432,15	236,621
	SH+SV↓		92,34	23,085	101,574	5,2	10,25	528,18	236,621
Remblais sur la semelle	CN	(7,75x9,72x3,3)x1,9	472,32	0	472,32	4,35	5,875	2054,59	0
	SH		472,32	118,08	472,32	4,35	5,875	2054,59	693,72
	SH+SV↑		472,32	118,08	425,088	4,35	5,875	1849,133	693,72
	SH+SV↓		472,32	118,08	519,552	4,35	5,875	2260,051	693,72
La surcharge Q (t/m2)	CN	(5x9,72)x1	48,6	0	48,6	5,2	10,75	252,72	0
	SH		48,6	12,15	48,6	5,2	10,75	252,72	130,612
	SH+SV↑		48,6	12,15	43,74	5,2	10,75	227,448	130,612
	SH+SV↓		48,6	12,15	53,46	5,2	10,75	277,992	130,612
Total culée + remblais	CN	$\sum P_i$	1599,031	0	1599,031	/	/	6059,627	0
	SH		1599,031	399,757	1599,031	/	/	6059,627	2014,735
	SH+SV↑		1599,031	399,757	1439,128	/	/	5453,664	2014,735
	SH+SV↓		1599,031	399,757	1758,935	/	/	6665,58	2014,735

Tableau 13.2: Calcul des sollicitations

4.2.1 Poussée dues aux terres et surcharge :

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \text{ (Triangulaire)}$$

La poussée due aux surcharges $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire)}$$

désignation		K_{ah}	les poids (t)	F_H	V	V (m)	$M_r = P \cdot V$
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,2710	$0,5 \times 1,9 \times 0,2710 \times 8,75^2 \times 9,72$	191,59	$\frac{1}{3} \times 8,75 + 2$	4,916	941,85644
	SH	0,4438	$0,5 \times 1,9 \times 0,4438 \times 8,75^2 \times 9,72$	313,756	$\frac{1}{3} \times 8,75 + 2$	4,916	1542,424496
	SH+SV ↑	0,4230	$0,5 \times 1,9 \times 0,4230 \times 8,75^2 \times 9,72$	299,05	$\frac{1}{3} \times 8,75 + 2$	4,916	1470,1298
	SH+SV ↓	0,4659	$0,5 \times 1,9 \times 0,4659 \times 8,75^2 \times 9,72$	329,38	$\frac{1}{3} \times 8,75 + 2$	4,916	1619,23208
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,2710	$0,5 \times 1,9 \times 0,2710 \times 2^2 \times 12,8$	13,18	$\frac{1}{3} \times 2$	0,666	8,77788
	SH	0,4438	$0,5 \times 1,9 \times 0,4438 \times 2^2 \times 12,8$	21,58	$\frac{1}{3} \times 2$	0,666	14,37228
	SH+SV ↑	0,4230	$0,5 \times 1,9 \times 0,4230 \times 2^2 \times 12,8$	20,57	$\frac{1}{3} \times 2$	0,666	13,69962
	SH+SV ↓	0,4659	$0,5 \times 1,9 \times 0,4659 \times 2^2 \times 12,8$	22,66	$\frac{1}{3} \times 2$	0,666	15,09156
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,2710	$0,2710 \times (8,75 \times 9,72)$	23,048	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	146,931
	SH	0,4438	$0,4438 \times (8,75 \times 9,72)$	37,745	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	240,624375
	SH+SV ↑	0,4230	$0,4230 \times (8,75 \times 9,72)$	35,976	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	229,347
	SH+SV ↓	0,4659	$0,4659 \times (8,75 \times 9,72)$	39,62	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	252,5775
Surcharge sur la semelle	CN	0,2710	$0,271 \times (2 \times 12,8)$	6,937	$\frac{1}{2} \times 2$	1	6,937
	SH	0,4438	$0,4438 \times (2 \times 12,8)$	11,36	$\frac{1}{2} \times 2$	1	11,36
	SH+SV ↑	0,4230	$0,4230 \times (2 \times 12,8)$	10,828	$\frac{1}{2} \times 2$	1	10,828
	SH+SV ↓	0,4659	$0,4659 \times (2 \times 12,8)$	11,92	$\frac{1}{2} \times 2$	1	11,92
Total	CN	/	/	234,755	/	/	1104,502
	SH	/	/	384,441	/	/	1808,781
	SH+SV ↑	/	/	366,424	/	/	1724,004
	SH+SV ↓	/	/	403,58	/	/	1898,821

Tableau 13.3: Poussée des terres et surcharges

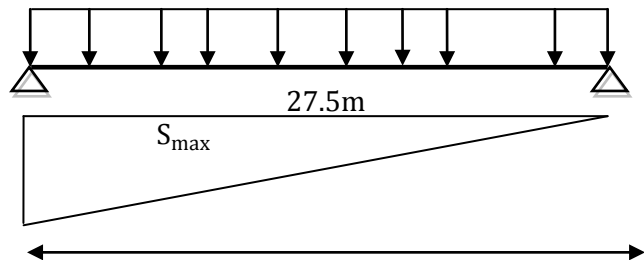
4.2.2 Calcul des efforts dus au tablier :

✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est : $q = 15.532 \text{ t/ml}$

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 13.75$$

$$R_{\max} = 13.75 \times 15.532 = 213,565 \text{ t}$$

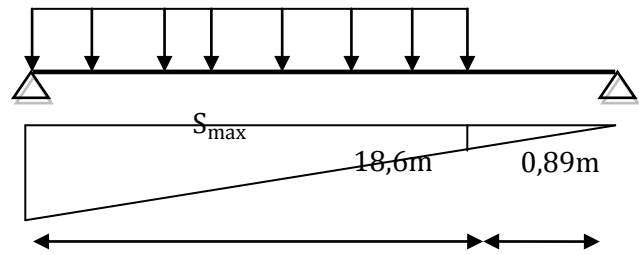


✓ La réaction maximale due aux surcharges est donnée par D_{240} : 12,903t/ml

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 9.6$$

$$R_{max} = 9.6 \times 12,903 = 123,868 \text{ t}$$



désignation		Réaction	Fh= ϵ_H *P	Fv=(1+ ϵ_v)*P	H m	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Permanente (Tablier)	CN	213,565	0	213,565	2,1	9,25	448,486	0
	SH	213,565	53,391	213,565	2,1	9,25	448,486	493,866
	SH+SV ↑	213,565	53,391	192,208	2,1	9,25	403,636	493,866
	SH+SV ↓	213,565	53,391	234,921	2,1	9,25	493,334	493,866
Surcharge (D240)	CN	123,868	0	123,868	2,1	9,25	260,123	0
	SH	123,868	30,967	123,868	2,1	9,25	260,123	286,444
	SH+SV ↑	123,868	30,967	111,481	2,1	9,25	234,110	286,444
	SH+SV ↓	123,868	30,967	136,255	2,1	9,25	286,135	286,444

Tableau 13.4: Charge et surcharge

4.3 Vérification de la stabilité:

4.3.1 Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV) } \downarrow$$

M_s : moment stabilisant du à F_v

M_r : moment renversant du à F_h .

4.3.2 Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h}\right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV) } \downarrow$$

μ : coefficient de frottement terres – béton

$$\mu = \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right) \approx 0,431 \text{ avec } \varphi = 35^\circ$$

4.4 Etapes d'exécution de la culée:

1^{ère} étape : culée à vide.

2^{ème} étape : culée à vide + Tablier.

3^{ème} étape : culée à vide + Tablier+ Remblais.

4^{ème} étape: culée à vide + Tablier+ Remblais+Surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} Etape: culée à vide

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	0	949,321	3082,609	0	∞	∞
SH+ SV ↓	237,33	1044,254	3390,863	863,574	1,896	3,92

Tableau 13.5: Culée vide

2^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	0	1162,886	3531,095	0	∞	∞
SH+ SV ↓	290,721	1279,175	3884,197	1357,44	1,89	2,86

Tableau 13.6 : Culée vide +tablier

3^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier+ Remblais

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	234,755	1812,596	6508,113	1104,502	3,327	5,89
SH+ SV ↓	856,728	1993,856	7158,914	4407,422	1,003	1,62

Tableau 13.7: Culée vide + tablier + remblais

4^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier+ Remblais+surcharges

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_s(t.m)$	$M_r(t.m)$	η	λ
CN	234,755	1936,464	6768,236	1104,502	3,55	6,127
SH+ SV ↓	887,695	2130,111	7445,049	4693,866	1,034	1,58

Tableau 13.8: Culée vide + tablier + remblais + surcharge

Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée.

5. Ferrailage de la culée :

5.1 Mur garde grève :

D'après le document (SETRA art 2.3) le mur garde grève 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

5.1.1 Évaluation des efforts :

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

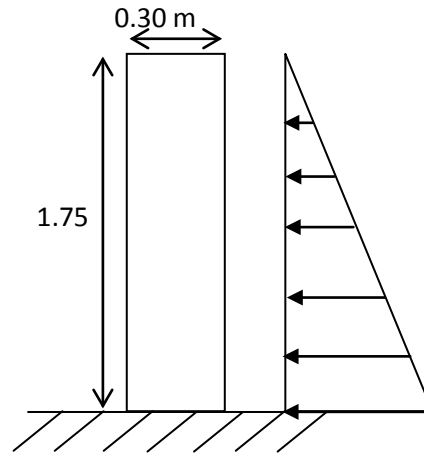
Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

On a: $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3 \Rightarrow p_t = 0,7884 \text{ t/ml}$

$$M_t = \frac{1}{3} p_t \cdot h \Rightarrow M_t = 0,4599 \text{ t.m/ml}$$

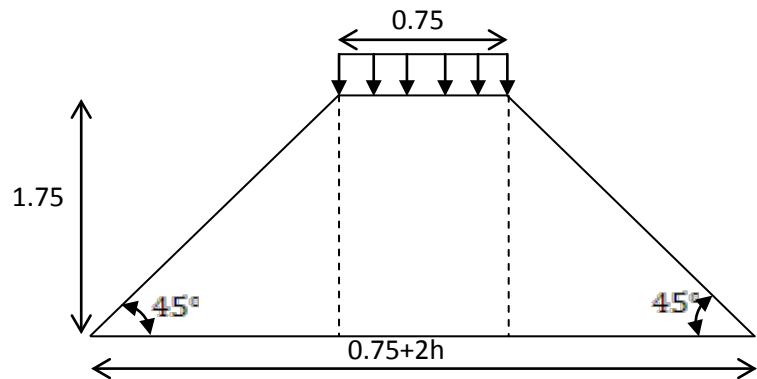
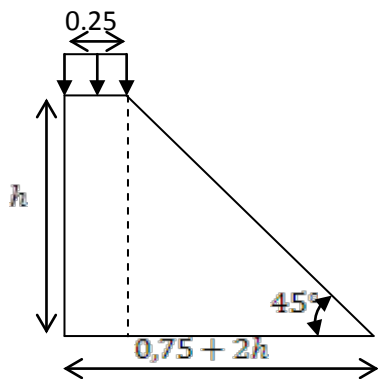
$$M_t = 0,4599 \text{ t.m/ml}$$



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 $(0,25; 0,75) \text{ m}^2$, 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.

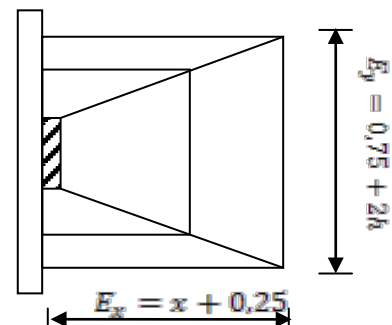


$$M_p = \left(\frac{12K}{0,75+2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \text{ Avec :}$$

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.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,6 & \text{à ELU} \\ 1,2 & \text{à ELS} \end{cases}$$

$b_c = 1,1$ (Pont premier 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.

$$K_a = 0,271$$

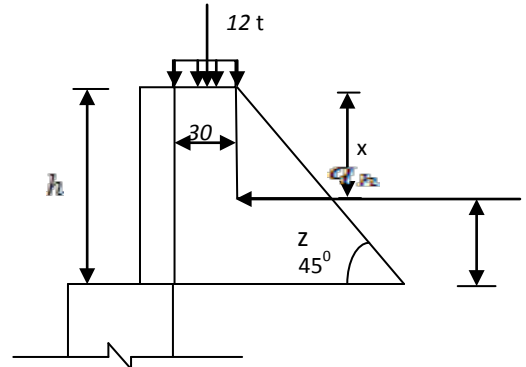
Donc :

$$K = \begin{cases} 0,477 & \text{à ELU} \\ 0,358 & \text{à ELS} \end{cases}$$

$$M_p = 2.823K [-x + (0,25 + h) \ln(x + 0,25)]_0^h \text{ Avec : } h=1.75 \text{ m}$$

$$M_p = 6,809K$$

$$M_p = \begin{cases} 3,247 & \text{t.m/ml à ELU} \\ 2,437 & \text{t.m/ml à ELS} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$



c. Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment créé par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 4,48 \text{ t.m/ml à ELU} \\ 3,36 \text{ t.m/ml à ELS} \end{cases}$$

5.1.2 Combinaison des moments :

$$\begin{aligned} M_T &= 1,35M_t + 1,6(M_P + M_F) \text{ à ELU} \\ M_T &= M_t + 1,2(M_P + M_F) \text{ à ELS} \end{aligned}$$

E.L.U :

$$M_{TU} = 0,621 + 5,195 + 7,168 = 12,984 \text{ t.m/ml}$$

E.L.S :

$$M_{TS} = 0,4599 + 2,924 + 4,032 = 7,416 \text{ t.m/ml}$$

5.1.3 Calcul des armatures :

A. Ferrailage vertical :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,25 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{12,984}{7,416} = 1,751$$

E.L.U :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ Mpa}$$

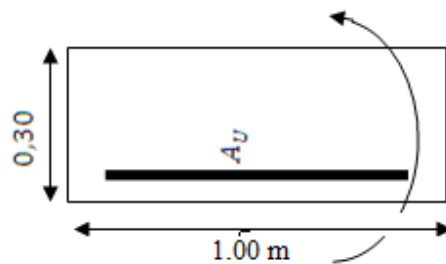
$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,984 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 15,3} = 0,1357$$

$$\mu_{bu} = 0,1357 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1830$$



$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,927}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{12,984 \times 10^{-2}}{0,927 \times 0,25 \times 435} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{12,879 \text{ cm}^2}$$

E.L.S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = \mathbf{16,20 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; 150\eta \right\} \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,3 \times 10^2 = \mathbf{37,48 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{37,48}{1,751} = \mathbf{21,405 \text{ t.m}}$$

$$M_S = \mathbf{7,416 \text{ t.m}} \leq M_{ls} = \mathbf{21,405 \text{ t.m}} \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{7,416 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,20} = \mathbf{0,0732}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,1543}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,94}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = \frac{0,1543 \times 1,00 \times 0,25 \times 16,2}{2 \times 240} \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{13,02 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \max(\mathbf{12,879}; \mathbf{13,02}) = \mathbf{13,02 \text{ cm}^2}$

Soit : **7HA16** ($A_s=14.07\text{cm}^2$), avec un espacement $S_t = \mathbf{14 \text{ cm}}$.

