

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE MOHAMED SEDDIK BEN YAHIA



FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
Département de Génie Civil et Hydraulique

Mémoire de master II

En vue de l'obtention du diplôme Master académique en travaux publics
Option : Voies Et Ouvrages D'art

Thème

*Étude d'un ouvrage d'art de la pénétrante
autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute
Est Ouest
«Cas du passage supérieur PK75+400»
et utilisation de la MEF pour modélisation des plaques*

Présenté par :
BOUATROUS SOUMIA
BOUTELDJA IMANE

Encadré par :
M. DERBANE SAID

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Ce travail consiste à réaliser l'étude et la conception d'un ouvrage de franchissement en passage supérieur PS, qui fait partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est Ouest au niveau D'EL EULMA.

Après l'analyse multicritères, notre choix a porté sur l'étude de la construction d'un passage supérieur en béton précontrainte par prétention.

Un pré dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage a été fait conformément aux guides techniques et aux exigences normatives.

Un calcul détaillé du pont en question a été réalisé avec la présentation de tous les schémas de ferrailage.

Une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel et ceux obtenus par le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis tel que ROBOT a été faite.

Une formulation d'élément finis basé sur l'approche en déplacement ACM « Ashwell, Clough, Melosh » a été faite. Des tests de validation de l'élément finis formulé ont été réalisés en utilisant un Programme en langage FORTRAN77, permet de calculer les déplacements des nœuds et des moments fléchissant. Les résultats calculés par l'élément en question ont été comparés à ceux obtenus par logiciel ABAQUS.

Mots clé : Passage supérieur, analyse multicritères, Méthode des Eléments Finis, plaque, ROBOT, ACM, FORTRAN77, ABAQUS.

ملخص

هذا العمل يتمثل في دراسة وتصميم ممر علوي اجتنابي , و الذي يمثل جزءا من تنفيذ الطريق السريع الرابط بين ميناء جن- جن بالطريق السريع شرق-غرب وصولا إلى العلمة .

بعد إجراء تحليل متعدد المعايير وقع اختيارنا على إنشاء جسر من الخرسانة المسبقة الإجهاد.

تم إجراء حساب أولي للعناصر المكونة لهذه المنشئة طبقا لقواعد ومراجع تقنية.

ثم إجراء الحساب التفصيلي للعناصر المكونة للجسر مع وضع مخططات التسليح المناسبة.

مقارنة بين نتائج الحساب اليدوي ونتائج برنامج حساب يعتمد على طريقة عناصر منتهية مثل ROBOT.

لقد تم تشكيل عنصر منتهي بالاعتماد على مقارنة التنتقات ACM « Ashwell, Clough, Melosh » . وقد تم كذلك إجراء اختبارات فعالية العنصر المشكل باستعمال برنامج FORTRAN77 الذي يمكننا من حساب انتقالات العقد.

لقد تم مقارنة النتائج المتحصل عليها باستخدام هذا العنصر المشكل مع النتائج المعطاة باستخدام ABAQUS .

كلمات مفتاحية: ممر علوي , تحليل متعدد المعايير, طريقة عناصر منتهية , صفائح.

. ROBOT, ACM, FORTRAN77, ABAQUS

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, son affection, ... À ma mère, ma mère, ma mère.

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grandes femmes ... à mon père.

Tous mes frères et toutes mes sœurs et toute ma famille pour leur soutien, leur encouragement durant toutes mes années d'études.

Mon encadreur et tous mes enseignants.

Ma collègue SOUMIA et sa famille.

Toute la promotion VOÀ 2020.

Tous mes amis chacun à son nom.

IMANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A celle qui a attendu avec patience les fruits
de sa bonne éducation, son affection, ... À ma
mère, ma mère, ma mère.*

*A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me
rappelant que la volonté fait toujours les
grandes femmes ... à mon père.*

*Tous mes frères et toutes mes sœurs et toute ma
famille pour leur soutien, leur encouragement
durant toutes mes années d'études.*

Mon encadreur et tous mes enseignants.

Ma collègue IMANÈ et sa famille.

Toute la promotion VOA 2020.

Tous mes amis chacun à son nom.

SOUMIA

Sommaire

SOMMAIRE

1^{ère} partie

Introduction générale	I
-----------------------------	---

Chapitre 01 : Présentation et Conception de l'ouvrage

1.1. Introduction	1
1.2. But de l'étude	1
1.3. Présentation de l'ouvrage	1
1.3.1. Position de l'ouvrage	1
1.3.2. Description de l'ouvrage	2
1.4. Conception de l'ouvrage	3
1.4.1. Données fonctionnelles	3
1.4.2. Données naturelles	5
1.5. Choix du type de pont.....	7
1.5.1. Pont en béton armé	7
1.5.2. Analyse multicritère des variantes possible.....	9
1.6. Conclusion	10

CHAPITRE 02 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1. Introduction	11
2.2. Caractéristique des matériaux.....	11
2.2.1. Béton	11
2.2.2. L'acier.....	14
2.2.2.1. Les aciers passifs	14
2.2.2.2 Les aciers actifs.....	15

2.3. Conclusion	17
-----------------------	----

CHAPITRE 03 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

3.1. Introduction	18
3.2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier	18
3.2.1. Types des poutres.....	18
3.2.2. Hauteur du tablier	19
3.2.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis	19
3.2.4. Hauteur des poutres	19
3.2.5. Nombre de poutres (N)	19
3.3. Les caractéristiques de l'ouvrage	19
3.4. Caractéristique géométrique de la poutre	20
3.4.1. Notations	20
3.4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes	21
3.4.2.1 Section médiane.....	21
3.4.2.2 Section d'about.....	24
3.5. Conclusion	27

CHAPITRE 04 : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

4.1. Introduction	28
4.2. Calcul des charges	28
4.2.1. La charge permanente (CP)	28
4.2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)	30
4.3. Calculs des surcharges routières.....	33

4.3.1. Détermination des caractéristiques du pont	33
4.3.2. Evaluation des surcharges	34
4.3.2.1. Système de charges A (L)	34
4.3.2.2. Système de charges B	35
4.3.2.3. Système de charges militaire MC120	38
4.3.2.4. Système de charges exceptionnelles D240	39
4.3.2.5. Surcharge sur trottoir	39
4.4. Les effets horizontaux	39
4.4.1. Détermination de l'action sismique longitudinale et verticale	41
4.5. Conclusion	43

CHAPITRE 05 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

5.1. Introduction	44
5.2. Evaluation des efforts dans la poutre.....	44
5.2.1. Les éléments de réduction dus au poids propre	44
5.2.2. Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes	45
5.3. Sollicitation dues aux charges roulantes	46
5.3.1. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	46
5.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges	54
5.4. Conclusion	59

CHAPITRE 06 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

6.1. Introduction	60
6.2. Choix de la méthode	60

6.2.1. Calcul de Moment d'inertie de la poutre (IP).....	60
6.2.2. Calcul de Moment d'inertie de l'entretoise (IE).....	61
6.3. Principe de la méthode (GUYON MASSONET)	61
6.4. Détermination des coefficients de répartition transversale	64
6.4.1. Coefficient de répartition transversale K	64
6.4.2. Les positions des poutres	67
6.4.3. Calcul des efforts tranchant	69
6.5. Calcul des moments fléchissant et effort tranchants réels dans chères poutre	77
6.5.1. Les combinaisons d'action.....	82
6.5.2. Combinaison des moments fléchissant.....	82
6.5.3. Combinaison des efforts tranchant	83
6.6. Conclusion	86

CHAPITRE 07 : MODELISATION DU TABLIER

7.1. Introduction	87
7.2. Modélisation	88
7.2.1. Modélisation des poutres	89
7.2.2. Modélisation de la dalle	90
7.2.3. Définition de différents cas de charge	90
7.2.3.1. Système de charge A (L) 02 voies chargées	90
7.2.3.2. Surcharge sur trottoir	91
7.2.3.3. Sous système Bc 02 voies chargées	91
7.2.3.4. Sous système Bt 02 voies chargées	92
7.2.3.5. Système militaire Mc120	92
7.2.3.6. Charge exceptionnelle D240	93

7.2.4. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels	93
7.2.4.1. Les combinaison d'action	93
7.2.4.2. Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT	94
7.3. Conclusion.....	95

CHAPITRE 08 :L'ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

8.1. Introduction	96
8.1.1. Le principe de la précontrainte	96
8.1.2. Modes de précontrainte	96
8.1.2.1. Précontrainte par post-tension	97
8.1.2.2. Précontrainte par pré tension	97
8.1.3. Procédés de la précontrainte	98
8.2. Dimensionnement de la précontrainte	99
8.2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre	99
8.2.2. L'effort de précontraint minimum	99
8.2.3. Calcul du nombre des câbles.....	101
8.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension	102
8.2.5. Emplacement des torons.....	103
8.2.6. Caractéristiques des sections	105
8.3. Pertes de la précontrainte	110
8.3.1. Calcul des pertes	110
8.4. Vérification des contraintes	134
8.4.1. Pour la section intermédiaire ($X = 0,5L$).....	134
8.4.2. Pour la section d'about ($X = 0,00L$).....	136

8.4.3. Pour la section ($X = 0,25L$)	137
8.5. Calcul ferrailage passif longitudinal.....	139
8.5.1. Armatures longitudinales de peau	139
8.5.2. Armatures dans la zone tendue	140
8.6. Justification aux ELU	141
8.6.1. Principe de la méthode de justification.....	141
8.6.2. Démarche à suivre	142
8.6.3. Les sollicitations L'ELU.....	142
8.6.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes	143
8.6.5. Equations traduisant le comportement de l'acier	143
8.7. Vérification des contraintes tangentielles.....	148
8.7.1. Minimum d'armatures transversales	152
8.7.2. Justification des armatures transversales.....	153
8.7.3. Justification des bielles de compression du béton	154
8.8. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières.....	154
8.8.1. Zone d'appuis	154
8.8.2. Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes	158
8.9. Ferrailage de la poutre.....	159
8.10. Conclusion.....	160

CHAPITRE 09 : ETUDE DE LA DALLE ET DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

9.1. Etude de l'hourdis	161
9.1.1. Définition.....	161
9.1.2. Ferrailage de l'hourdis	161
9.1.2.1. Etude de la flexion transversal	161
9.1.2.2. Etude de la flexion longitudinale	163

9.1.2.3. Ferrailage sous la flexion transversal.....	163
9.1.2.4. Ferrailage sous la flexion longitudinale	165
9.2. Étude de l'entretoise d'about	168
9.2.1. Définition	168
9.2.2. Dimensions de l'entretoise	168
9.2.3. Calcul de l'entretoise	169
9.2.3.1. Calcul des efforts.....	169
9.2.3.2. Emplacement des vérins	169
9.2.3.3. Calcul des sollicitations.....	170
9.2.4. Ferrailage de l'entretoise	172
9.3. Schéma de ferrailage de l'entretoise.....	176
9.4. Conclusion	177

CHAPITRE 10 : CALCUL DES DEFORMATIONS

10.1. Introduction	178
10.2. Déformation de la poutre	178
10.2.1. Flèche due au poids propre	178
10.2.2. Flèche due à la surcharge	178
10.2.3. Contre flèche de la précontrainte	179
10.2.4. Flèche de constriction	181
10.2.5. Flèche total	181
10.2.5.1. En service à vide	181
10.2.5.2. En service en charge	181
10.3. Calcul des rotations	181
10.3.1. Sous le poids propre	181