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 $S_t=\mathbf{14 \text{ cm}}$

B. 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 :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{13,02}{2} = \mathbf{6,51 \text{ cm}^2}$$

Soit : **7 HA 12** ($A_{SH} = 7,92\text{cm}^2$), avec $S_t = \mathbf{14 \text{ cm}}$.

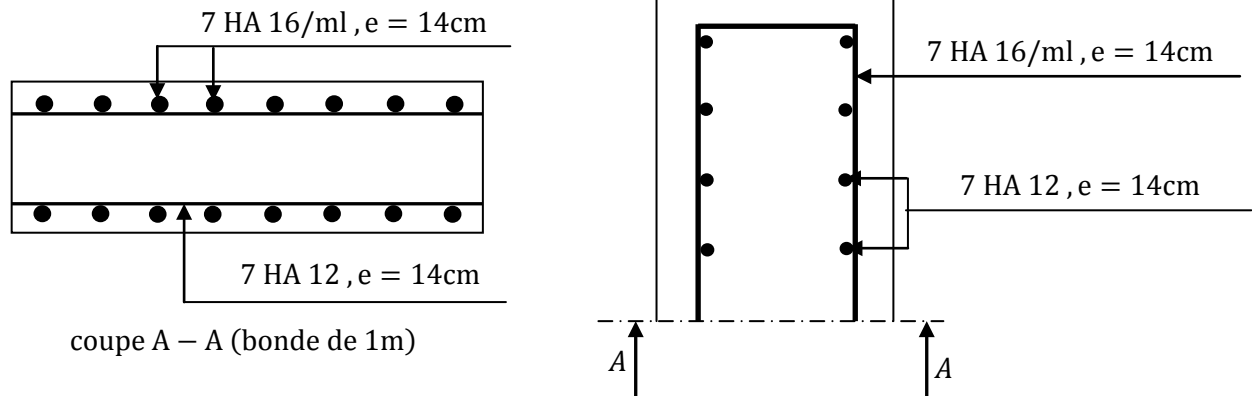


Figure.13.3 : Ferrailage de mur de garde grève

5.2 Dalle de transition :

Cette dalle est en béton armé enterré sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée et la route et celui du pont.

5.2.1 Évaluation des efforts :

- Réactions des charges permanentes :
 - ✓ Poids propre : $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
 - ✓ Remblai : $1,9 \times 0,7 \times 1 = 1,33 \text{ t/ml}$
 - ✓ Revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

$$G_T = \sum G = 2,256 \text{ t/ml}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_e \text{ avec } L_e = \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3300000 \text{ t/m}^2$$

$$I: \text{inertie d'une bande de 1ml} == \blacktriangleright I = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$b = 1 \text{ ml}, K = 6000 \text{ t/m}^2 \text{ (coefficient raideure du sol)}$$

Donc :

$$L_e = 1,491 \text{ m} \Rightarrow L_d = 5,00 \text{ m} \geq 2,342 \text{ m} \dots\dots\dots CV$$

❖ **Surcharge :**

- ✓ Surcharges $Q = 1 \text{ t/m}^2$ réparties sur toute la dalle « C.P.S ».

- ✓ Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B_t , les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml.
- ✓ La charge de rangée P_1 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui).
- ✓ La charge de ranger P_2 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1,2.

Donc : $P_1 = 2 \times 5,5 = 11t/ml$

$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6t/ml$

5.2.2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant :

- **Charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,256 \times 5^2}{8} = 7,05 \text{ t.m/ml}$$

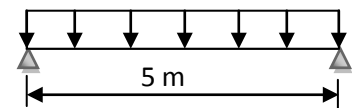
$$T_G = GL/2 = \frac{2,256 \times 5}{2} = 5,64 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge :**

$Q=1 \text{ t/ml}$

$$M_Q = \frac{QL^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = \frac{GL}{2} = \frac{1 \times 5}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

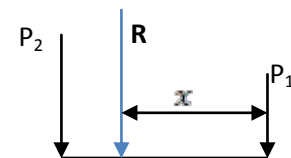


- **Surcharge d'exploitation :**

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent (P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE.

$R = P_1 + P_2 = 17,6t/ml$.

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11x = 6,6(1,35 - x) \Rightarrow x = 0,51m$$



1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

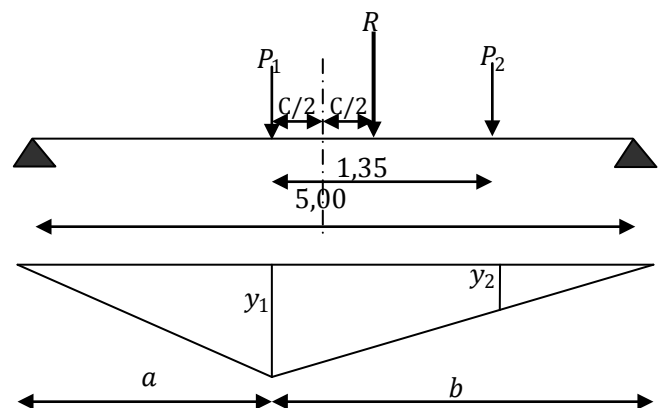
$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51m$

$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{5,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,755 \text{ m}$$

$eta = 2,245 \text{ m}$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,245 \times 2,755}{5} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,237 \times \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631 \text{ m}$$



$$M_{max} = \sum P_i \cdot y_i = 17,77 \text{ t.m/ml}$$

2^{ème} Cas :

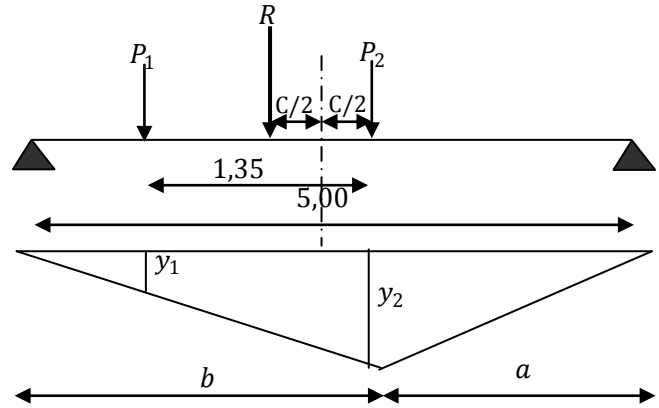
La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{5}{2} + \frac{0,84}{2} = 2,92 \text{ meta} = 2,08 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{2,08 \times 2,92}{5} = 1,215 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,653 \text{ m}$$

$$M_{max} = \sum P_i \cdot y_i = 15,202 \text{ t.m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable que le 1^{ère} Cas.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,755 \text{ m}$) de l'appui droite.

$$M_{max} = 17,77 \text{ t.m/ml}$$

5.2.3 Évaluation de moment total à $x = 2,755 \text{ m}$:

➤ Sous la charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L}{2} \cdot x - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2,256 \times 5}{2} \times 2,755 - \frac{2,256 \times 2,755^2}{2} = 6,976 \text{ t.m/ml}$$

➤ Sous la surcharge répartie: $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_{sq} = \frac{q \cdot L}{2} \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = \frac{1 \times 5}{2} \times 2,755 - \frac{1 \times 2,755^2}{2} = 3,092 \text{ t.m/ml}$$

➤ Combinaisons des efforts ($x = 2,755 \text{ m}$) :

$$M_G = 6,976 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,862 \text{ t.m/ml}$$

E.L.U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 42,796 \text{ t.m/ml}$$

E.L.S :

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 32,01 \text{ t.m/ml}$$

5.2.4 Calcul des moments à mi- travée :

➤ Sous les charges permanentes :

$$M_G = 7,05 \text{ t.m/ml}$$

- **Sous la charge** : $q = 1\text{t/m}^2$

$$M_q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125\text{t.m/ml}$$

- **Sous la surcharge B_t** : P_1 est posée sur $L/2$

$$M_{sq} = 17,77\text{t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,895\text{t.m/ml}$$

- **Combinaison des efforts à mi-travée :**

E.L.U:

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 42,949\text{t.m/ml}$$

E.L.S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 32,124\text{t.m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 2,755\text{m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 42,949\text{t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 32,124\text{t.m/ml}$$

5.3 Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

Donc : $f_{c28} = 27\text{MPa}$

$$b_0 = 1,00\text{ m} ; d = 0,27\text{m}; d' = 0,03\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{42,949}{32,124} = 1,337$$

E.L.U:

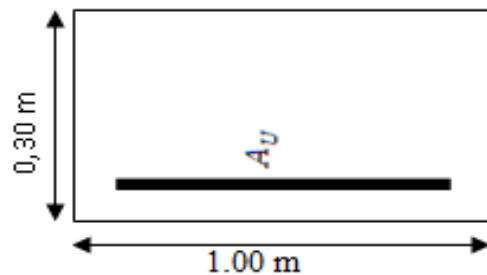
$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42,949 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 15,3} = 0,385$$

$$\mu_{bu} = 0,385 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,6505$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,7397$$



$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{42,949 \times 10^{-2}}{0,7397 \times 0,27 \times 435} \Rightarrow A_{su} = 53,39 \text{ cm}^2$$

E.L.S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,3 \times 10^2 = 43,722 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{43,722}{1,337} = 32,701 \text{ t.m}$$

$$M_S = 32,124 \text{ t.m} \leq M_{ls} = 32,701 \text{ t.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{32,124 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,20} = 0,272$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,7138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,7145$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = \frac{0,7138 \times 1,00 \times 0,27 \times 16,20}{2 \times 240} \Rightarrow A_{ser} = 65,04 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = 65,04 \text{ cm}^2$

Soit : **14HA25** ($A_S = 68,72 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 7 \text{ cm}$.

➤ **Dans le sens transversal :** On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{65,04}{4} = 16,26 \text{ cm}^2$$

Soit on prend : **9 HA 16** ($A_S = 18,10 \text{ cm}^2$), avec : $S_t = 11 \text{ cm}$

a. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec : $T_G = 5,64 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$y_1 = 1$$

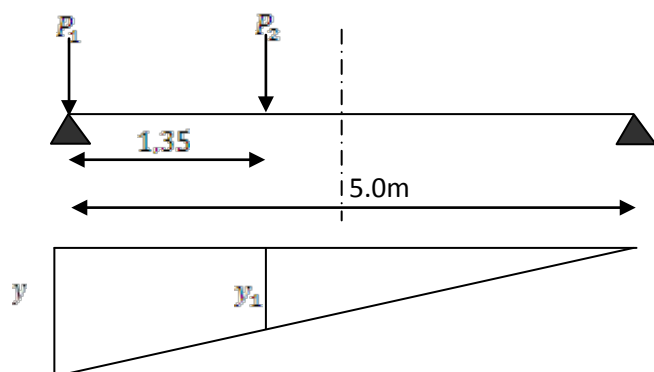
$$y_2 = \frac{5 - 1,35}{5} = 0,73$$

$$T_{q2} = T_{bt} = \sum P_i \cdot y_i = 11 \times 1 + 6,6 \times 0,73 = 15,818 \text{ t.m/ml}$$

$$V_U = 1,35 \times 5,648 + 1,6(15,818 + 2,5) = 36,933 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{36,933 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,368 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$



$\tau_U = 1,368 < \bar{\tau}_U = 2,7MPa \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1,00 \times 0,27 \times 2,22}{500} = 2,757 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

b. La nappe supérieure :65, 04

✓ Longitudinalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 21,68 \text{ cm}^2$

Soit : **11HA 16** ($A_s = 22,12\text{m}^2$) avec $S_t = 9 \text{ cm}$

✓ Transversalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 6,504 \text{ cm}^2 > 2,757 \text{ cm}^2$

$$A_{sup} = 6,504 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 12,**($A_s = 6,79\text{m}^2$) avec $S_t = 16,5 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage :**

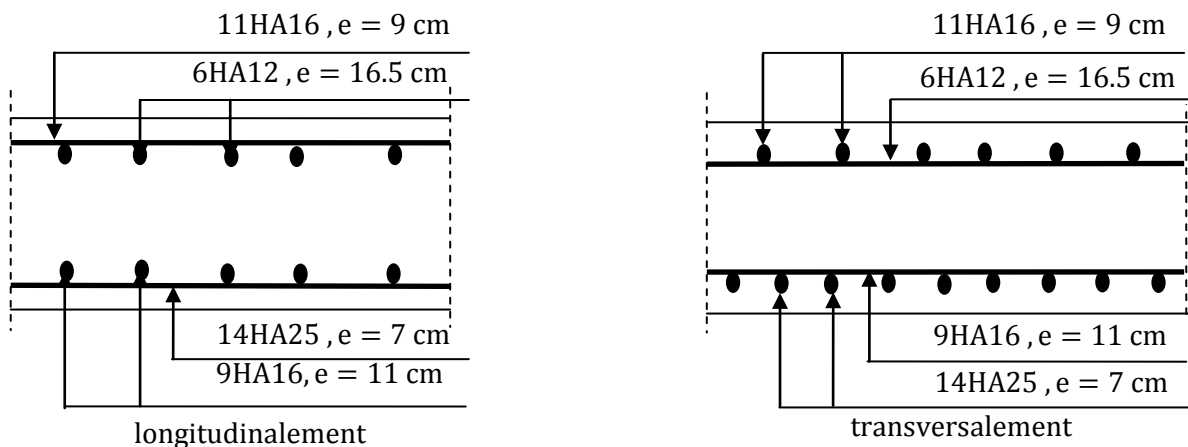


Figure.13.4 : Ferrailage de la dalle de transition.

5.4 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 :

a. Les réactions :

➤ La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875t/ml$$

➤ La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,7 \times 1,9 \times 1) \times \frac{1}{2} = 3,325 t/ml$$

➤ La réaction due au poids de revêtement de la chaussée :

$$R_r = (5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,44 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,60) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = (0,3 \times 1,75 \times 1 \times 2,5) = 1,3125 \text{ t/ml}$$

➤ La réaction due aux surcharge sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$:

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,50 \text{ t/ml}$$

b. Moment d'encastrement : X_{Gc}

Pour les sollicitations extérieures on prend : $L = 0,30 \text{ m}$

C.-à-d. R_T est située au bord de la console (cas plus défavorable).

▪ pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_{Gc} = \frac{\left[(0,30 \times 0,3) \times \frac{0,30}{2} \right] + \left[\frac{0,30 \times 0,30}{2} \times 0,30 \left(\frac{2}{3} \right) \right]}{0,105 + 0,06125} = 0,167 \text{ cm}$$

▪ pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,15 \text{ cm}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 3,325 + 0,44) + 0,15 \times 1,3125 + 0,167 \times 0,3375$$

$$M_G = 1,945 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison :

$$\begin{cases} ELU: M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ ELS: M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 3,825 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 2,845 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Ferraillage :

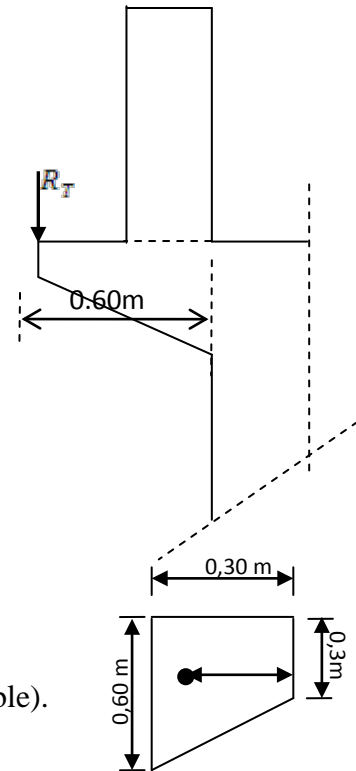
On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{0,60 + 0,30}{2} = 0,45 \text{ m}$$

Donc : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,40 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)



$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{3,825}{2,845} = 1,344$$

E. L. U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,825 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 15,30} = \mathbf{0,0156}$$

$$\mu_{bu} = 0,0156 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0196}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9921}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{3,825 \times 10^{-2}}{0,9921 \times 0,40 \times 435} \quad \Rightarrow A_{su} = \mathbf{2,215 \text{ cm}^2}$$

E. L. S :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,40^2 \times 15,30 \times 10^2 = \mathbf{95,96 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{95,96}{1,344} = \mathbf{71,398 \text{ t.m}}$$

$$M_S = \mathbf{2,845 \text{ t.m}} \leq M_{ls} = \mathbf{71,398 \text{ t.m}} \quad \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2,845 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 16,20} = \mathbf{0,0109}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0219}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9912}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = \frac{0,0219 \times 1,00 \times 0,40 \times 16,20}{2 \times 240} \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{2,956 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{2,956 \text{ cm}^2}$$

Vérification de non fragilité :

$$A_S = \frac{0,23 \times 1 \times 0,40 \times 2,22}{500} = 4,084 \text{ cm}^2 > A_S = 2,956 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.N.V$$

Donc : $A_S = 4,084 \text{ cm}^2$ soit : **4HA12** ($A_S = 4,52 \text{ cm}^2$), avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{4,084}{2} = 2,042 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10** ($A_{SH} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

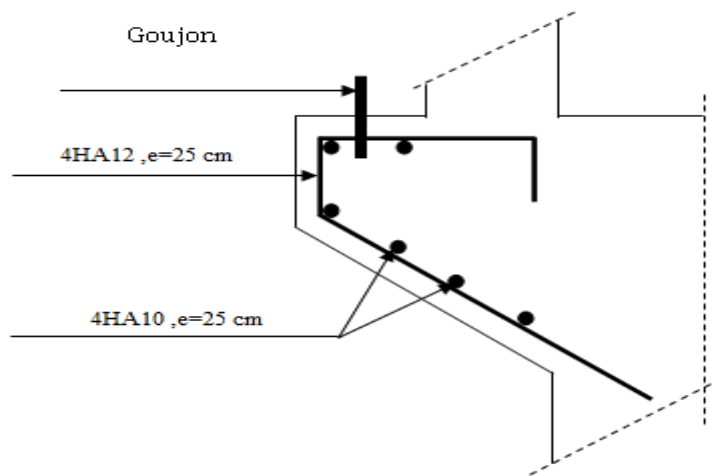


Figure.13.5 : Ferrailage du corbeau

5.5 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.

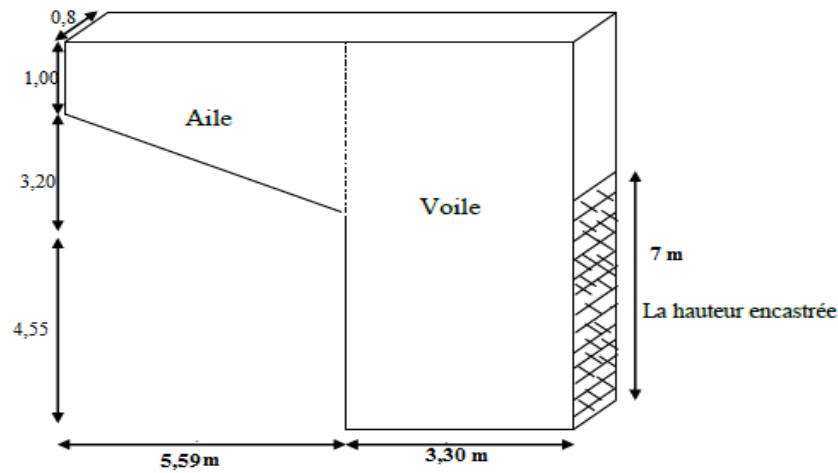


Figure 13.6: Dimensions de mur en retour

5.5.1. Étude des sollicitations :

a. L'aile :

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

On suppose que l'aile est encadrée au mur frontal

➤ Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

➤ 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.

$$\varphi = 35^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

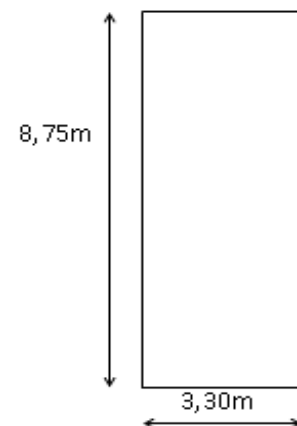
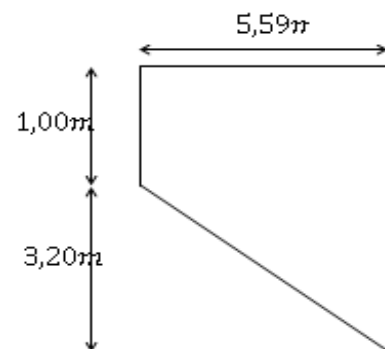
✓ $H = 4,2 \text{ m}$:

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 5,59 \times 0,271 \times 4,2^2 = 25,386 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,59 \times 0,271 \times 4,2 = 6,362 \text{ t}$$

✓ $H = 3,2 \text{ m}$:

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 5,59 \times 0,271 \times 3,2^2 = 14,737 \text{ t}$$



$$P_q = 1,00 \times 5,59 \times 0,271 \times 3,2 = 4,847 \text{ t}$$

$$\checkmark H = 1,00 \text{ m} :$$

$$P_t = (0,5 \times 1,9 \times 5,59 \times 0,271 \times 1,00^2) \times 2 = 2,878 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,59 \times 0,271 \times 1,00 = 1,515 \text{ t}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{tmoy} = 14,33 \text{ t} \\ P_{qmoy} = 11,714 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

b. Voile :

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 3,30 \times 0,271 \times 8,75^2 = 65,046 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,30 \times 0,271 \times 8,75 = 7,825 \text{ t}$$

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0,25 \cdot G$$

$$P_s = 0,30 \times 8,89 = 2,667 \text{ t.}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 77,787 + 2,667 = 80,454 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 80,454 = 20,113 \text{ t}$$

<i>efforts</i>	Brasdelevier /à l'encastrement	$M_G(t.m)$	$M_Q(t.m)$	$M_{FSH}(t.m)$
$P_t = 65,046 \text{ t}$	$\frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$	107,32	/	/
$P_{tmoy} = 14,33 \text{ t}$	$3,30 + \frac{5,59}{2} = 4,445 \text{ m}$	63,69	/	/
$P_q = 7,825 \text{ t}$	$\frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$	/	12,91	/
$P_{qmoy} = 11,714 \text{ t}$	$3,30 + \frac{5,59}{2} = 4,445 \text{ m}$	/	52,07	/
$F_{SH} = 20,113 \text{ t}$	$\frac{3,30}{2} = 1,65 \text{ m}$	/	/	33,18
	$\sum =$	171,01	64,98	33,18

Tableau 13.9: Les efforts sur le mur

5.5.2 Les combinaisons :

E.L.U :

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 334,831 \text{ t.m}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 243,178 \text{ t.m}$$

E.L.S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 248,986 \text{ t.m}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à **7,00m**.

Donc :

$$M_U = \frac{334,831}{7,00} = 47,833 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{248,986}{7,00} = 35,569 \text{ t.m/ml}$$

5.5.3 Le ferrailage de mur en retour :**a. Ferrailage horizontal :**

$$b_0 = 1 \text{ m} \quad , d = 0,75 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{47,833}{35,569} = 1,345$$

E.L.U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47,833 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 15,30} = 0,0555$$

$$\mu_{bu} = 0,0555 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0714$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9714$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{47,833 \times 10^{-2}}{0,9714 \times 0,75 \times 435} \Rightarrow A_{su} = 15,09 \text{ cm}^2$$

E.L.S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,75^2 \times 15,30 \times 10^2 = 337,365 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{337,365}{1,345} = 250,829 \text{ t.m}$$

$$M_S = 35,569 \text{ t.m} \leq M_{ls} = 250,829 \text{ t.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{35,569 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 16,20} = \mathbf{0,039}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0801}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9679}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = \frac{0,0801 \times 1,00 \times 0,75 \times 16,20}{2 \times 240} \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{20,27 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = \mathbf{20,27 \text{ cm}^2}$

Soit: **7HA 20 (21,99cm²)**, Avec $S_t = \mathbf{14cm}$

b. Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{20,27}{4} = \mathbf{5,067 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend: **4HA14(6,16cm²)** , Avec $S_t = \mathbf{25cm}$

Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encasté sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan, d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

Partie non encasté au mure frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport a son plan d'encastement P.

c. Évaluation des efforts :

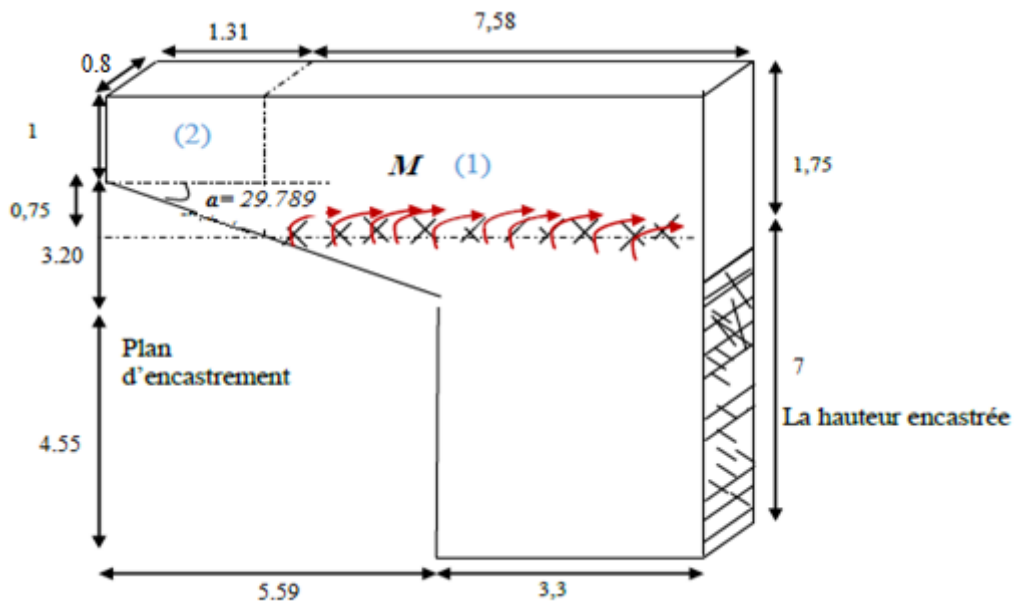


Figure 13.7: Plans d'encastrement du mur en retour.