10.3.2. Sous les surcharges	181
10.3.3. Sous la précontrainte	181
10.3.4. Rotation résultante	182
10.4. Calcul des déplacements d'appuis	182
10.4.1. Déplacements due à la rotation	182
10.4.2. Déplacements due au retrait	182
10.4.3. Déplacements due au fluage	182
10.4.4. Déplacement du a la variation de la température	183
10.4.5. Déplacement total	183
10.5. Conclusion	183

CHAPITRE 11 : LES EQUIPEMENTS

11.1. Introduction	184
11.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté	184
11.3. Dimensionnement	185
11.3.1. Aire de l'appareil d'appui	186
11.3.2. Hauteur nette de l'élastomère	186
11.3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui	187
11.4. Répartition des efforts sur les appuis	187
11.4.1. Action dynamique (efforts du au freinage)	187
11.4.2. Effort due au vent	188
11.4.3. Effort due au séisme	188
11.4.4. Effort due à la déformation (déplacements)	188
11.5. Vérification des appareils d'appui	189
11.5.1. Calcul des contraintes de cisaillement	189

11.5.1.1. Contrainte due à l'effort normal N	189
11.5.1.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal	189
11.5.1.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation	190
11.5.1.4. Condition de non soulèvement	190
11.5.1.5. Condition de non glissement	191
11.6. Les dés d'appuis	192
11.6.1. Armatures de chaînages	193
11.6.2. Armatures de diffusion	193
11.7. Les joints de chaussée	194
11.7.1. Les différents types de joint	194
11.8. Evacuation des eaux	195
11.9. conclusion	197

CHAPITRE 12 : ETUDE DE LA PILE

12.1. Introduction	198
12.2. Choix du type de fondations.....	198
12.3. Pré Dimensionnement de la pile	199
12.3.1. Le chevêtre	199
12.3.2. Les futs	199
12.3.3. La semelle	199
12.4. Calcul de la pile	200
12.4.1. Répartition des charges et surcharges	201
12.4.1.1. Charge permanente	201
12.4.1.2. Surcharges	202
12.4.2. Les efforts horizontaux	208

12.4.3. Etude du chevêtre	210
12.4.3.1. Calcul des sollicitations	211
12.4.3.2. Ferrailage du chevêtre	213
12.4.3.3. Ferrailage du chevêtre à la torsion	217
12.4.3.4 Schéma de ferrailage.....	219
12.4.4. Etude du fût	219
12.4.4.1. Calcul des sollicitations	219
12.4.4.2. Calcul des combinaisons.....	223
12.4.4.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut	225
12.4.4.4. Calcul de ferrailage	225
12.4.5. Etude de la semelle	227
12.4.5.1. Calcul des charges	227
12.4.5.2. Ferrailage de la semelle :	230
12.5. Conclusion	233

CHAPITRE 13 : ETUDE DE LA CULEE

13.1.Introduction	234
13.2. Choix de la morphologie	234
13.3. Dimensionnement des éléments de la culée	235
13.3.1. Le sommier d'appui	235
13.3.2. Le mur garde grève	236
13.3.3. Le corbeau	236
13.3.4. Le mur frontal	237
13.3.5. Le mur en retour	237
13.3.6. La dalle de transition	237

13.3.7. La fondation	237
13.4. Vérification de la stabilité de la culée	238
13.4.1. Détermination des centres de gravité des éléments de la culée	239
13.4.2. Calcul des sollicitations	239
13.4.3. Vérification de la stabilité	242
13.4.4. Etapes d'exécution de la culée.....	243
13.5. Etude ferrailage des éléments de la culée	244
13.5.1. Mur garde grève	244
13.5.1.1. Evaluation ses efforts	244
13.5.1.2. Combinaison des moments	246
13.5.1.3. Calcul des armatures	247
13.5.2. Dalle de transition	248
13.5.2.1. Les sollicitations	249
13.5.2.2. Ferrailage de la dalle de transition	252
13.5.3. Le corbeau	254
13.5.3.1. Ferrailage	255
13.5.4. Mur en retour	257
13.5.4.1. Étude des sollicitations	257
13.5.4.2. Les combinaisons	258
13.5.4.3. Le ferrailage de mur en retour	258
13.5.4.4. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)	262
13.5.5. Mur frontal	263
13.5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal	263
13.5.5.2. Calcul du ferrailage.....	268
13.6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée	271

13.6.1. Les sollicitations	271
13.6.2. Combinaison	276
13.6.3 Ferrailage de la semelle.....	279
13.7. Conclusion	279

2^{ème} partie

CHAPITRE 14 : Introduction à la modélisation des plaques par la méthode des éléments finis

14.1 Introduction	280
14.2 Principes de la méthode des éléments finis	280
14.3 Choix du type d'élément et discrétisation	280
14.3.1 Type d'élément.....	280
14.4 Différentes formulations de la M.E.F.....	281
14.4.1 Modèle en déplacements	281
14.4.1.1 Propriétés du champ des déplacements	281
14.5 Modélisation des plaques par la méthode des éléments finis	282
14.5.1 Modélisation par éléments finis.....	282
14.5.2 Modélisation et discrétisation.....	282
14.5.3 Importance de la modélisation du comportement de la structure.....	282
14.5.4 Discrétisation d'une structure.....	283
14.5.5 Critères de convergence.....	284
14.6 Elément fini rectangulaire base sur l'approche en déplacement (ACM « Ashwell, Clough, Melosh ») pour l'étude de la flexion des plaques minces et épaisses.....	285
14.6.1 Introduction	285
14.6.2 Calcul de la matrice de rigidité de l'élément rectangulaire	286

14.7 Applications numériques	294
14.7.1 Console sous charge concentrée	296
14.8 conclusion.....	301
Conclusion générale	IV
Annexes	VI

Liste des figures

Liste des figures

Figure.1.1: Carte de la position de l'ouvrage.....	2
Figure.1.2 : Tracé en plan.....	3
Figure.1.3 :coupe transversale.....	4
Figure.1.4 :profile en long.....	5
Figure.1.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	6
Figure.2.1 : diagramme contrainte déformation du béton	13
Figure.2.2 : diagramme contrainte-déformation des aciers actifs	16
Figure.3.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	18
Figure.3.2 : Coupe transversale du pont.....	20
Figure.3.3 : Poutre seule (intermédiaire et rive).....	21
Figure.3.4 : Poutre intermédiaire avec hourdi	22
Figure.3.5 : Poutre de rive avec hourdis.....	23
Figure.3.6 : Poutre seule (intermédiaire et rive).....	24
Figure.3.7 : Poutre intermédiaire avec hourdis	25
Figure.3.8 : Poutre de rive avec hourdis.....	26
Figure.4.1 : Coupe longitudinale de la demi-poutre.....	28
Figure.4.2: L'entretoise d'about.....	30
Figure.4.3:detail du trottoir	31
Figure.4.4 : La charge du trottoir et corniche qui revient à la poutre de rive et coté de rive ...	32
Figure.4.5 : Schémas du système Bc.....	36
Figure.4.6 : schémas du système Bt	37
Figure.4.7 : schémas du système Mc120.....	38
Figure.6.1 : Section homogénéisé	63
Figure.6.2 : La position des poutres	67
Figure.7.1 : Choix de l'affaire	88
Figure.7.2 : Modélisation des poutres	89

Figure.7.3 : Modélisation de la dalle.....	90
Figure.7.4 : Système de charge A (L) 02 VC.....	90
Figure.7.5 : Surcharge sur trottoirs.....	91
Figure.7.6 : Sous système Bc 02 VC.....	91
Figure.7.7 : Sous système Bt 02 VC	92
Figure.7.8 : système militaire Mc120.....	92
Figure.7.9 :Charge exceptionnelle D240.....	93
Figure.7.10 : Moment max à l'ELU	94
Figure.7.11 : Moment max à l'ELS.....	94
Figure. 8.1 : précontrainte par post-tension.....	97
Figure.8.2 : Banc précontrainte par pré-tension	98
Figure.8.3 : Disposition des torons sur la poutre.....	103
Figure.8.4 : Disposition des torons (section d'about)	104
Figure.8.5 : Disposition des torons (section intermédiaire)	104
Figure.8.6 : Diagramme des contraintes normales	140
Figure.8.7 : Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.....	141
Figure.8.8 : Diagramme de la contrainte à L'ELU	142
Figure.8.9 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	143
Figure.8.10 : Rupture de coin inférieur	157
Figure.8.11 : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation.....	158
Figure.8.12 : Ferrailage de la poutre	160
Figure.9.1 : cartographie du moment transversale	161
Figure.9.2 : cartographie du moment longitudinale	163
Figure.9.3 : Schéma de ferrailage de la dalle (tablier BP)	167
Figure.9.4 : Dimensions de l'entretoise	155
Figure.9.5 : Schéma de ferrailage de l'entretoise (tablier BP)	163

Figure.10.1:Diagramme des moments dans une poutre	165
Figure.10.2:Diagramme des moments sous la précontrainte	166
Figure.11.1: Appareil d'appui en élastomère fretté	171
Figure.11.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis	178
Figure.11.3 : ferrailage des dés d'appuis	179
Figure.11.4 : joint de chaussée(type WP alu.300).....	180
Figure.11.5 : Gargouille	181
Figure.12.1 : Coupe transversale B-B	184
Figure.12.2 : Coupe longitudinale A-A.....	185
Figure.12.3 : Charge applique à la semelle	193
Figure.12.4 : phénomène d'interférenc	193
Figure.12.5 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).....	194
Figure.12.6: Diagramme des efforts tranchant(ELU).....	195
Figure.12.7 : Diagramme des moments fléchissant(ELS).....	195
Figure.12.8: Diagramme des efforts tranchant(ELS).....	195
Figure.12.9 : Coupe transversale du chevêtre	200
Figure.12.10 : Schéma de ferrailage de chevêtre	202
Figure.12.11 : Charges appliquées au fut	203
Figure.12.12 :Effet de flambement	207
Figure.12.13 : Schéma de ferrailage de fut	208
Figure.12.14 : Schéma de ferrailage de la semelle sous pile.....	213
Figure.13.1 : Coupe longitudinale de la culée.....	213
Figure.13.2 : Dimensionnement de la semelle	215
Figure.13.3 : Ferrailage de mur de garde grève	226
Figure.13.4 : Ferrailage de la dalle de transition.....	232
Figure.13.5 : Ferrailage du corbeau	234
Figure.13.6 : Plan d'encastrement du mur en retour	238
Figure.13.7 : Ferrailage du mur en retour	241

Figure.13.8 : Ferrailage de mur frontal	249
Figure.13.9 : Schéma de ferrailage de la semelle sous culée	256
Figure.14.1 : conditions aux limites.....	284
Figure.14.2 : Subdivision plus poussée pour étudier la convergence h	284
Figure.14.3 : Augmentation du degré de l'interpolation pour étudier la convergence p.....	285
Figure.14.4 : Élément rectangulaire.....	286
Figure.14.5 : Section C-C après déplacement.....	288
Figure 14.6 : Organigramme du programme de calcul des plaques.....	295
Figure. 14.7 : Console sous charge concentrée.....	296
Figure14.8 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 1$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$).....	298
Figure14.9 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 10$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$).....	298
Figure14.10 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 5$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$).....	299
Figure14.11 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 4$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$).....	299
Figure14.12 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 3$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)	300
Figure14.13 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 2$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)	300
Figure14.14 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 1$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)	300