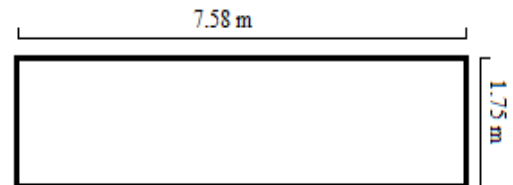
La section et variable, on la divise en deux parties (1) et (2):

• **Partie1 :**

- **H = 1,75m**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 0,271 \times 7,58 \times 1,75^2 = 5,976 t$$

$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 7,58 \times 1,75 = 3,595 t$$



• **Partie2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

- **H = 1,75m**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 0,271 \times 1,31 \times 1,75^2 = 1,032 t$$

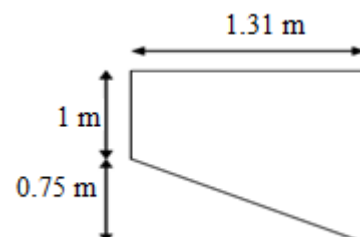
$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1,31 \times 1,75 = 0,621 t$$

- **H = 1,375m**

$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 0,271 \times 1,31 \times 1,375^2 = 0,637 t$$

$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1,31 \times 1,375 = 0,488 t$$

- **H = 1,00m**



$$P_t = 0,5 \times 1,9 \times 0,271 \times 1,31 \times 1,00^2 = \mathbf{0,337 t}$$

$$P_q = 1,00 \times 0,271 \times 1,31 \times 1,00 = \mathbf{0,355 t}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_{tmoy} = \mathbf{0,668 t} \\ P_{qmoy} = \mathbf{0,488 t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile. } H = 0,875 \text{ m.}$$

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0,25G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + G_3$ (Superstructure)

$$G_1 + G_2 = [(7,58 \times 1,75) + \{(1,31 \times 1) + (0,5 \times 1,31 \times 0,75)\}] \times 0,8 \times 2,5 = \mathbf{30,13 t}$$

$$\text{Poids de la superstructure } G_3 = 0,3 \times 8,89 = 2,667 t$$

G : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 32,304 t$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,25 \times 32,304 = 8,076 t$$

Effort	Bras de levier / à l'encastrement	M_G (t.m)	M_Q (t.m)	M_{FSH} (t.m)
$P_t = 5,976 t$	$\frac{1,75}{3} = 0,583 m$	3,484	/	/
$P_{tmoy} = 0,668 t$	$1,75 - \frac{1,375}{2} = 0,811 m$	0,541	/	/
$P_q = 3,595 t$	$\frac{1,75}{3} = 0,583 m$	/	2,095	/
$P_{qmoy} = 0,488 t$	$1,75 - \frac{1,375}{2} = 0,811 m$	/	0,395	/
$F_{SH} = 8,076 t$	$\frac{1,75}{2} = 0,875 m$	/	/	7,066
	$\Sigma =$	4,025	2,49	7,066

Tableau 13.10: Évaluation des efforts

➤ **Les combinaisons :**

E.L.U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{9,417 t.m}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{12,585 t.m}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{7,013 t.m}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CS est plus défavorable que la CN, donc on va prendre L'E.L.U en CS.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (7,0m) .

Donc :

$$M_U = \frac{12,585}{7,00} = \mathbf{1,797 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{7,013}{7,00} = \mathbf{1,002 \text{ t.m/ml}}$$

d. Ferrailage :

$$b_0 = 1m \quad ,d = 0,75m, d'=0,05$$

$$\gamma = \frac{1,797}{1,002} = 1,793$$

E.L.U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,797 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 15,30} = \mathbf{0,002}$$

$$\mu_{bu} = 0,002 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0025}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9999}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{1,797 \times 10^{-2}}{0,999 \times 0,75 \times 435} \quad \Rightarrow A_{su} = \mathbf{0,54 \text{ cm}^2}$$

E.L.S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,75^2 \times 15,30 \times 10^2 = \mathbf{337,365 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{337,365}{1,793} = \mathbf{188,156 \text{ t.m}}$$

$$M_S = \mathbf{0,982 \text{ t.m}} \leq M_{ls} = \mathbf{188,156 \text{ t.m}} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{1,002 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,75^2 \times 16,20} = \mathbf{0,00199}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,00398}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,998}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = \frac{0,00398 \times 1,00 \times 0,75 \times 16.20}{2 \times 240} \Rightarrow A_{ser} = 1,0074 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 1,0074 \text{ cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminée calculée ($20,27 \text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 1,0074 \text{ cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastrée.

d. Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 7,659 \text{ cm}^2 < 20,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

e. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(5,976 + 0,577) + 1,6(3,595 + 0,421) = 15,272 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{15,272}{7,00} = 2,182 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,182 \times 10^{-2}}{0,75 \times 1,00} = 0,029 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,029 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

5.5.4 Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) :

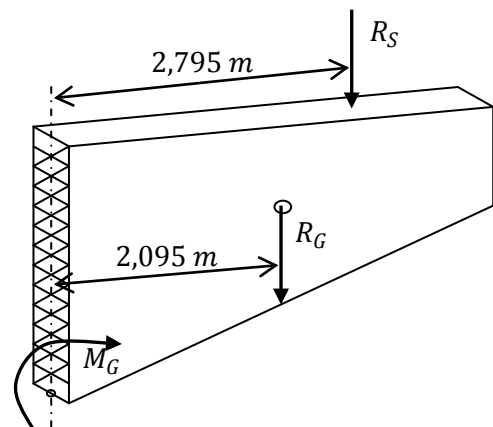
Il faut un ferrailage au niveau de fibre supérieure pour équilibrer son poids plus superstructure qui créer un moment au niveau de son encastrement.

$P_s =$ poids de la superstructure

$$P_s = 0,8 \times 5,59 = 4,472 \text{ t}$$

$$P_G = \text{poids propre} = 29,068 \text{ t}$$

$$M_G = 2,095 \times 29,068 + 4,472 \times 2,795 = 73,396 \text{ t.m}$$



a. Combinaison :

E.L.U:

$$M_U = 1,35 \times 73,396 = 99,084 \text{ t.m}$$

E.L.S:

$$M_{ser} = 73,396 \text{ t.m}$$

b. Ferrailage :

$$b_0 = 0,80 \text{ m} \quad , d = 4,15 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{99,084}{73,396} = 1,35$$

E.L.U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{99,084 \times 10^{-2}}{1,00 \times 4,15^2 \times 15,30} = \mathbf{0,00376}$$

$$\mu_{bu} = 0,00376 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0047}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,998}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{99,084 \times 10^{-2}}{0,998 \times 4,15 \times 435} \quad \Rightarrow A_{su} = \mathbf{5,49 \text{ cm}^2}$$

E.L.S:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,80 \times 4,15^2 \times 15,30 \times 10^2 = \mathbf{8263,49 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{8263,49}{1,35} = \mathbf{6121,10 \text{ t.m}}$$

$$M_S = 73,396 \text{ t.m} \leq M_{ls} = 6121,10 \text{ t.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{73,396 \times 10^{-2}}{0,80 \times 4,15^2 \times 16,20} = \mathbf{0,00328}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,00657}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,997}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} = \frac{0,00657 \times 0,80 \times 4,15 \times 16,20}{2 \times 240} \quad \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{7,36 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 7,36 \text{ cm}^2$

c. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 33,90 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc on prend la section d'armatures minimales, $A_s = 33,90 \text{ cm}^2$

Soit **7HA25** ($A_s = 34,36$) en deux nappes avec un espacement de $S_t = 11 \text{ cm}$.

d. Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G = 1,35(4,472 + 29,068) = 45,279 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{45,279 \times 10^{-2}}{0,80 \times 4,15} = 0,136 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,136 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa}$$

⇒ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

5.5.5 Ferrailage de l'autre face du mur (constructive):

a. Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{20,27}{10} = 2,027 \text{ cm}^2$$

On adopte :

4HA10 avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{0,541}{2} = 0,27 \text{ cm}^2$$

On adopte :

3HA10 Avec: $S_t = 30 \text{ cm}$

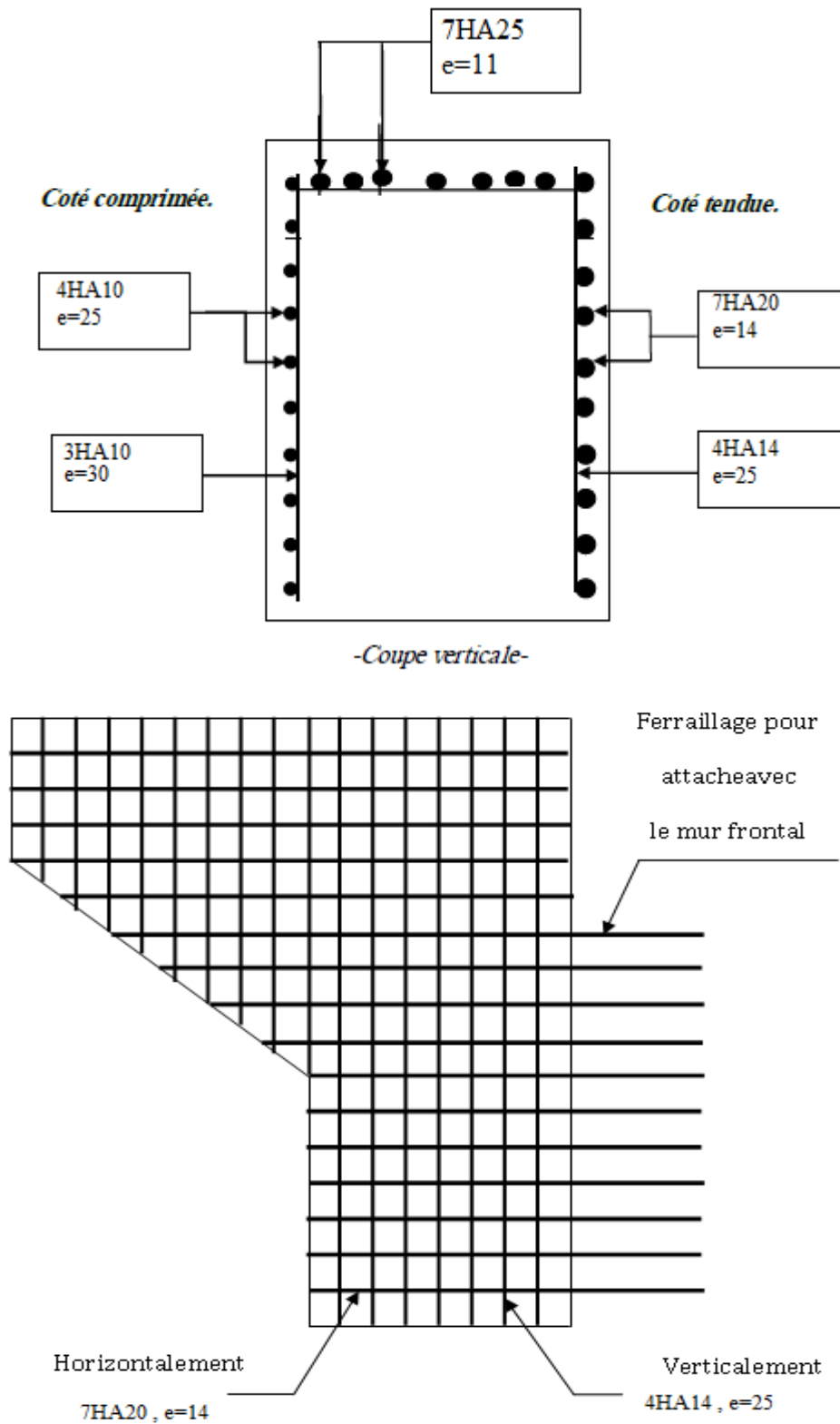


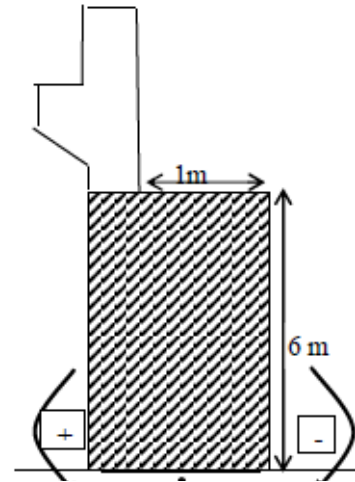
Figure 13.8 : Schéma de ferrailage du mur en retour.