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau.1.1:Résultat des sondages carottés.....	6
Tableau.1.2 : Espace de comparaison	9
Tableau.3.1:Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive)	21
Tableau.3.2: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	22
Tableau.3.3 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis	23
Tableau.3.4:Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre seule (intermédiaire et de rive)	24
Tableau.3.5:Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.	25
Tableau.3.6:Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis	26
Tableau.3.7 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul	27
Tableau.3.8 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis	27
Tableau 4.1: Les charges permanentes pour chaque type de poutre	32
Tableau 4.2: Classe du pont	33
Tableau 4.3: valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge	35
Tableau.4.4: Evaluation des surcharges du système A(L)	35
Tableau 4.5: Coefficient bc	35
Tableau 4.6: Charges de Bc par essieu.....	37
Tableau 4.7 : charges de Bt par essieu	38
Tableau 4.8 :classification des ponts.....	40

Tableau 4.9 : coefficient d'accélération sismique.....	41
Tableau 4.10 : valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	41
Tableau.5.1: Calcul des éléments de réductions dus aux charges (poutre seule).....	44
Tableau.5.2: Calcul des éléments de réduction dus aux charges (entretoise)	44
Tableau.5.3 : Calcul des éléments de réduction dus aux charges (dalle)	45
Tableau.5.4: Calcul des éléments de réduction dus aux charges (revêtement)	45
Tableau.5.5: Calcul des éléments de réductions dus aux charges (trottoir+corniche+GC)	46
Tableau.5.6: récapitulatif (poutre + trottoir + dalle + revêtement) des M, T, R	46
Tableau.5.7: récapitulatif des moments fléchissant dus aux surcharges($X = 0,5L$).....	50
Tableau.5.8: récapitulation des moments fléchissant dus aux surcharges($X = 0,25L$)	54
Tableau.5.9: récapitulatif des efforts tranchants T dus aux surcharges ($X = 0,00L$)	56
Tableau.5.10: récapitulatif des efforts tranchants T dus aux surcharges($X = 0,25L$)	58
Tableau.6.1: Tableau récapitulatif de K_{α} des poutres	67
Tableau.6.2: Tableau récapitulatif de ε_{α} des poutres.....	74
Tableau.6.3: Tableau récapitulatif de ε_{α} des poutres	76
Tableau.6.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X = 0,5L$).....	77
Tableau.6.5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges.($X = 0,25L$).....	78
Tableau.6.6: Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X = 0,25 L$	80
Tableau.6.7 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X = 0,00 L$	81
Tableau.6.8 : Tableau des combinaisons max des moments dans chaque poutre	85
Tableau.6.9 : Tableau combinaisons max des efforts dans chaque poutre	86
Tableau.7.1 : Les combinaisons d'action	93
Tableau.7.2 : les valeurs extrêmes du moment	93
Tableau.7.3 : Moment max à l'E.L.U.....	94
Tableau.7.4 : Moment max à l'E.L.S.....	95
Tableau.8.1 : Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée ($0,5L$)	99

Tableau.8.2 : Les centres de gravité des différentes armatures actives.....	105
Tableau.8.3 : Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis	105
Tableau.8.4 : Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis	105
Tableau.8.5 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène.....	106
Tableau.8.6 : Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	106
Tableau.8.7 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène.....	107
Tableau.8.8 : Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis	107
Tableau.8.9 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis	107
Tableau.8.10 : Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	108
Tableau.8.11 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis.....	108
Tableau.8.12 : les pertes instantanées à $X = 0,5L$	113
Tableau.8.13: des pertes différées à $X = 0,5L$	119
Tableau.8.14 : des pertes totales à $X = 0,5L$	119
Tableau.8.15 : les pertes instantanées totales à $X = 0,00L$	120
Tableau.8.16 : les pertes différées totales à $X = 0,00L$	125
Tableau.8.17 : les pertes totales à $X = 0,00L$	126
Tableau.8.18 : les pertes instantanées totales à $X = 0,25L$	127
Tableau.8.19 : les pertes différées totales à $X = 0,25L$	132
Tableau.8.20 : les pertes totales à $X = 0,25L$	133
Tableau.8.21: La perte totale dans les différentes sections	133
Tableau.9.1 : valeurs max des moments fléchissant a L'ELU	162
Tableau.9.2 : valeurs max des moments fléchissant à L'ELS.....	162
Tableau.12.1 : moment longitudinal pour une seule travée chargée	207
Tableau.12.2 : moment longitudinal pour deux travées chargées	207
Tableau.12.3 : Réaction dues aux surcharges.....	220
Tableau.12.4 : combinaison 01 et 02.....	223

Tableau.12.5 : combinaison 03 et 04.....	224
Tableau 14.1 : Influence de l'élancement L/h sur la flèche maximale du console.....	297

Nomenclature

Lim : limite.

max : maximal.

min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

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

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

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.

I : Moment d'inertie en général.

M : Moment en général ; moment fléchissant.

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.

R : Réaction d'appui; force résultante.

T : variations uniformes de température.

V : Effort tranchant.

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.

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.

st : espacement des armatures passives transversales.

t : temps.

u : périmètre; dimension.

x : coordonnée en général; abscisse en particulier.

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

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).

ξ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ξ_r : retrait du béton.

θ (**thêta**) : température.

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

ξ (**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.

τ (**tau**) : contrainte tangente.

τ_s : contrainte d'adhérence.

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

ρ : masse volumique.

ρ_d : rigidité flexionnelle de la dalle par unité de largeur.

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

η : le Coefficient de fissuration.

Δ : Variation ou différence.

$\Delta\sigma$: Variation de contrainte

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

Σ : sommation.

\emptyset : diamètre nominal d'une armature.

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

K_a : coefficient de répartition trans.moments

ϵ_a : coefficient de répartition trans. effo. tanch.

F : force due au renforcement

H_n : force latérale a la tranche

r : rayon

θ : angle du plan de rupture

K : coefficient de participation du renforcement

V_n : force normale a la tranche

δ : Déplacement unitaire.

ν : Coefficient de Poisson.

ϕ : Angle de frottement interne du sol.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

MEF : Méthode des Eléments Finis.

SETRA : Société d'étude de la terre armée.

AL : Analyse limite.

EL : Equilibre limite.

BA/PEL : béton armé/précontraint aux états limite.

HA : haute adhérence.

PK : point kilométrique.



Introduction générale

Introduction générale

La réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cette évolution a conduit à une progression importante dans les ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche, ...etc.) ou artificiels (route, voies ferrée,...etc.), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire. Parmi les différents types de ponts qui peuvent être des solutions possibles, le concepteur doit établir des comparaisons entre les variantes possibles, afin de choisir la meilleure solution du pont de point de vue économique et technique.

Sa conception nécessite donc une solide connaissance de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables, et des méthodes d'exécution. En effet, il faut prendre en compte aussi bien les effets de la charge du trafic porté que des phénomènes extérieurs comme le vent, les courants fluviaux ou les séismes.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude a été divisé en deux parties, de réaliser l'étude et la conception d'un pont autoroutier en premier lieu, puis de faire une analyse des éléments de plaque à travers l'utilisation de la méthode des éléments finis.

L'ouvrage d'art objet de notre étude, s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est Ouest au niveau d'El-Eulma sur 110 km, afin de rétablir une route existante (RN77).

Introduction générale

Sa longueur est de 53,1 m, implanté dans la section de la wilaya de SETIF au niveau du PK 75+400.

Notre projet de fin d'études est principalement divisé en quatorze (14) chapitres :

-Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception ;

-Le second chapitre est consacré aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage d'art ;

-Le troisième chapitre présente le pré-dimensionnement des différents éléments constitutifs du tablier.

-Le quatrième chapitre présente la définition et le calcul des charges et des surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage objet de notre PFE va supporter.

-Le cinquième chapitre est consacré à la répartition longitudinale des efforts, et au calcul des sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences et le théorème de BARRE.

-Le sixième chapitre présente l'étude de la répartition transversale des sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et de déduire la poutre la plus sollicitée ;

-Le septième chapitre contient la modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT Millénium. Une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode des lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel ROBOT Millénium a été faite ;

-Le huitième chapitre présente l'étude de la précontrainte ainsi que les vérifications qui correspondent aux différentes pertes des charges ;

-Le neuvième chapitre est consacré à l'étude de la dalle et de l'entretoise d'about ;

-Le dixième chapitre est réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis ;

- Le onzième chapitre présente le dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joins de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifiés par rapport aux normes et aux guides techniques ;

-Le douzième chapitre contient le dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges appliquées (poids

Introduction générale

propre du tablier, tous les systèmes de charge,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle,...etc.) a été effectué, avec une présentation de tous les schémas de ferrailage. ;

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

-Le quatorzième chapitre représente une introduction à la modélisation des plaques par la méthode des éléments finis, une formulation d'un élément finis basé sur l'approche en déplacement (élément ACM) a été faite, un programme élaboré en langage FORTRAN77, permet de calculer les déplacements des nœuds et les moments fléchissant. Les résultats calculés sont comparés à ceux obtenus par le logiciel de calcul ABAQUS.

-Et à la fin, une conclusion générale.

1^{ère} partie

*Etude d'un passage
supérieure*



Chapitre 01

Présentation et conception de l'ouvrage

1.1 Introduction

Depuis longtemps, l'être humain a construit des ponts à cause de leur rôle important, afin de pouvoir se déplacer ou transporter son matériel au-dessus de rivières, voies ferrées, chemins ou tout autre obstacle.

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, brèche,...etc.) ou artificiel (chemin de communication, route,...etc.), on peut distinguer plusieurs types de pont à savoir :

Pont-route, pont-rail et pont-canal, sa composition structurale comprend deux parties :

-La superstructure qui supporte le trafic.

-L'infrastructure qui sert comme support de la superstructure. [1]

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles, cette conception est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité, qualité architecturale ainsi que du respect des référentiels techniques et de guides normatifs. [2]

1.2 But de l'étude

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un passage supérieur qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de pénétrante reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El-Eulma sur 110 km, afin de rétablir une route existante (RN77).

1.3 Présentation de l'ouvrage

1.3.1 Position de l'ouvrage

Il s'agit d'un passage supérieur situé au point kilométrique PK 75+400 du projet de la pénétrante autoroutière reliant le Port de Djen -Djen à l'autoroute Est-Ouest, l'ouvrage permettra de rétablir une route nationale traversé par l'autoroute au niveau du PK suscité (intersection de l'autoroute avec une route existante). Cet ouvrage sera implanté au niveau de wilaya de **SETIF**, la figure ci-après présente l'emplacement de cet ouvrage d'art.[3]

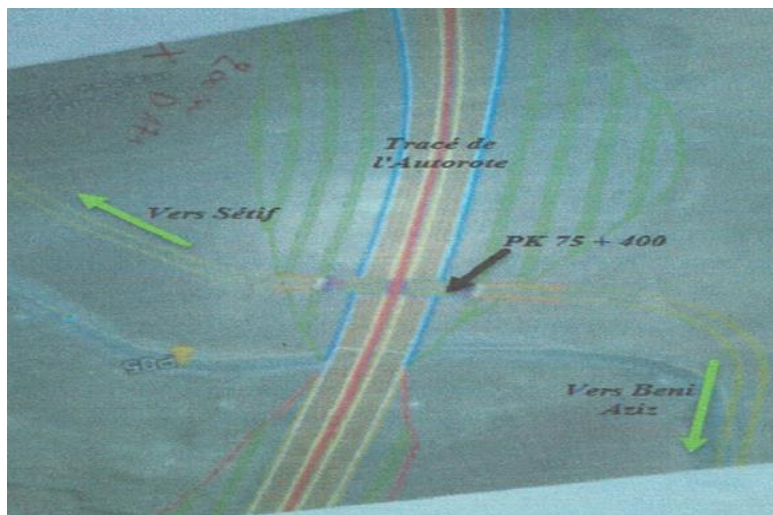


Figure 1.1 : Carte de la position de l'ouvrage

1.3.2 Description de l'ouvrage

a) Portée

Le présent ouvrage d'art est composé d'un tablier ayant deux travées $2 \times 26,55\text{m}$ avec une longueur totale de $53,1\text{m}$.

Les poutres du tablier sont isostatiques de longueur de 27 m .

b) Tablier

Le passage supérieur comprend un tablier ayant une chaussée de $10,7\text{m}$, deux corniches pour chacun des deux côtés. La largeur totale du tablier est de 11m , une largeur roulable de 7m et de deux trottoirs de $1,75\text{ m}$ et deux gardes de corps et deux glissières métalliques. Le tablier est composé de dix (10) poutres de $1,06\text{ m}$ d'espacement, les poutres sont préfabriquées en béton précontrainte par pré-tension d'une hauteur de $1,30\text{m}$, solidarisées entre-elles par des entretoises d'about en béton armé de $0,3 \times 0,8\text{m}$ et un hourdis en béton armé de $0,2\text{ m}$ d'épaisseur coulé sur place, recouvert d'un revêtement bitumineux de 7 cm d'épaisseur.

c) Pile

Une pile est envisagée pour le présent passage supérieur. La pile à une section rectangulaire solide de $(1 \times 7,50)\text{ m}$ de dimension, en béton armé.

d) Culées

Elle définit les origines du pont à chaque extrémité du tablier en assurant la transition entre la voie sur terre et la voie sur pont. Les deux culées sont des culées remblayées constituées par mur garde grève, mur de front, deux murs en retours, une dalle de transition et un corbeau arrière.

e) Les fondations

Leur type est donné en fonction de type de sol. Selon le rapport de sol, des fondations superficielles sont recommandées.

1.4 Conception de l'ouvrage

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative, dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. [1]

1.4.1 Données fonctionnelles

1.4.1.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

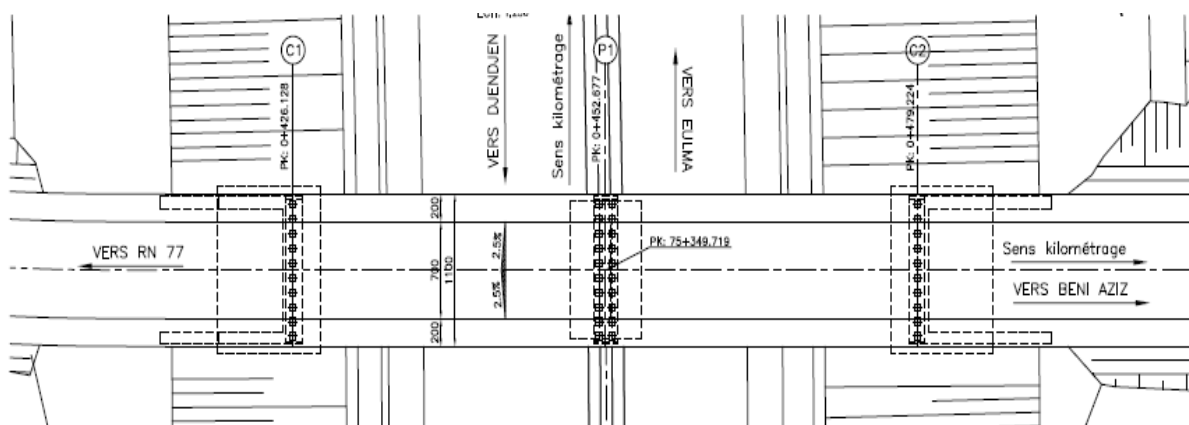


Figure.1.2 : Tracé en plan

1.4.1.2 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de l'ouvrage dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car les modifications ultérieures à apporter sont difficiles à calculer.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

Largeur de la chaussée : 7 m ;

Nombre de voies de circulations : 2 voies (3 m chaque voie) ;

Largeur de trottoir : 2 m (y compris la corniche) et surmonté d'un garde de corps ;

Le divers : 2,5 % ;

La largeur totale : 11 m ;

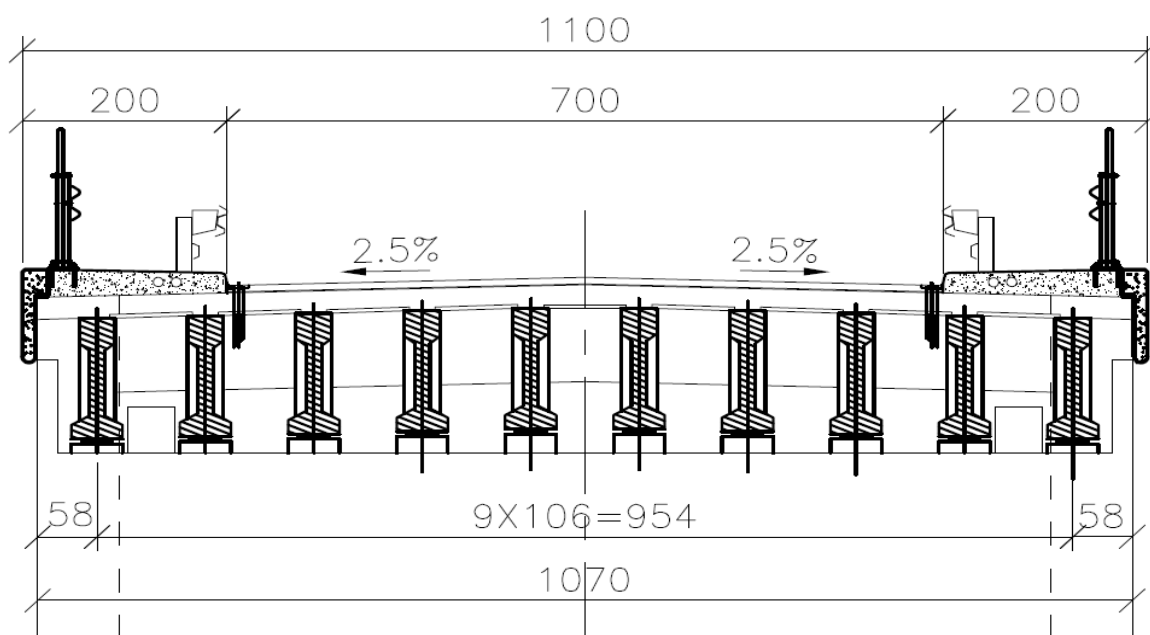


Figure 1.3 : Coupe transversale

1.4.1.3 Profil en long

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

Le gabarit : 5,25m

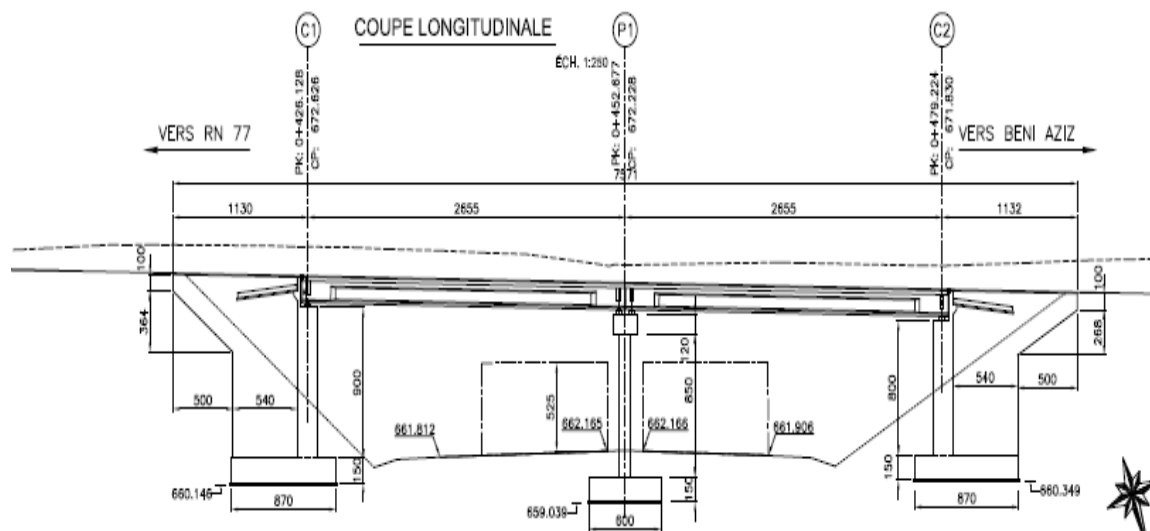


Figure.1.4: Profil en long

1.4.2 Données naturelles

1.4.2.1 Données géotechniques

Ne sont jamais connues de façon parfaite et complète. En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose qu'on ait déjà une idée des conditions de fondation. Le terrain prévu pour la construction de l'échangeur présente une structure géologique irrégulière

Le programme d'investigation a été établi par le personnel technique de l'entreprise SAPTA. Il s'agit des travaux suivants:

La réalisation de deux (2) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts à semi remaniés. La profondeur atteinte par ces sondages est de 20ml de profondeur.

- Un forage pressiométrique de 20 ml, avec un pas d'essai de chaque 2m1.
- Le battage de six essais SPT (Standard Pénétration Test) (Un essai chaque 3m)
- Pose et relève piézométrique.
- Des essais au laboratoire.

Les résultats obtenus par les sondages carottés sont présentés dans le tableau :

Sondage carotté N° 01 :	Sondage carotté N° 02 :
0,00 – 2,50 Argile limoneuse.	0,00 – 0,60 Argile limoneuse.
2,50 – 4,00 Argile marneuse.	0,60 – 7,00 Argile marneuse.
4,00 – 20,00 Argile marne grise.	7,00 – 20,00 Argile marne grise.

Tableau.1.1 :Résultat des sondages carottés

1.4.2.2 Données topographiques

La région d’étude est caractérisée par un relief vallonné. Notre PK 75+400 se trouve au niveau de la ville **Arbaoune** (identifié à partir de la carte géologique de Djemila) où limité à L’Est par la RN°77 et les autres cotés par des terrains vagues.