5.6 Mur frontal :

5.6.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal :

Il est soumis aux efforts suivants :

- **Efforts horizontaux :**
 - ✓ Force de freinage.
 - ✓ Variation linéaire du tablier (Fluage+Retrait).
 - ✓ La poussée des terres.
 - ✓ La surcharge $Q = 1t/m^2$.
 - ✓ Effet sismique $F = 0,25G(\text{Tablier}+\text{Culée})$.
- **Efforts normaux :**
 - ✓ Poids du tablier.
 - ✓ Les éléments de la culée.



Surcharges sur tablier

5.6.2 Calcul des sollicitations :

désignation		Calcul des Poids	P	Fh=ε _H *p	Fv=(1±ε _V)*P	H m	V m	Ms=Fv* H	Mr=Fh*V
Mur garde grève	CN	(1,75x0,3x9,72)x 2,5	12,75	0	12,75	0,55	7,875	7,012	0
	SH		12,75	3,187	12,75	0,55	7,875	7,0125	25,097
	SH+SV↑		12,75	3,187	11,475	0,55	7,875	6,311	25,097
	SH+SV↓		12,75	3,187	14,025	0,55	7,875	7,71375	25,097
Corbeau	CN	[(0,3+0,60)x0,30/ 2] x9,72 x 2,5	3,281	0	3,281	0,833	7,133	2,7330	0
	SH		3,281	0,820	3,281	0,833	7,133	2,7330	5,849
	SH+SV↑		3,281	0,820	2.953	0,833	7,133	2,459	5,849
	SH+SV↓		3,281	0,820	3.61	0,833	7,133	3,007	5,849
Mur en retour	CN	2x(8,89x8,75x 0,8)x 2,5	311,15	0	311,15	2,54	3,173	790,321	0
	SH		311,15	77,787	311,15	2,54	3,173	790,321	246,81815 1
	SH+SV↑		311,15	77,787	280,035	2,54	3,173	711,288	246,818
	SH+SV↓		311,15	77,787	342,265	2,54	3,173	869,353	246,818
Mur frontal	CN	(1,4x7x 9,72)x2,5	238,14	0	238,14	0	3,5	0	0
	SH		238,14	59,535	238,14	0	3,5	0	208,372
	SH+SV↑		238,14	59,535	214,326	0	3,5	0	208,3725
	SH+SV↓		238,14	59,535	261,954	0	3,5	0	208,372
Total culée à vide	CN	Σ P _i	565,3 21	0,000	565,321	/	/	800,066	0
	SH		565,3 21	141,329	565,321	/	/	800,066	486,137
	SH+SV↑		565,3 21	141,329	508,789	/	/	720,059	486,137
	SH+SV↓		565,3 21	141,329	621,854	/	/	880,074	486,137
Dalle de	CN	(5x9,72x0,3)x2,5	36,45	0	36,45	3,2	7,9	116,64	0

transition	SH		36,45	9,112	36,45	3,2	7,9	116,64	71,984
	SH+SV↑		36,45	9,112	32,805	3,2	7,9	104,976	71,984
	SH+SV↓		36,45	9,112	40,095	3,2	7,9	128,304	71,984
Remblais sur la dalle de transition	CN	(5x9,72x1)x1,9	92,34	0	92,34	3,2	8,25	295,488	0
	SH		92,34	23,085	92,34	3,2	8,25	295,488	190,451
	SH+SV↑		92,34	23,085	83,106	3,2	8,25	265,9392	190,451
	SH+SV↓		92,34	23,085	101,574	3,2	8,25	325,037	190,451
Remblais sur la semelle	CN	(7,75x9,72x3,3)x1,9	472,32	0	472,32	2,35	3,147	1109,95	0
	SH		472,32	118,08	472,32	2,35	3,875	1109,95	457,56
	SH+SV↑		472,32	118,08	425,088	2,35	3,875	998,956	457,56
	SH+SV↓		472,32	118,08	519,552	2,35	3,875	1220,947	457,56
La surcharge Q (t/m ²)	CN	(5x9,72)x1	48,6	0	48,6	3,2	8,75	155,52	0
	SH		48,6	12,15	48,6	3,2	8,75	155,52	106,312
	SH+SV↑		48,6	12,15	43,74	3,2	8,75	139,968	106,312
	SH+SV↓		48,6	12,15	53,46	3,2	8,75	171,072	106,312
Total culée + remblais	CN	$\sum P_i$	1215,03	0,000	1215,03	/	/	2477,664	0
	SH		1215,03	303,756	1215,03	/	/	2477,664	1312,443
	SH+SV↑		1215,03	303,756	1093,528	/	/	2229,897	1312,443
	SH+SV↓		1215,03	303,756	1336,505	/	/	2725,433	1312,443

Tableau 13.11: sollicitations sur le mur

5.6.3 Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

désignation		K _{ah}	les poids (t)	Fh	V	V (m)	Mr=P*V
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	0,2710	0,5x1,9x0,2710x8,75 ² x9,72	191,59	$\frac{1}{3}$ x8,75	2,916	558,676
	SH	0,4438	0,5x1,9x0,4438x8,75 ² x9,72	313,756	$\frac{1}{3}$ x8,75	2,916	914,912
	SH+SV ↑	0,4230	0,5x1,9x0,4230x8,75 ² x9,72	299,05	$\frac{1}{3}$ x8,75	2,916	872,029
	SH+SV ↓	0,4659	0,5x1,9x0,4659x8,75 ² x9,72	329,38	$\frac{1}{3}$ x8,75	2,916	960,472
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,2710	0,2710x(8,75x9,72)	23,048	$\frac{1}{2}$ x8,75	6,375	146,931
	SH	0,4438	0,4438x(8,75x9,72)	37,745	$\frac{1}{2}$ x8,75	4,375	165,134
	SH+SV ↑	0,4230	0,4230x(8,75x9,72)	35,976	$\frac{1}{2}$ x8,75	4,375	157,395
	SH+SV ↓	0,4659	0,4659x(8,75x9,72)	39,62	$\frac{1}{2}$ x8,75	4,375	173,337
Total	CN	/	/	262,814	/	/	705,607
	SH	/	/	317,801	/	/	1080,0469
	SH+SV ↑	/	/	299,763	/	/	1029,424
	SH+SV ↓	/	/	336,033	/	/	1133,809

Tableau 13.12: Les sollicitations dues aux terres et la surcharge

5.6.4 Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{\max} = 172.580 \text{ t}$

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D_{240} : $R_{\max} = 124.939 \text{ t}$

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 + \epsilon_v) * P$	H m	V m	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	213,565	0	213,565	0,1	7,25	21,3565	0
	SH	213,565	53,391	213,565	0,1	7,25	21,3565	387,085
	SH+SV ↑	213,565	53,391	192,208	0,1	7,25	19,2208	387,085
	SH+SV ↓	213,565	53,391	234,921	0,1	7,25	23,4921	387,085
Surcharge (D240)	CN	123,868	0	123,868	0,1	7,25	12,3868	0
	SH	123,868	30,967	123,868	0,1	7,25	12,3868	224,510
	SH+SV ↑	123,868	30,967	111,481	0,1	7,25	11,1481	224,510
	SH+SV ↓	123,868	30,967	136,255	0,1	7,25	13,6255	224,510

Tableau 13.13: Les sollicitations dues au tablier

5.6.5 Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,fl,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale. Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. $T = 4 \text{ cm}$ (Chapitre d'équipement)

$aetb$: Dimensionnement de l'appareil d'appuis. $a = 25 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$

$\Delta_{fl}, \Delta_r, \Delta_T$: sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 0,0,393 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,0,247 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,0,275 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,25 \times 0,35 \times 0,00247}{0,04} = 0,432 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 0,687 \text{ t}$$

$$H_T = 0,481 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 0,432 + 0,687 + 0,481 = 1,6 \text{ t/1 appareil}$$

$$\Rightarrow H_{r,fl,T} = 1,6 \times 9 = 14,4 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	$V(m)$	M_r $= F_h * V(t.m/ml)$
B_C	15,00	7,25	108,75
$(T + F + R)$	14,4	7,25	104,4

❖ Tableau récapitulatif :

désignation		$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	H (m)	V(m)	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0,000	1215,03	/	/	2477,664	0
	SH	303,756	1215,03	/	/	2477,664	1312,443
	SH+SV ↑	303,756	1093,528	/	/	2229,897	1312,443
	SH+SV ↓	303,756	1336,505	/	/	2725,433	1312,443
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	191,59	/	0,00	2,916	0,000	558,676
	SH	313,756	/	0,00	2,916	0,000	914,912
	SH+SV ↑	299,05	/	0,00	2,916	0,000	872,029
	SH+SV ↓	329,38	/	0,00	2,916	0,000	960,472
Permanente (Tablier)	CN	0	213,565	0,1	7,25	21,3565	0
	SH	53,391	213,565	0,1	7,25	21,3565	387,085
	SH+SV ↑	53,391	192,208	0,1	7,25	19,2208	387,085
	SH+SV ↓	53,391	234,921	0,1	7,25	23,4921	387,085
Surcharge sur MGG et MF	CN	23,048	/	0,00	6,375	0	146,931
	SH	37,745	/	0,00	4,375	0	165,134
	SH+SV ↑	35,976	/	0,00	4,375	0	157,395
	SH+SV ↓	39,62	/	0,00	4,375	0	173,337
Surcharge (D240)	CN	0	123,868	0,1	7,25	12,3868	0
	SH	30,967	123,868	0,1	7,25	12,3868	224,510
	SH+SV ↑	30,967	111,481	0,1	7,25	11,1481	224,510
	SH+SV ↓	30,967	136,255	0,1	7,25	13,6255	224,510
Bc freinage	CN	15	0,000	/	7,25	0,000	108,75
	SH	15	0,000	/	7,25	0,000	108,75
	SH+SV ↑	15	0,000	/	7,25	0,000	108,75
	SH+SV ↓	15	0,000	/	7,25	0,000	108,75
La surcharge Q (t/m ²)	CN	0	48,6	3,2	8,75	155,52	0
	SH	12,15	48,6	3,2	8,75	155,52	106,312
	SH+SV ↑	12,15	43,74	3,2	8,75	139,968	106,312
	SH+SV ↓	12,15	53,46	3,2	8,75	171,072	106,312
T+R+F	CN	14,4	0,000	/	7,25	0,000	104,4
	SH	14,4	0,000	/	7,25	0,000	104,4
	SH+SV ↑	14,4	0,000	/	7,25	0,000	104,4
	SH+SV ↓	14,4	0,000	/	7,25	0,000	104,4

➤ Les charges permanentes

	Fh	Fv	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
CN	191,59	1428,595	2499,0205	558,676
SH	670,903	1428,595	2499,0205	2614,44
SH+SV ↑	656,197	1285,736	2249,1178	2571,557
SH+SV ↓	686,527	1571,426	2748,9251	2660

Tableau 13.14: Les charges permanentes

➤ Les surcharges

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	38,048	172,468	167,9068	255,681
SH	95,862	172,468	167,9068	604,706
SH+SV ↑	94,093	155,221	151,1161	596,967
SH+SV ↓	97,737	189,715	184,6975	612,909

Tableau 13.15: Les surcharges

➤ R+F+T

	Fh	Fv	MS=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	14,4	/	/	104,4
SH	14,4	/	/	104,4
SH+SV ↑	14,4	/	/	104,4
SH+SV ↓	14,4	/	/	104,4

Tableau 13.16:R+F+T

5.6.6 Combinaison :

- CN :

ELU: 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS: G + 1,2Q + 0,6T

- CS:

G + Q + 0,6T

• Condition Normale

Etat	Fh	Fv	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
CN : ELU	331,0433	2204,552	3642,328	1246,822
CN : ELS	245,8876	1635,556	2700,508	928,133

Tableau 13.17:Condition Normale

• Condition Sismique

Etat	Fh	Fv	M _{Fv(-)}	M _{Fh(+)}
SH+SV ↓	792,904	1761,141	2933,622	3335,549

Tableau 13.18:Condition Sismique

5.6.7 Calcul du ferrailage :

➤ Vérification du flambement de mur :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = 0,707 \times 7 = 4,949 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 1.4 \times 7 = 9.8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.4 \times 7^3}{12} = 40,0166 \text{ m}^4$$

Donc:

$$i = \sqrt{\frac{40,0166}{9.8}} = 2,391$$

Finalement :

$$\lambda = \frac{4,949}{2,391} = 2,069 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

Alors le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*), en prend une bonde de

1ml de largeur et hauteur.

➤ **Calcul de ferrailage vertical :**

$$N_U = \frac{22,04552}{9,72} = 2,268 \text{ MN/ml}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,0006989$$

$$N_U^* = 2,268 \times 1,0006989 = 2,269 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{23,955}{22,04552} = 1,088 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,028 \text{ m}$$

Donc :

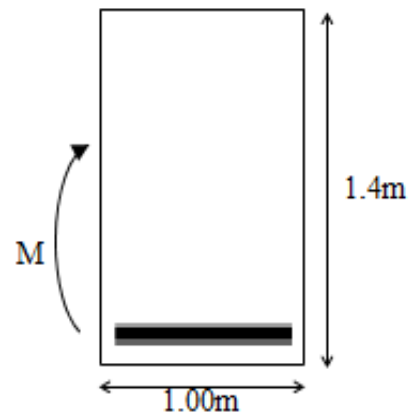
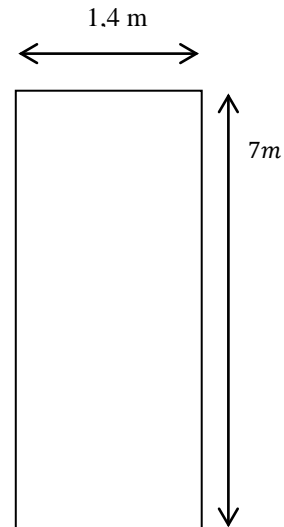
$$M_U^* = 2,269 \times (1,088 + 0,028) = 0,06912 \text{ MN/ml}$$

Après le calcul on trouve que: $A_S = 0$ (section entierement comprimée)

Donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 1.4 \times 1 \times \frac{2,22}{500} = 14,296 \text{ cm}^2$$



Soit on prend: **5 HA 20 (15.71 cm²) avec S_t = 20cm**

➤ **Ferraillage horizontal** :(dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{7929,04}{7} = 1132,72 \text{ KN/ml (Ferraillage sur 1ml d' hauteur)}$$

$\alpha = 90^0$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{1132,72 \times 10^{-3}}{1 \times 1,35} = 0,839 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,839 \times 1}{0,8 \times 500} = 0,00209 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On fixe : **S_t = 20 cm.**

$$A_t > 4,18 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification du pourcentage :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,08 \text{ cm}$$

On fixe : **S_t = 20 cm.**

Donc :

$$A_t > 1,60 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 4 \text{ HA12, avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures à droite:**(ferraillage vertical)

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{14,296}{3} = 4,765 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA12**

➤ **Armatures à droite:**(ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{4,52}{2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit: **4 HA 10, Avec: S_t = 25cm**

5.6.8 Schéma de ferrailage :

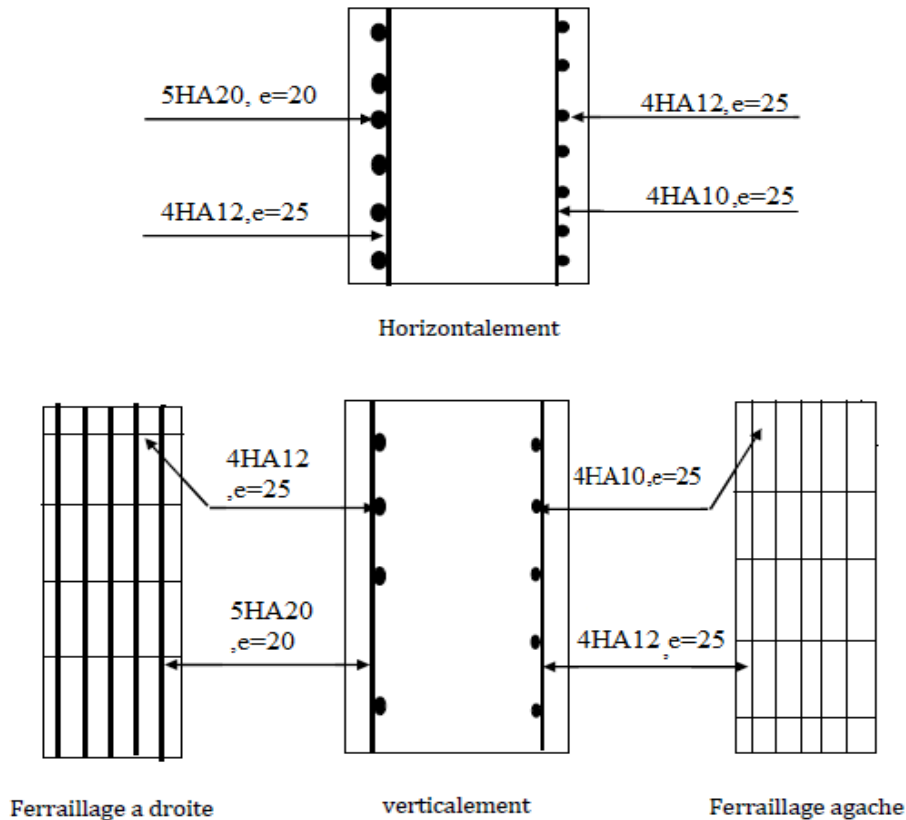


Figure 13.9: Schéma de Ferrailage du mur frontal

5.7 Étude de ferrailage de la semelle sous culée :

5.7.1 Les sollicitations :

désignation		Calcul des Poids	P	Fh=ε _H *p	Fv=(1±ε _V)*P	H m	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh* V
Mur garde grève	CN	(1,75x0,3x9,72) x 2,5	12,75	0	12,75	-0,45	9,875	-5,737	0
	SH		12,75	3,187	12,75	-0,45	9,875	-5,737	31,471
	SH+SV↑		12,75	3,187	11,475	-0,45	9,875	-5,163	31,471
	SH+SV↓		12,75	3,187	14,025	-0,45	9,875	-6,311	31,471
Corbeau	CN	[(0,3+0,60)x0,30/2] x9,72 x 2,5	3,281	0	3,281	-	7,647	-0,646	0
	SH		3,281	0,820	3,281	-	7,647	-0,646	6,270
	SH+SV↑		3,281	0,820	2.953	-	7,647	-0,5817	6,270
	SH+SV↓		3,281	0,820	3.61	-	7,647	-0,71117	6,270
Mur en retour	CN	2x(8,89x8,75x0,8)x 2,5	311,15	0	311,15	1,54	5,173	479,171	0
	SH		311,15	77,787	311,15	1,54	5,173	479,171	402,392
	SH+SV↑		311,15	77,787	280,035	1,54	5,173	431,254	402,392
	SH+SV↓		311,15	77,787	342,265	1,54	5,173	527,088	402,392
Mur	CN	(1,4x7x	238,14	0	238,14	-1	5,5	-238,14	0

frontal	SH	9,72)x2,5	238,14	59,535	238,14	-1	5,5	-238,14	327,442
	SH+SV↑		238,14	59,535	214,326	-1	5,5	-214,326	327,442
	SH+SV↓		238,14	59,535	261,954	-1	5,5	-261,954	327,442
Semelle	CN	(6x2x12,8)x2,5	384	0	384	0	1	0	0
	SH		384	96	384	0	1	0	96
	SH+SV↑		384	96	345,6	0	1	0	96
	SH+SV↓		384	96	422,4	0	1	0	96
Total culée à vide	CN	$\sum P_i$	949,321	0	949,321	/	/	234,647	0
	SH		949,321	237,33	949,321	/	/	234,647	863,576
	SH+SV↑		949,321	237,33	854,389	/	/	211,182	863,576
	SH+SV↓		949,321	237,33	1044,254	/	/	258,111	863,576
Dalle de transition	CN	(5x9,72x0,3)x2,5	36,45	0	36,45	2,2	9,9	80,19	0
	SH		36,45	9,112	36,45	2,2	9,9	80,19	90,208
	SH+SV↑		36,45	9,112	32,805	2,2	9,9	72,171	90,208
	SH+SV↓		36,45	9,112	40,095	2,2	9,9	88,209	90,208
Remblais sur la dalle de transition	CN	(5x9,72x1)x1,9	92,34	0	92,34	2,2	10,25	203,148	0
	SH		92,34	23,085	92,34	2,2	10,25	203,148	236,621
	SH+SV↑		92,34	23,085	83,106	2,2	10,25	182,833	236,621
	SH+SV↓		92,34	23,085	101,574	2,2	10,25	223,462	236,621
Remblais sur la semelle	CN	(7,75x9,72x3,3)x1,9	472,32	0	472,32	1,35	5,875	637,632	0
	SH		472,32	118,08	472,32	1,35	5,875	637,632	693,72
	SH+SV↑		472,32	118,08	425,088	1,35	5,875	573,868	693,72
	SH+SV↓		472,32	118,08	519,552	1,35	5,875	701,395	693,72
La surcharge Q (t/m2)	CN	(5x9,72)x1	48,6	0	48,6	2,2	10,75	106,92	0
	SH		48,6	12,15	48,6	2,2	10,75	106,92	130,612
	SH+SV↑		48,6	12,15	43,74	2,2	10,75	96,228	130,612
	SH+SV↓		48,6	12,15	53,46	2,2	10,75	117,612	130,612
Total culée+ remblais	CN	$\sum P_i$	1599,031	0	1599,031	/	/	1262,537	0
	SH		1599,031	399,757	1599,031	/	/	1262,537	2014,739
	SH+SV↑		1599,031	399,757	1439,128	/	/	1136,283	2014,739
	SH+SV↓		1599,031	399,757	1758,935	/	/	1388,790	2014,739

Tableau 13.19: Sollicitations sur la semelle

➤ Poussée dues aux terres et surcharges :

désignation		K_{ah}	les poids (t)	Fh	V	V (m)	Mr=P*V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,2710	0,5x1,9x0,2710x8,75 ² x9,72	191,59	$\frac{1}{3}$ x8,75+2	4,916	941,856
	SH	0,4438	0,5x1,9x0,4438x8,75 ² x9,72	313,756	$\frac{1}{3}$ x8,75+2	4,916	1542,424
	SH+SV ↑	0,4230	0,5x1,9x0,4230x8,75 ² x9,72	299,05	$\frac{1}{3}$ x8,75+2	4,916	1470,129
	SH+SV ↓	0,4659	0,5x1,9x0,4659x8,75 ² x9,72	329,38	$\frac{1}{3}$ x8,75+2	4,916	1619,232
Poussée de la terre sur	CN	0,2710	0,5x1,9x0,2710x2 ² x12,8	13,18	$\frac{1}{3}$ x2	0,666	8,777
	SH	0,4438	0,5x1,9x0,4438x2 ² x12,8	21,58	$\frac{1}{3}$ x2	0,666	14,372



la semelle	SH+SV	0,4230	$0,5 \times 1,9 \times 0,4230 \times 2^2 \times 12,8$	20,57	$\frac{1}{3} \times 2$	0,666	13,699
	SH+SV	0,4659	$0,5 \times 1,9 \times 0,4659 \times 2^2 \times 12,8$	22,66	$\frac{1}{3} \times 2$	0,666	15,091
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,2710	$0,2710 \times (8,75 \times 9,72)$	23,048	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	146,931
	SH	0,4438	$0,4438 \times (8,75 \times 9,72)$	37,745	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	240,624
	SH+SV ↑	0,4230	$0,4230 \times (8,75 \times 9,72)$	35,976	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	229,347
	SH+SV ↓	0,4659	$0,4659 \times (8,75 \times 9,72)$	39,62	$\frac{1}{2} \times 8,75 + 2$	6,375	252,577
Surcharge sur la semelle	CN	0,2710	$0,271 \times (2 \times 12,8)$	6,937	$\frac{1}{2} \times 2$	1	6,937
	SH	0,4438	$0,4438 \times (2 \times 12,8)$	11,36	$\frac{1}{2} \times 2$	1	11,36
	SH+SV	0,4230	$0,4230 \times (2 \times 12,8)$	10,828	$\frac{1}{2} \times 2$	1	10,828
	SH+SV	0,4659	$0,4659 \times (2 \times 12,8)$	11,92	$\frac{1}{2} \times 2$	1	11,92
Total	CN	/	/	234,755	/	/	1104,502
	SH	/	/	384,441	/	/	1808,781
	SH+SV	/	/	366,424	/	/	1724,004
	SH+SV	/	/	403,58	/	/	1898,821

Tableau 13.20 : Poussée dues aux terres et surcharges

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{\max} = 172.580 \text{ t}$

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D_{240} : $R_{\max} = 124.939 \text{ t}$

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \mp \epsilon_v) * P$	H m	V m	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	213,565	0	213,565	-0,9	9,25	-192,208	0
	SH	213,565	53,391	213,565	-0,9	9,25	-192,208	493,866
	SH+SV ↑	213,565	53,391	192,208	-0,9	9,25	-172,987	493,866
	SH+SV ↓	213,565	53,391	234,921	-0,9	9,25	-211,429	493,866
Surcharge (D240)	CN	123,868	0	123,868	-0,9	9,25	-111,481	0
	SH	123,868	30,967	123,868	-0,9	9,25	-111,481	286,444
	SH+SV ↑	123,868	30,967	111,481	-0,9	9,25	-100,333	286,444
	SH+SV ↓	123,868	30,967	136,255	-0,9	9,25	-122,629	286,444

Tableau 13.21 : Les sollicitations dues au tablier :

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_{FH0}(t.m/ml)$
B_C	15.00	9.25	138,75
$(T + F + R)$	14,4	9.25	133.2