L’assiette du projet est inclinée vers l’Est en pente faible à moyenne. [3]

1.4.2.3 Données sismologiques

Le document technique RPOA 2008 identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l’accélération de zone. Pour notre projet la wilaya de Sétif est appartient à la « zone II -a » de moyenne sismicité.[4]

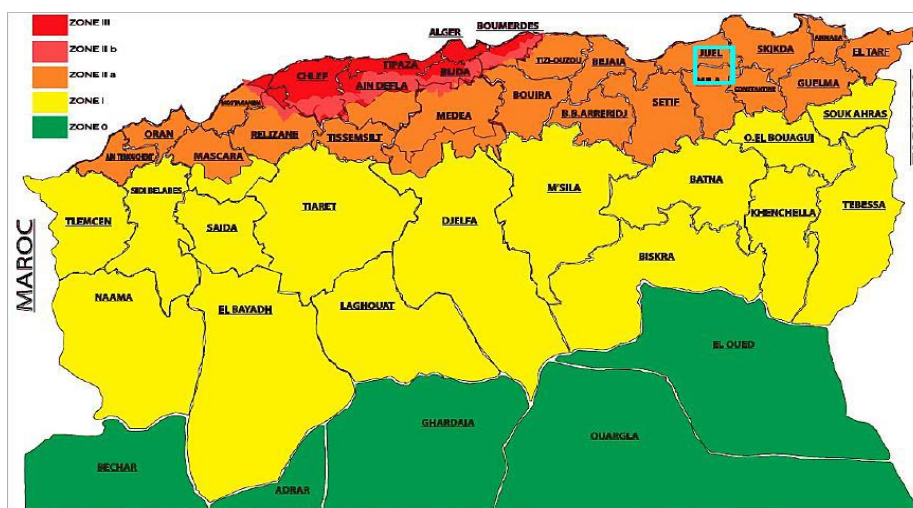


Figure.1.5 : Carte de zonage sismique de l’Algérie

1.4.2.4 Données climatiques

- ✓ **La température:** les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.
- ✓ **La neige :** Pour les ponts, les effets de la neige ne sont à considérer que dans certains cas particuliers.
- ✓ **Le vent :** Les efforts engendrés par le vent sur les structures, sont fixés par (fascicule 61, Titre II), ils sont à considérer dans le calcul des appuis (en phase de construction et en exploitation).[5]

1.5 Choix du type de pont

Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites d'emploi et leurs coûts. Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leur mode de construction qui dispose du matériel spécifique. [3]

Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton armé ou précontraint coulées en place vue la grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a adopté à proposer les variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

On propose les variantes suivantes :

- Pont à poutres en béton armé.
- Pont à poutres en béton précontraint.
- Pont mixte ou métallique.

1.5.1 Pont en béton armé

a. Pont à poutre en béton armé

Pour ce type de pont, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueur qui peut aller jusqu'à 20m.

Ce type d'ouvrage a été largement employé au début des programmes de travaux autoroutiers.

➤ **Les avantages :**

- Nécessite un entretien réduit par rapport aux ponts métalliques ou mixtes.
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour les portées moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques.

➤ **Les inconvénients :**

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

b. Pont à poutres en béton précontraint :

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par prétention ou par post tension. Ils sont utilisés pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 25m. Leurs portées les plus économiques situent entre 30 et 35m.

➤ **Les avantages :**

- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure le rend insensible aux tassements différentiels des appuis.
- La matière est bien utilisée car le béton est toujours comprimé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport les ouvrages en béton armé.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages
- Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

➤ **Les inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.

- La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

c. Ponts à tablier mixte ou métallique :

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

➤ Les avantages :

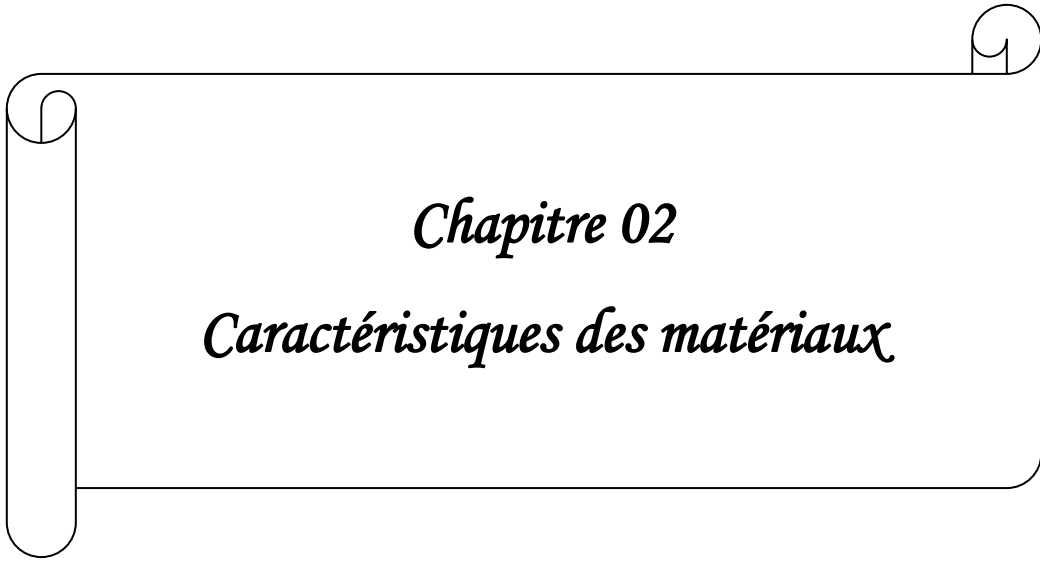
- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.
- Légèreté par rapport au tablier en béton, ce qui équilibre la portance du sol.

➤ Les inconvénients :

- Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.
- Risque de voilement, déversement des poutres.
- Nécessite de visites périodiques et entretien courant.
- Sensibilité au gradient thermique.
- Matériaux très chers.

1.6 Conclusion

Suite à la comparaison des différentes variantes, notre choix porte sur la réalisation d'un pont à poutres isostatiques, en béton précontraint par pré tension. Le pont est composé de deux travées de (26,55m) de portée, y compris les joints chacune des travées possède dix poutres de (1,06m) d'entre axe et (1,3m) de hauteur.



Chapitre 02

Caractéristiques des matériaux

2.1 Introduction

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés: le béton et l'acier. Les règlements **B.A.E.L91** et **B.P.E.L91** utilisent les états limites, l'état limite ultime (E.L.U) concernant le non ruine de l'ouvrage et l'état limite de service concernant sa durabilité. Dans nos calculs, on se base sur ces deux règlements donc les caractéristiques des matériaux dépendent de ces lois. [6],[7].

2.2 Caractéristique des matériaux

2.2.1 Béton

- **Le béton armé**

Le béton armé est un matériau de construction qui associe béton et barres d'acier. Conjugue ainsi les qualités de compression du béton et la résistance à la traction de l'acier.

- **Le béton précontraint**

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.[8]

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

- Dosage au ciment **CPA 325 :300 à 450 kg/m³**.

- poids volumique : $\gamma_{\text{béton}} = 2.5 \text{ t/m}^3$

2.2.1.1 Résistance à la compression

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton, elle est mesurée à l'âge de 28 jours noté. Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de j jours inférieur à 28j, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée par les formules suivantes : [6]

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

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

Dans notre projet on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{Pour le béton des poutres.} \\ 30 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la dalle.} \\ 27 \text{ MPa} & \text{Pour le béton de la pile, la culée et leurs semelles.} \end{cases}$$

2.2.1.2 La résistance à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression.

Les règles BAEL donnent pour un béton âgé de « j » jours la relation :

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

$$f_{tj} = \begin{cases} 2,70 \text{ MPa} & \text{Pour les poutres.} \\ 2,22 \text{ MPa} & \text{Pour la pile, la culée et leurs semelles.} \\ 2,40 \text{ MPa} & \text{Pour la dalle.} \end{cases}$$

2.2.1.3 Contraintes limites du béton

- **ELU**

La contrainte limite de compression du béton à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,50$: Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$: Situation accidentelle.

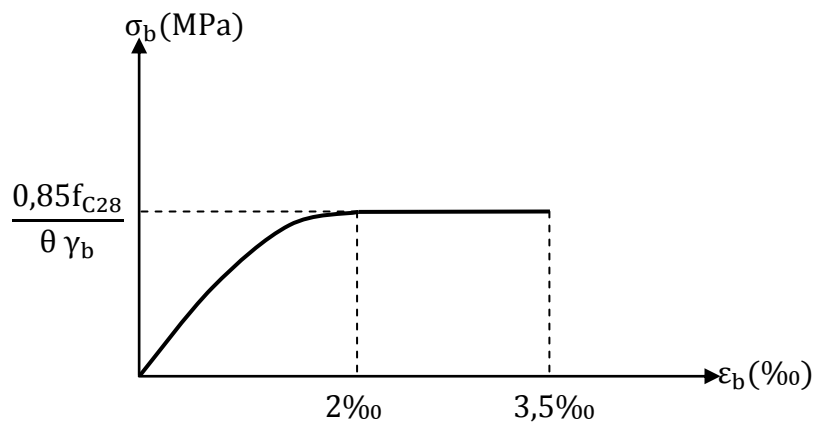


Figure.2.1 : diagramme contrainte déformation du béton

ELS :

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

2.2.1.4 Module de déformation longitudinale

a) Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantané du béton E_{ij} est égal à : [6]

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

$$E_{ij} = \begin{cases} 35981,72 \text{ MPa} & \text{Pour les poutres.} \\ 33000,00 \text{ MPa} & \text{Pour la pile, la culée et leurs semelles.} \\ 34179,56 \text{ MPa} & \text{Pour la dalle.} \end{cases}$$

b) Module de déformation longitudinale différée E_{vj}

Les déformations différées du béton sous l'effet de charge de longue durée, du retrait et du fluage, le module de déformation différée est donnée par la formule :

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

$$E_{vj} = \begin{cases} 12102,94 \text{ MPa} & \text{Pour les poutres.} \\ 11100,00 \text{ MPa} & \text{Pour la pile, la culée et leurs semelles.} \\ 11496,76 \text{ MPa} & \text{Pour la dalle.} \end{cases}$$

2.2.1.5 Module de déformation transversale G

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : [6]

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

ν : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale). 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).

2.2.2 L'acier

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

- **Les aciers passifs**

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

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

- Nous utiliserons un acier f_{eE500} .
- Module d'élasticité longitudinale est $E_s = 200\,000\text{MPa}$

- **Contrainte limite de traction :**

ELU :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

ELS :

-En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$.

-En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2} \right)$.

-En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2} \right)$.

Avec : η le Coefficient de fissuration.

$n = 1$ —————> Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ —————> Aciers à haute adhérence.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 Mpa.

f_e : Limite d'élasticité garantie à 500 Mpa.

- **Les aciers actifs**

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions à l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, Les armatures de précontrainte exigent un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par :

- catégorie : fils, barres, torons.
- classe de résistance.

- ❖ **Caractéristiques mécaniques**

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

- section nominale de l'armature.
- la contrainte maximale garantie à rupture F_{prg} .
- la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité F_{peg} .
- coefficient de relaxation ρ_{1000} .

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

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

- adhérence au béton.

- Module de déformation longitudinale.
- Diagramme efforts-déformations.

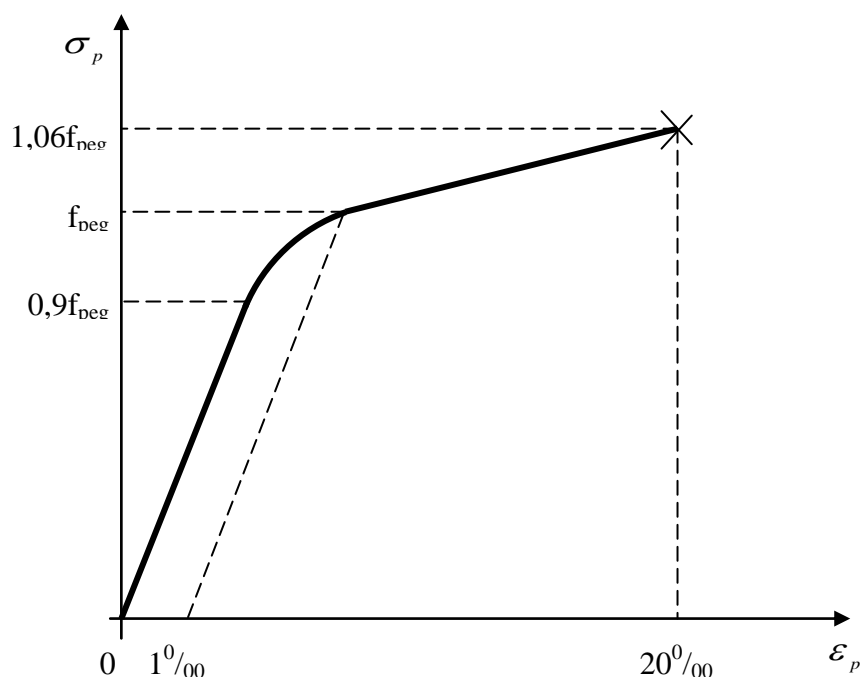


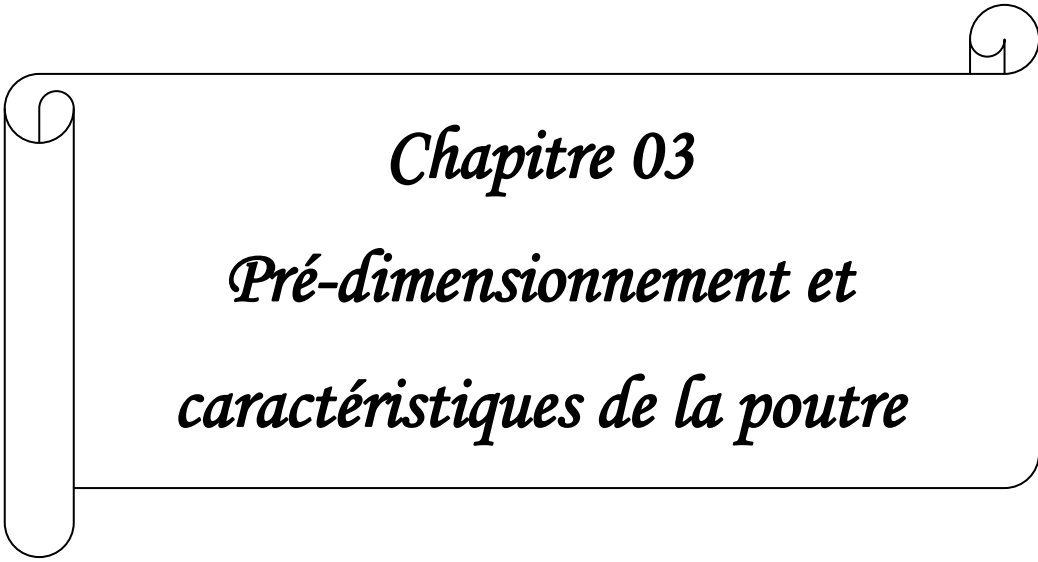
Figure.2.2 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.

Les aciers actifs utilisés dans ce projet sont les torons T12.4 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 : $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$ TBR ;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$;

2.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons focalisé sur les différents matériaux (le béton, le béton précontrainte, les armatures passives « aciers hautes adhérence », armatures actives « torons »), utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités et exposés toutes en précisant les différentes caractéristique mécanique requises telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction,...etc.)



Chapitre 03

Pré-dimensionnement et

caractéristiques de la poutre

3.1 Introduction

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

3.2 Pré-dimensionnement des éléments du tablier

3.2.1 Types des poutres

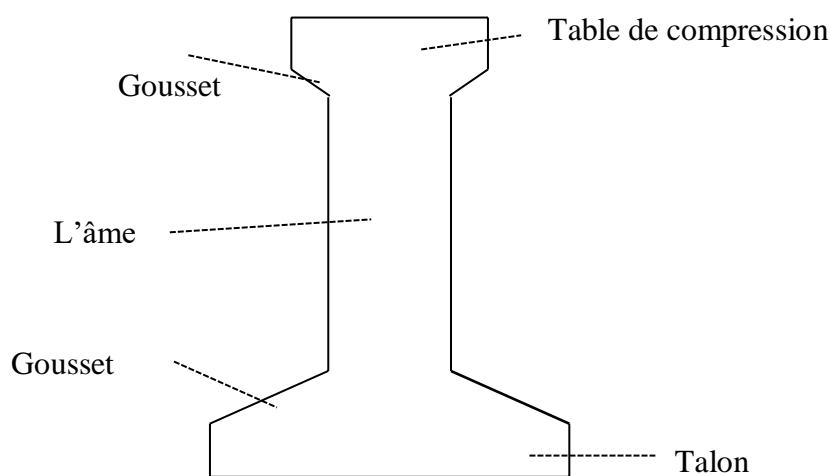


Figure.3.1 : Coupe transversale d'une poutre

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 :

Portées(m)	10	12	15	20	25	30	30
rectangle							
I constant							
I variable							

Domaine d'emploi courant
 Extension du domaine d'emploi

On prend une poutre de section **I** avec épaisseur rectangulaire aux abouts (Blochets) dont la longueur est comprise entre 25 et 30mètre.

3.2.2 Hauteur du tablier

L'épaisseur du tablier est donnée par un élancement qui est compris entre : $1/20$ et $1/22$. Pour une longueur $L = 27$ m et un élancement économique de $1/22$.

On aura : $(h_t/L) \geq (1/22)$ d'où $h_t \geq 1,23$ m. On prend : **$h_t = 1,50$ m.**

3.2.3 Pré-dimensionnement de l'hourdis

En général, l'hourdi possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres, il joue le rôle d'entretoise transversal.

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

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

$h_0 \geq \frac{106}{15} = 7,07$ On adopte: **$h_0 = 20$ cm**

3.2.4 Hauteur des poutres

- ✓ Pour notre projet, H_t est pris égale à 1,5m.
- ✓ L'épaisseur de la dalle est prise $e = 0,20$ m.

Donc la hauteur des poutres **$h_{(poutre)} = 1,30$ m.**

3.2.5 Nombre de poutres (N)

Pour notre projet, l'entraxe est pris égale 1,06 m.

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

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

L_a : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité. $L_a = 9,54$ m

$N = \frac{9,56}{1,06} + 1 = 10$ On prend **10 poutres**

3.3 Les caractéristiques de l'ouvrage

- ✓ La portée de l'ouvrage 26,55m
- ✓ Longueur des poutres précontraintes 27,00m
- ✓ Hauteur des poutres 1,30m
- ✓ Le nombre des poutres dans chaque travée 10 poutres
- ✓ L'entre axe de poutres 1,06m
- ✓ Largeur de la chaussée 7,00m
- ✓ Largeur des trottoirs 1,75m

- ✓ Largeur totale du pont 11,00m
- ✓ Épaisseurs du hourdis 0,20m

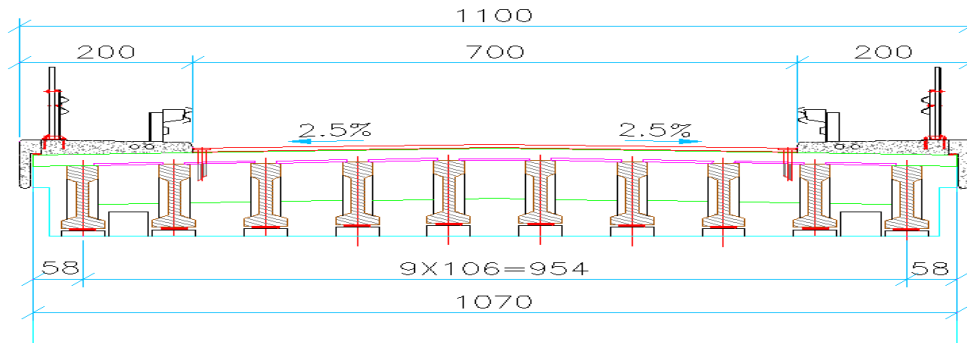


Figure.3.2 : Coupe transversale du pont

3.4 Caractéristique géométrique de la poutre

- La section brute

Elle résulte le plan de coffrage ,c'est la section du béton seul sans tenir compte des évidements, des conduits destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs encrages. Elle est utilisée pour calculer le poids propre des éléments de la structure et les différentes rigidités.

3.4.1 Notation

I_G : Moment d'inertie par apport au centre de gravité ;

$S_{/\Delta}$: Moment statique par apport à l'axe (Δ), avec :

$$S_{/\Delta} = \sum B_i \times Z_i.$$

$$V' = \frac{S_{/\Delta}}{B}.$$

$$V = H_t - V'.$$

$$I_0 = \frac{x \times y^3}{12} \quad \text{pour une section rectangulaire.}$$

$$I_0 = \frac{x \times y^3}{36} \quad \text{pour une section triangulaire.}$$

$$I_{/\Delta} = \sum I_{0i} + B_i \times Z_i^2.$$

$$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'.$$

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

$$r^2 = \frac{I_G}{b}.$$

B : la section transversale ;

ρ :Rendement géométrique de la poutre ;

r : Rayon de giration de la section.