Tableau 13.22 : Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

Tableau récapitulatif :

désignation		Fh	Fv	H m	V m	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Total culée + remblais	CN	0	1599,031	/	/	1262,537	0
	SH	399,757	1599,031	/	/	1262,537	2014,739
	SH+SV ↑	399,757	1439,128	/	/	1136,283	2014,739
	SH+SV ↓	399,757	1758,935	/	/	1388,790	2014,739
Permanente (Tablier)	CN	0	213,565	-0,9	9,25	-192,208	0
	SH	53,391	213,565	-0,9	9,25	-192,208	493,866
	SH+SV ↑	53,391	192,208	-0,9	9,25	-172,987	493,866
	SH+SV ↓	53,391	234,921	-0,9	9,25	-211,429	493,866
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	191,59	/	/	4,916	/	941,856
	SH	313,756	/	/	4,916	/	1542,424
	SH+SV ↑	299,05	/	/	4,916	/	1470,129
	SH+SV ↓	329,38	/	/	4,916	/	1619,232
Poussée de la terre sur la semelle	CN	13,18	/	/	0,666	/	8,777
	SH	21,58	/	/	0,666	/	14,372
	SH+SV ↑	20,57	/	/	0,666	/	13,699
	SH+SV ↓	22,66	/	/	0,666	/	15,091
La surcharge Q (t/m2)	CN	0	48,6	2,2	10,75	106,92	0
	SH	12,15	48,6	2,2	10,75	106,92	130,612
	SH+SV ↑	12,15	43,74	2,2	10,75	96,228	130,612
	SH+SV ↓	12,15	53,46	2,2	10,75	117,612	130,612
Surcharge (D240)	CN	0	123,868	-0,9	9,25	-111,481	0
	SH	30,967	123,868	-0,9	9,25	-111,481	286,444
	SH+SV ↑	30,967	111,481	-0,9	9,25	-100,333	286,444
	SH+SV ↓	30,967	136,255	-0,9	9,25	-122,629	286,444
Poussée du Surcharge sur MGG et MF	CN	23,048	/	/	6,375	/	146,931
	SH	37,745	/	/	6,375	/	240,624
	SH+SV ↑	35,976	/	/	6,375	/	229,347
	SH+SV ↓	39,62	/	/	6,375	/	252,577
Poussée du Surcharge sur la semelle	CN	6,937	/	/	1	/	6,937
	SH	11,36	/	/	1	/	11,36
	SH+SV ↑	10,828	/	/	1	/	10,828
	SH+SV ↓	11,92	/	/	1	/	11,92
Bc	CN	15	/	/	9,25	/	138,75
	SH	15	/	/	9,25	/	138,75
	SH+SV ↑	15	/	/	9,25	/	138,75
	SH+SV ↓	15	/	/	9,25	/	138,75
R+F+T	CN	14,4	/	/	9,25	/	133,2
	SH	14,4	/	/	9,25	/	133,2
	SH+SV ↑	14,4	/	/	9,25	/	133,2
	SH+SV ↓	14,4	/	/	9,25	/	133,2

5.7.2 Les charges permanentes :

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	204,77	1812,596	1070,329	950,633
SH	788,484	1812,596	1070,329	4065,401
SH+SV ↑	772,768	1631,336	963,296	3992,433
SH+SV ↓	805,188	1993,856	1177,361	4142,928

Tableau 13.23 : Les charges permanentes

5.7.3 Les surcharges :

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	44,985	172,468	-4,561	292,618
SH	107,222	172,468	-4,561	807,79
SH+SV ↑	104,921	155,221	-4,105	795,981
SH+SV ↓	109,657	189,715	-5,017	820,303

Tableau 13.24 : Les surcharges

5.7.4 R+F+T :

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	14,4	/	/	133,2
SH	14,4	/	/	133,2
SH+SV ↑	14,4	/	/	133,2
SH+SV ↓	14,4	/	/	133,2

Tableau 13.25 : R+F+T

5.7.5 Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

CS:

$$G + Q + 0,6T$$

- Condition Normale

Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	359,935	2722,953	1437,646	1858,103
ELS	267,392	2019,5576	1064,855	1381,694

Tableau 13.26 : Condition Normale

• Condition Sismique

Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV ↓	923,485	2183,571	1172,344	5043,151

Tableau 13.27 : Condition Sismique

Combinaisons : Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Avec : $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

		$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$
<i>E. L. S</i>	<i>CN</i>	267,392	2019,5576	316,839
<i>E. L. U</i>	<i>CN</i>	359,935	2722,953	420,457
	<i>CS</i>	923,485	2183,571	3870,807

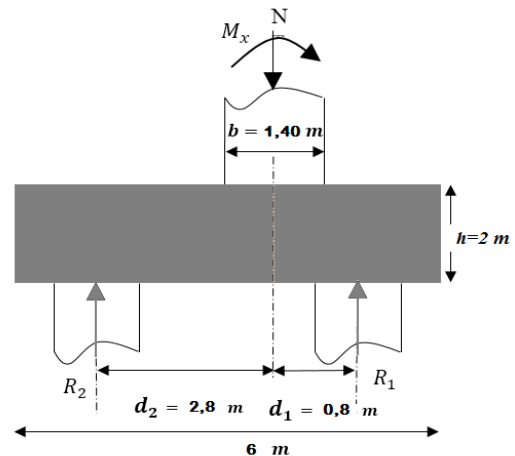
5.7.6 Calcul des efforts revenant à chaque pieu :

L'effort normal qui revient à chaque pieu est :

$$R_{i,max/min} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Avec : n = 8 : nombre des pieux.

b' = 3,60 m: entre axes des pieux.



		$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
<i>E. L. S</i>	<i>CN</i>	2019,5576	316,839	232,886	272,002
<i>E. L. U</i>	<i>CN</i>	2722,953	420,457	314,419	366,319
	<i>CS</i>	2183,571	3870,807	34,008	511,884

Tableau 13.28: Calcul des efforts revenant à chaque pieu

On a : $R_{Min} > 0$

Donc il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.

On a : $R_{Max} < Q_u = 551, 14t$ (Charge limite du pieu) « d'après rapport géotechnique »

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement des pieux.

5.7.7 Calcul du ferrillage :

❖ Ferrillage de la semelle :

La méthode des bielles est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \geq 45^\circ \text{ Avec : } tg\theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}} \\ d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \\ tg\theta = \frac{1,4}{\left(\frac{3 \times 3,6}{8}\right) - \frac{1,4}{4}} = 1,4 \Rightarrow \theta = 54,407 \end{array} \right.$$

$\theta > 45^\circ$ CV

$d \geq \frac{3,6}{2} - \frac{1,4}{4} \Rightarrow 1,45 \geq 1,40$ CNV

Donc, la méthode des bielles n'est pas applicable,

On applique la méthode de la RDM approchée (méthode de moment)

- les armatures transversales inférieures :

➤ ELU :

On a : $R_{max} = 511,884t$

$$M_{1,ult} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right)$$

$$= 511,884 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,4 \right) = 670,568 t.m$$

Un prend une bande de calcul de b_1 tel que:

$b_1 = \phi_{pieu} + h = 1,20 + 2$

$b_1 = 3,2 m$

La section d'armature est calculée par SECOTEC :

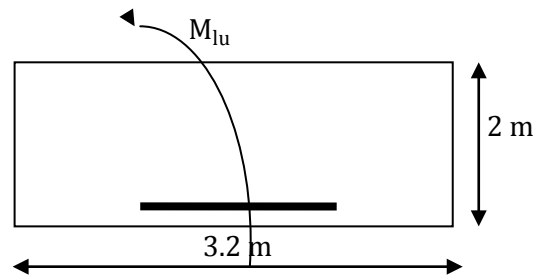
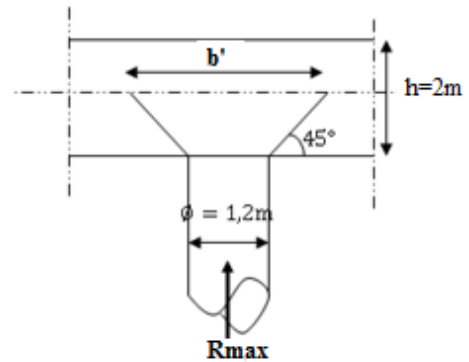
$A_{sc} = 0 cm^2$

$A_{st} = 82,82 cm^2$

➤ ELS :

On a : $R_{max} = 272,002t$

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 272,002 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,4 \right) = 356.322 t.m$$



$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 82,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{st,ult}, A_{st,ser}) = 82,82 \text{ cm}^2$$

Soit **17HA25** ($A_{st} = 83,45 \text{ cm}^2$).

L'espace entre les barres :

- **n** : Nombre de barre = 17 barres.
- **d** : Enrobage = 10cm.
- $\hat{\text{O}}$: Diamètre de pieu = 1,2 m

$$S_t = \frac{\hat{\text{O}} + h - C}{n - 1} = \frac{1.2 + 2 - 0.1}{17 - 1} = \frac{2,6}{16} = 0,19 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Les armatures transversales supérieures:**

$$A_{t,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{83,45}{10} = 8,345 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA12** ($A_{st} = 9,05 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{7} = 0,37 \text{ m} \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm.}$$

- **Les armatures longitudinales inférieures:**

$$A_{l,inf} = \frac{A_{st,ser}}{3} = \frac{83,45}{3} = 27,816 \text{ cm}^2$$

Soit **9HA20** ($A_{st} = 28,27 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{8} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Les armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{l,sup} = \frac{A_{st,ser}}{10} = \frac{106,764}{10} = 10,6764 \text{ cm}^2$$

soit **10HA12** ($A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{9} = 0,29 \text{ m} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

5.7.8 Schéma de ferrailage de la semelle

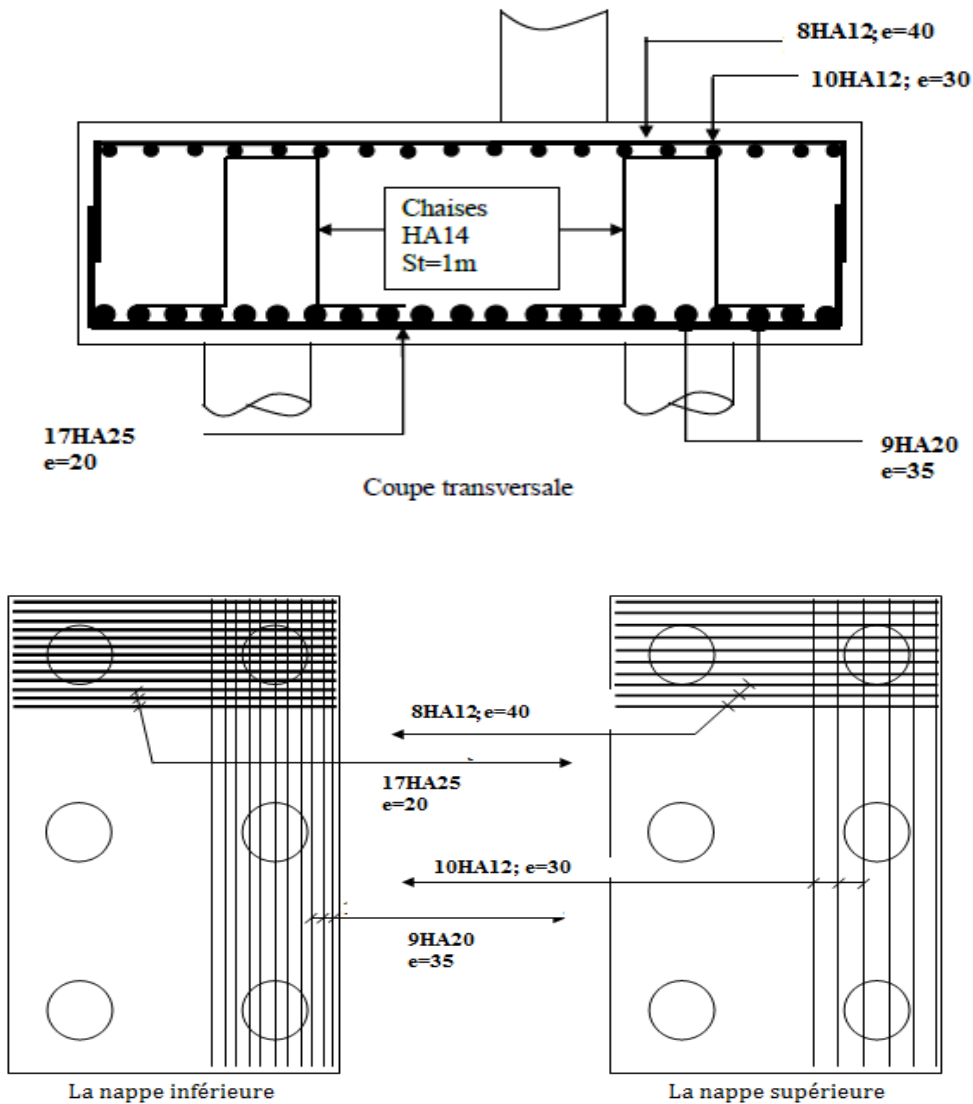


Figure 13.10: schéma de ferrailage de la semelle

5.8 Étude est ferrailage des pieux sous culée :

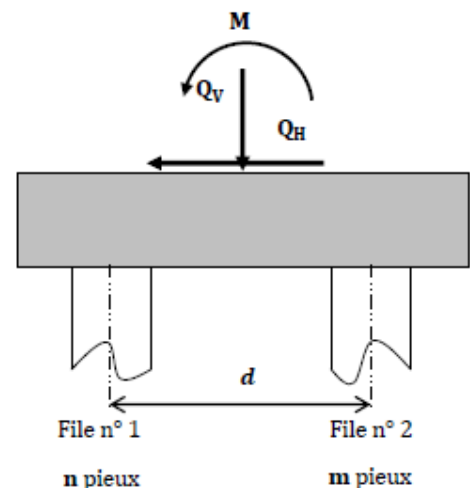
5.8.1 Calcul des armatures minimales :

D'après l'R P O, la section minimale à mettre en œuvre du béton du pieu, donc :

$$A_{s \min} = 0,5\% \cdot B = \left(\frac{0,5}{100}\right) \left(\frac{\pi \times 120^2}{4}\right) = 56,52 \text{ cm}^2$$

D'après la section A_s trouvée on peut dire que le relativement peut sollicités, donc on se contentera d'un ferr:

$A_s = 56,52 \text{ cm}^2$ soit 12HA25.



5.8.2 Les armatures transversales :

On prend des cerces **HA12** avec un espacement $S_t=15\text{cm}$

5.8.3 Schéma de ferrailage :

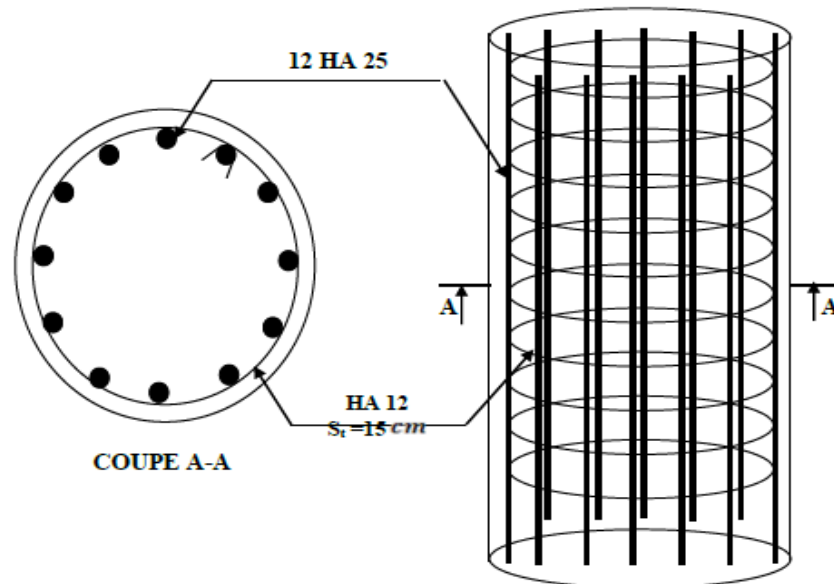


Figure 13.11: Ferrailage des pieux

Conclusion générale

À la fin de ce mémoire, nous tenons à signaler que l'étude d'un ouvrage d'art n'est pas une tâche aisée, elle fait appel à l'expérience de l'ingénieur, à sa bonne connaissance des différents types d'ouvrages existants, leurs domaines d'emploi et les différentes méthodes de calcul,....etc.

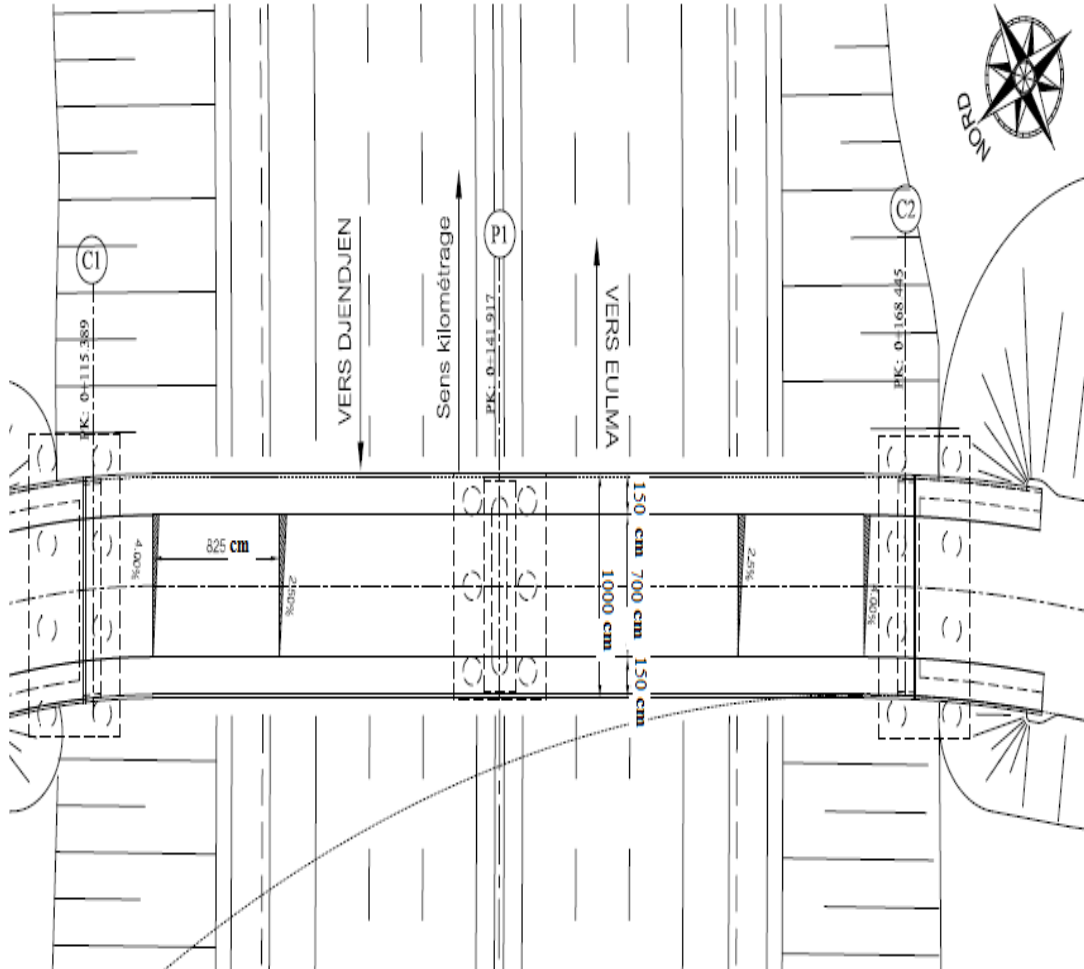
La comparaison entre les variantes, qui apparaîtront à première vue comme solution possibles, lui permet d'opter à la meilleure variante possible du point de vue technique et économique.

Ce projet, nous a donné l'occasion d'être en contact direct avec les différents problèmes rencontrés dans le monde professionnel, auxquels l'ingénieur doit confronter. Il nous a permis d'autre part d'apprendre une méthodologie rationnelle à suivre, pour l'élaboration d'un projet de travaux publics (pont) depuis sa conception (données fonctionnelles et naturelles, choix de la variante, caractéristiques dimensionnelles.....) jusqu'à l'étude ou il appelait à choisir entre les différentes méthodes de calcul et enfin les techniques et les méthodes de réalisation du projet sur le terrain.

Cette étude a été une occasion pour mettre en application, nos connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation en matière de (RDM, BP, MDS, BA,...etc.), elle nous a poussée à apprendre différents logiciels et programmes de calcul (ROBOT,SOCOTEC, AUTOCAD, EXCEL,.....etc.)

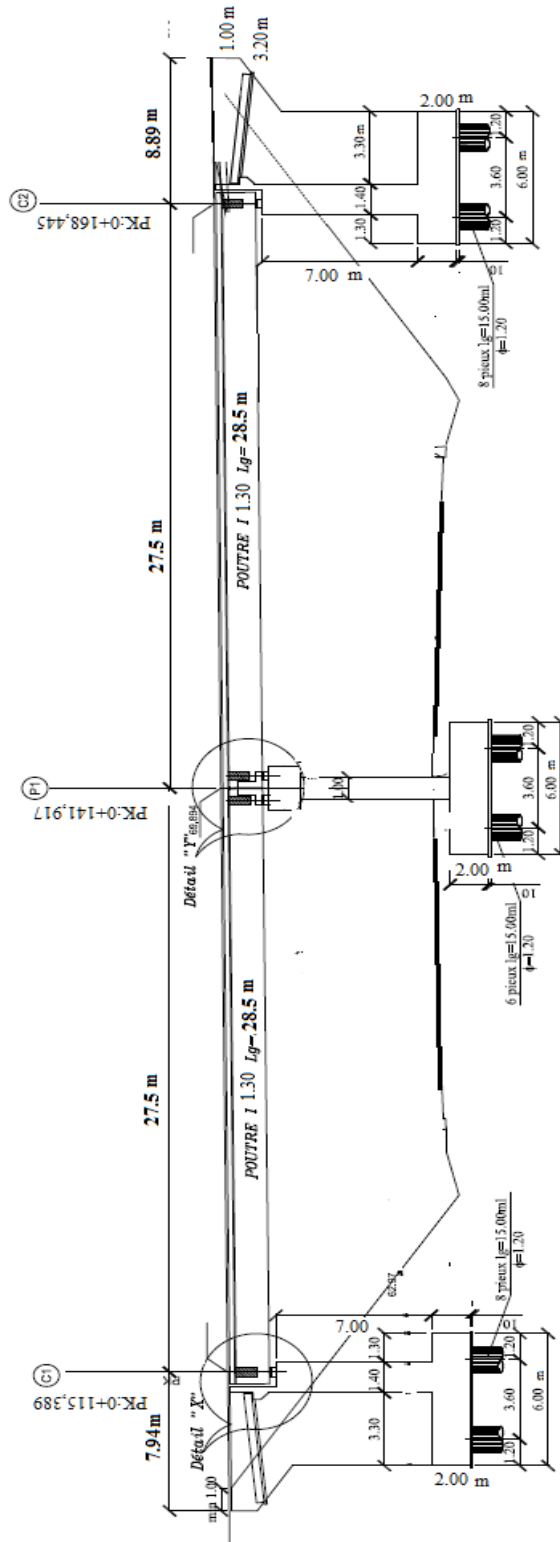
Annexe

Vu en plan



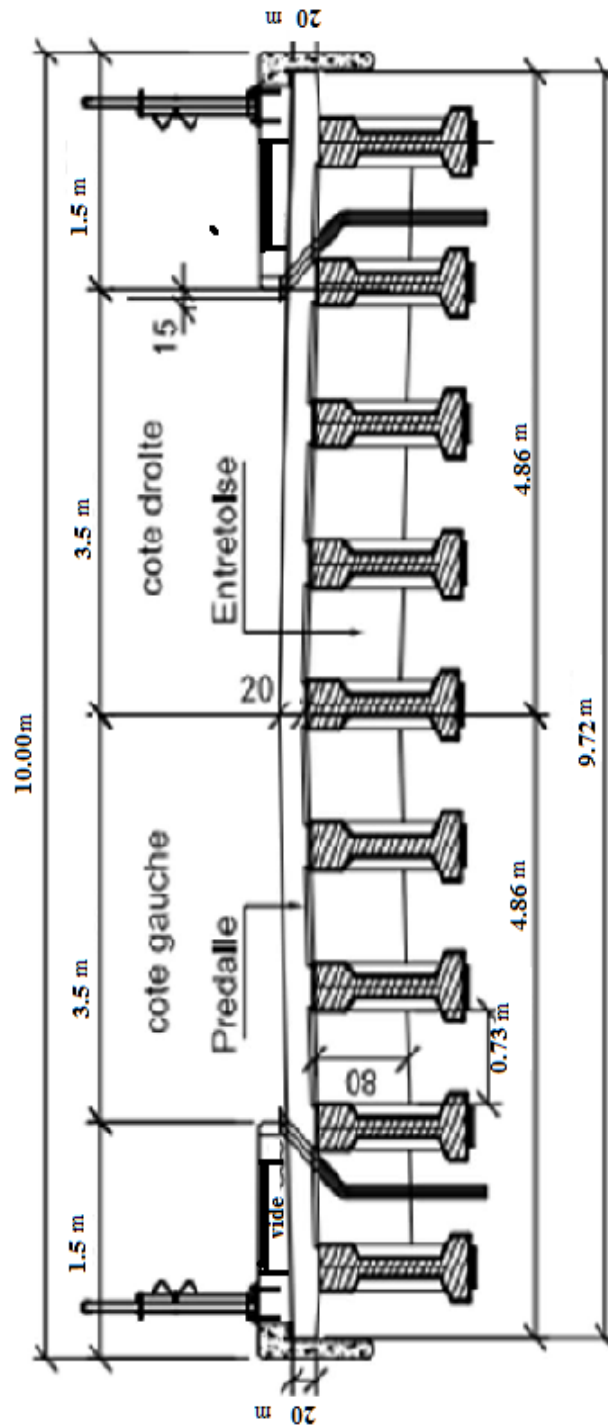
Annexe

Vue en long



Annexe

Vue en travers



Résumé

Résumé :

Ce mémoire s'intéresse de l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un passage supérieur situé au **PK 55+900** de la pénétrante reliant le port de Djen-djen avec l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El-Eulma, de 71.83m de longueur.

Une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant de ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

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

Mots clés : pont, béton précontrainte, modélisation.

Abstract:

This thesis focuses on the study of a bridge with prestressed concrete beams. The studied structure is an overpass located at **KP 55 + 900** from the penetrant connecting the port of Djen-djen with the East-West highway at Eulma, its length is 71.83m.

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 over loads, and accidental actions.

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

Key words : bridge, beams, prestressed concrete, modeling.

ملخص:

تهتم هذه المذكرة بدراسة جسر يحتوي على عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد، الهيكل المدروس هو عبارة عن ممر فوقي يقع في (ن ك 55+900) من الطريق الرابط بين ميناء جن جن والطريق السريع شرق-غرب على مستوى العتبة يبلغ طوله الإجمالي 71.83 م.

تم إجراء دراسة تفصيلية حول المكونات المختلفة لهذا الجسر وفقا للإجهادات المتعددة: الحمولات الدائمة، والحمولات الناتجة عن حركة المرور والمعدات، والحمولات العرضية ... الخ.

تم تنفيذ النمذجة ومعالجة التحليل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT للتحليل الهيكلي المحترف. تم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق الرسوم البيانية التي تمثل التسليح المناسب للمكونات المختلفة للهيكل. **الكلمات المفتاحية:** جسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، نمذجة، الأعمدة الحجرية، انخفاض.