b. Poutre intermédiaire avec hourdis

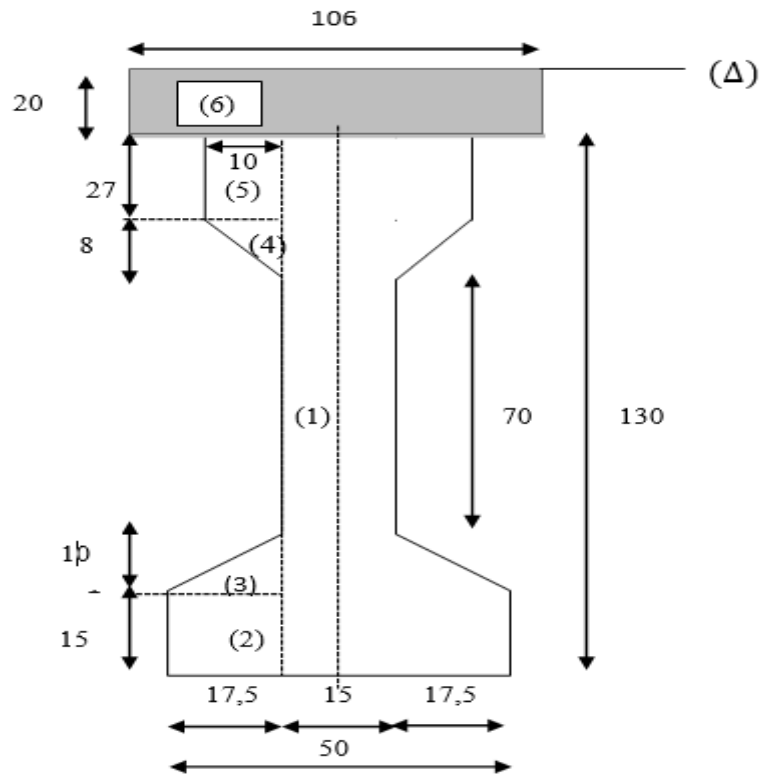


Figure.3.4 : Poutre intermédiaire avec hourdis

Section	B_i (cm^2)	y_i (cm)	$B_i \cdot y_i$ (cm^3)	y' (cm^2)	$B_i y_i'^2$ (cm^4)	I_{Δ} (cm^4)	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2$ (c^4)
1	975	85	82875	766,18	747025,50	1373125	2120150,50
2	262,5	142,5	37406,25	7255,63	1904602,80	4921,88	1909524,68
3	87,5	132,67	11608,63	5527,43	483650,13	486,11	484136,24
4	40	49,67	1986,8	58,57	2342,80	142,22	2485,02
5	270	33,5	9045	567,39	153195,30	16402,50	169597,80
6	1060	10	10600	2205,24	2337554,4	35333,33	2372887,73

$B = \sum B_i \times 2$ (cm^2)		$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2$ (cm^3)		$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$ (cm^4)	
5390		307043,36		14117563,94	
V' (cm)	V (cm)	ρ	r^2 (cm^2)		
93,04	56,96	49,42 %	2619,21		

Tableau.3.2 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis

c. Poutre de rive avec hourdis

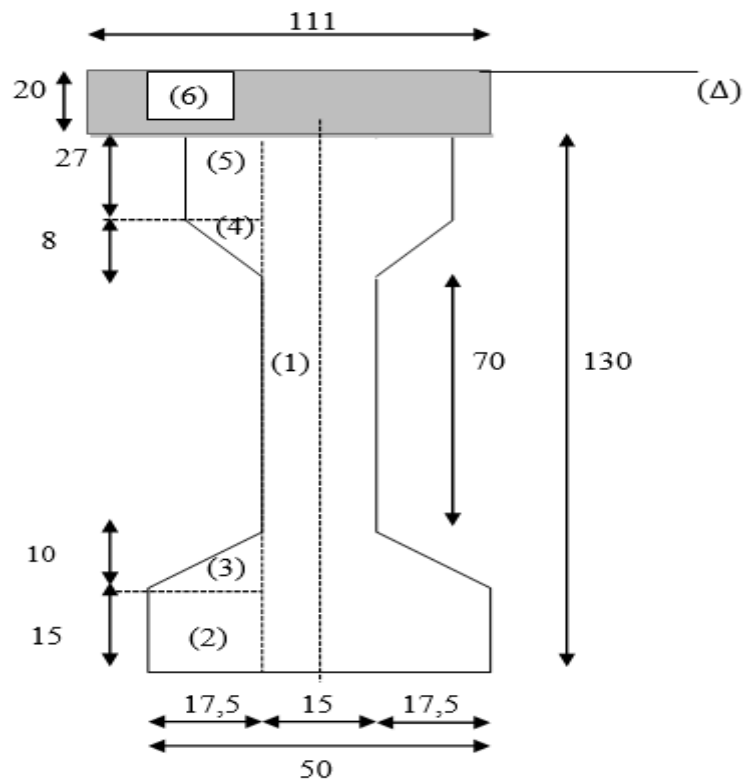


Figure.3.5 : Poutre de rive avec hourdis

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B y_{ii}'^2(\text{cm}^4)$
1	975	85	82875	687,49	670302,75	1373125	2043427,75
2	262,50	142,50	37406,25	7009,04	1839873	4921,88	1844794,88
3	87,50	132,67	11608,63	5312,47	464841,13	486,11	465327,24
4	40	49,67	1986,80	83,05	3322	142,22	3464,22
5	270	33,50	9045	639,08	172551,60	16402,50	188954,10
6	1110	10	11100	2126,13	2360004,3	37000	2397004,3

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm}^2)$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$	
5490	308043,36	13885944,98	
$V' (\text{cm})$	$V (\text{cm})$	ρ	$r^2 (\text{cm}^2)$
93,89	56,11	48,01%	2529,32

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

3.4.2.2 Section d'about

a. Poutre seule (intermédiaire et de rive)

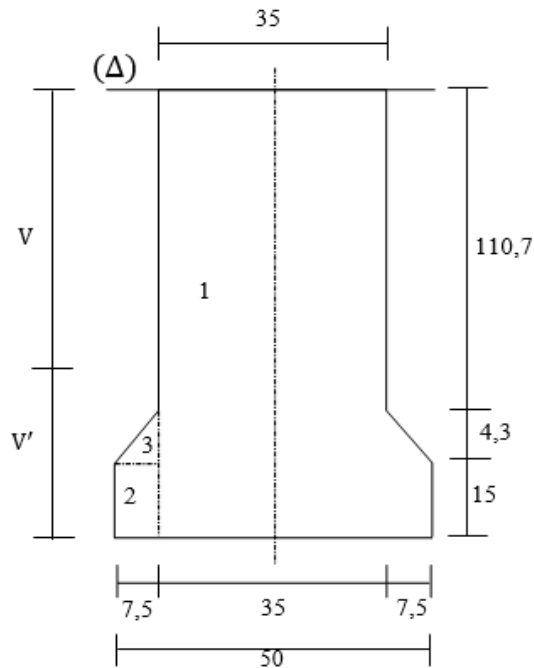


Figure.3.6 : Poutre seule (intermédiaire et rive)

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B y_{ii}'^2(\text{cm}^4)$
1	2275	65	147875	9	20475	3203958,33	3224433,33
2	112,50	122,50	13781,25	2790,25	313903,13	2109,38	316012,51
3	16,125	113,57	1831,32	2076,32	33480,66	16,56	33497,22

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm}^2)$		$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$		$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$	
4807,25		326975,14		7147886,12	
$V' (\text{cm})$	$V (\text{cm})$	ρ		$r^2 (\text{cm}^2)$	
62	68	35,27%		1486,874	

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

b. Poutre intermédiaire avec hourdis

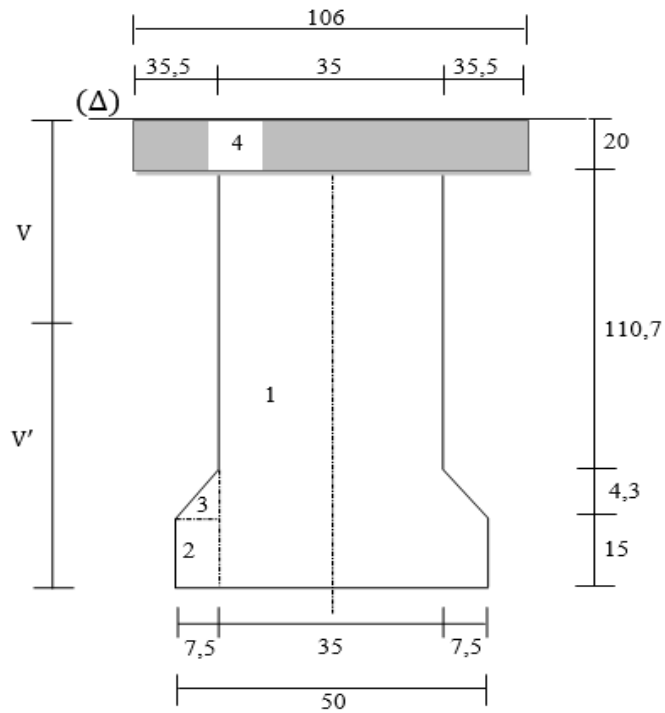


Figure.3.7 : Poutre intermédiaire avec hourdis

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i^2 (\text{cm}^2)$	$B_i y_i^2 (\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I + B_{\Delta} y_i'^2 (\text{cm}^4)$
1	2275	85	193375	421,89	959799,75	3203958,33	4163758,08
2	112,50	142,50	16031,25	6090,24	685152	2109,38	687261,38
3	16,125	133,57	2153,82	4775,73	77008,65	16,56	77025,21
4	1060	10	10600	2931,14	3107008,4	35333,33	3142341,73

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm}^2)$		$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$		$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$	
6927,25		444320,14		16140772,80	
$V' (\text{cm})$	$V (\text{cm})$	ρ		$r^2 (\text{cm}^2)$	
85,86	64,14	42,31%		2330,04	

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

c. Poutre de rive avec hourdis

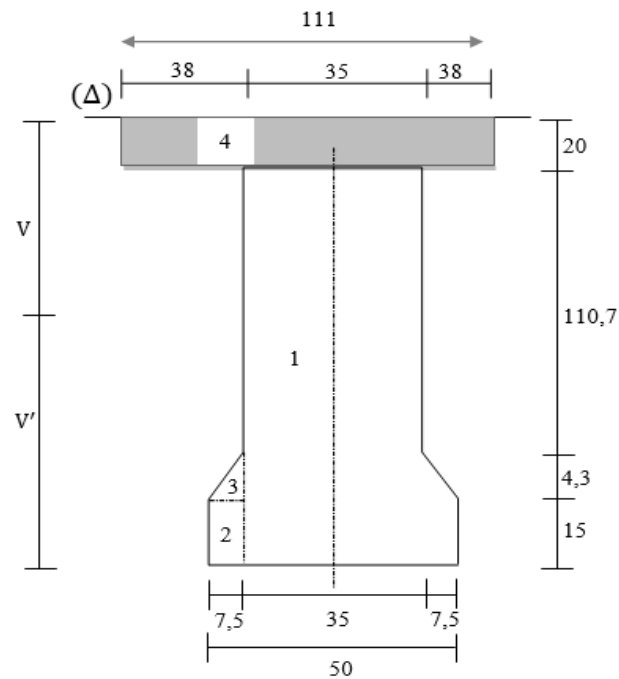


Figure.3.8 : Poutre de rive avec hourdis

section	B_i (cm^2)	y_i (cm)	$B_i \cdot y_i$ (cm^3)	y_i^2 (cm^2)	$B_i y_i'^2$ (cm^4)	I_{Δ} (cm^4)	$I_{\Delta} + B_{ii} y_i'^2$ (cm^4)
1	2275	85	193375	370,56	843024	3203958,33	4046982,33
2	112,50	142,50	16031,25	5890,56	662688	2109,38	664797,38
3	16,125	133,57	2153,82	4599,10	73515,49	16,56	74160,49
4	1110	10	11100	2848,35	3161668,5	37000	3198668,5

$B = \sum B_i \times 2$ (cm^2)		$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2$ (cm^3)		$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$ (cm^4)	
7027,25		445320,14		15969217,2	
V' (cm)	V (cm)	ρ		r^2 (cm^2)	
86,63	63,37	41,39%		2272,47	

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 médiane
B (cm²)	4807,25	3270
I_G(cm⁴)	7147886,12	6420929,92
V (cm)	68	67,36
V' (cm)	62	62,64
r² (cm²)	1486,87	1963,38
ρ%	35,27	46,54
S(Δ) (cm³)	326975,14	220268,35

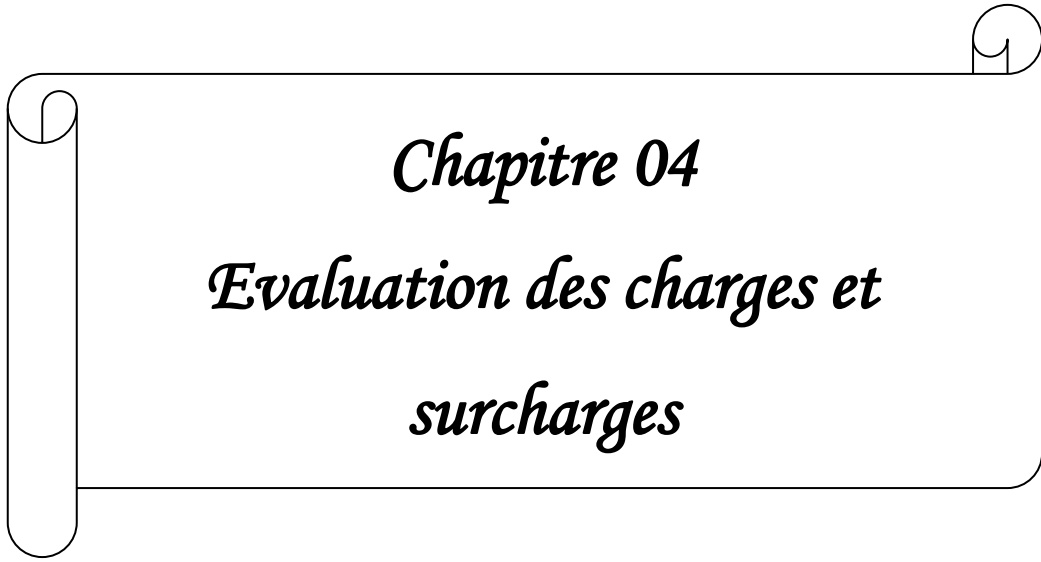
Tableau.3.7 : Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul

	Poutre avec hourdis			
	Poutre intermédiaire		Poutre de rive	
	Section d'about	Section médiane	Section d'about	Section médiane
B (cm²)	6927,25	5390	7027,25	5490
I_G(cm⁴)	16140772,8	14117563,94	15969217,2	13885944,98
V (cm)	64,14	56,96	63,37	56,11
V' (cm)	85,86	93,04	86,63	93,89
r² (cm²)	2330,04	2619,21	2272,47	2529,32
ρ%	42,31	49,42	41,39	48,01
S(Δ) (cm³)	444320,14	307043,36	445320,14	308043,36

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

3.5 Conclusion

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



Chapitre 04
Evaluation des charges et
surcharges

4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage objet de notre étude va supporter, ainsi que la répartition transversale de ces dernières.

D'après le fascicule 61 titres ii, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées. [3]

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

- ❖ La charge permanente(CP).
- ❖ La charge complémentaire permanente(CCP).
- ❖ Les surcharges routières.

4.2 Calcul des charges

4.2.1 La charge permanente (CP)

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

4.2.1.1 Poids propre de la poutre

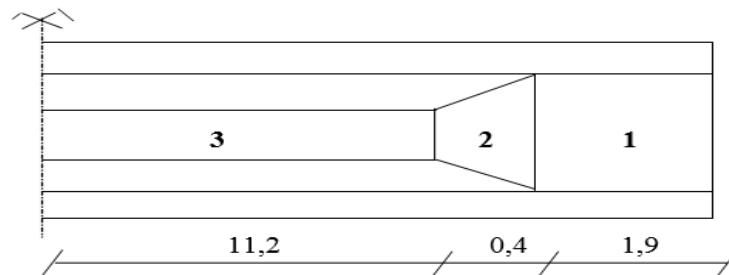


Figure.4.1 : Coupe longitudinale de la demi-poutre

$$S_1 = 0,480725 \text{ m}^2; S_3 = 0,327 \text{ m}^2$$

$$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$S_2 = \frac{S_1 + S_3}{2} = \frac{0,480725 + 0,327}{2} = 0,4038625 \text{ m}^2$$

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_1 = 1,9 \times 0,480725 \times 2,5 = 2,283 \text{ t}$$

$$P_2 = 0,4 \times 2,5 \times 0,4038625 = 0,404t$$

$$P_3 = 11,20 \times 2,5 \times 0,327 = 9,156 t$$

$$P_t = 2 \times (1,683 + 0,404 + 9,156) = \mathbf{23,69 t}$$

$$P_{\text{poutres}} = \mathbf{23,69 t}$$

Le poids par unité de longueur est :

$$L = \mathbf{27 m}$$

$$P = 23,69/27 = \mathbf{0,877 t/ml}$$

Poids total des poutres (n= 10 poutres)

$$P_{\text{poutres}} = 0,877 \times 10 = \mathbf{8,77 t /ml}$$

4.2.1.2 Poids propre de la dalle

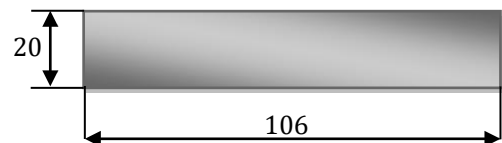


Épaisseur de la dalle est de 20 cm

$$P_{\text{dalle}} = 0,20 \times 10,7 \times 2,5 = \mathbf{5,350 t/ml}$$

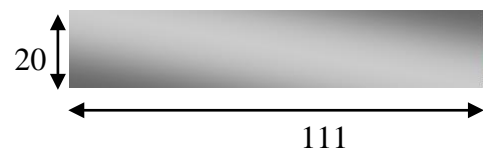
- **La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire et coté de rive**

$$P_{\text{dalle int}} = 0,20 \times 1,06 \times 2,5 = \mathbf{0,530 t/ml}$$



- **La charge de la dalle qui revient à la poutre de rive**

$$P_{\text{dalle rive}} = 0,20 \times 1,11 \times 2,5 = \mathbf{0,555 t/ml}$$



4.2.1.3 Poids propre de l'entretoise

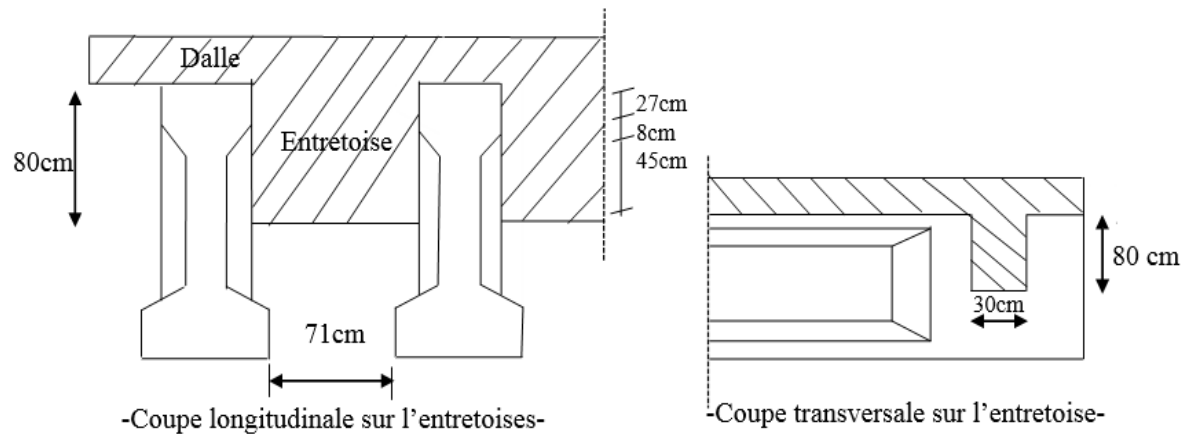


Figure.4.2 : L'entretoise d'about

$$P_{\text{entretoises}} = 0,3 \times 0,8 \times 0,71 \times 2,5 = \mathbf{0,426t}$$

- **Le poids total des entretoises**

$$2 \times 0,426 \times 9 = \mathbf{8,128}$$

$$P_{\text{entretoises}} = 8,128/27 = \mathbf{0,301 \text{ t/ml}}$$

$$\mathbf{CP} = P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{entretoises}} = 8,770 + 5,350 + 0,301 = \mathbf{14,421t/ml}$$

4.2.2 La charge complémentaire permanente (CCP)

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

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

4.2.2.1 Revêtement étanchéité

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité :

Couche de roulement = 0,08 m ;

$$P_{\text{rev}} = 2,2 \text{ t/m}^3 \text{ (Selon RCPR)}$$

$$P_{\text{rev}} = 2,2 \times 0,08 \times 7 = \mathbf{1,232 \text{ t/ml}}$$

- **La charge de revêtement + La chape d'étanchéité à la poutre intermédiaire**

$$P_{\text{rev intermédiaire}} = 2,2 \times 0,08 \times 1,06 = \mathbf{0,186 \text{ t/ml}}$$

- La charge de revêtement + La chape d'étanchéité à la poutre à coté de rive

$$P_{\text{rev coté de rive}} = 2,2 \times 0,08 \times 0,42 = \mathbf{0,074 \text{ t/ml}}$$

4.2.2.2 Le poids de trottoir et corniche

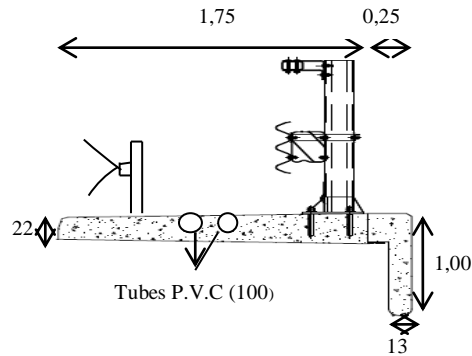


Figure.4.3:détail du trottoir

- ❖ Le poids de trottoir

$$S_{\text{trott}} = [1,75 \times 0,28 - (2 \times 3,14 \times \frac{0,1^2}{4}) - (\frac{0,03^2}{2})] = \mathbf{0,474 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{trot}} = 0,474 \times 2,5 = \mathbf{1,185 \text{ t/ml}}$$

- ❖ Poids de la corniche

$$S_{\text{cor}} = [(0,13 \times 0,72) + (0,28 \times 0,25) - (\frac{0,015^2}{2})] = \mathbf{0,178 \text{ m}^2}$$

$$P_{\text{cor}} = 0,178 \times 2,5 = \mathbf{0,445 \text{ t/ml}}$$

- La charge du trottoir + corniche qui revient à la poutre de rive

$$p_I = \left[\left(1,185 \times \frac{2}{3} \right) + 0,445 \right] = \mathbf{1,235 \text{ t/ml}}$$

- La charge du trottoir qui revient à la poutre à coté de rive

$$p_{\text{acr}} = (1,185/3) = \mathbf{0,395 \text{ t/ml}}$$

4.2.2.3 Poids de Gard corps

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

4.2.2.4 Le poids de glissière

$$P_{gs}=0.06t/ml$$

$$CCP = 2 \times (P_{trot}+ P_{corn}+P_{gl}+P_{GC}) + P_{rev}$$

$$CCP = 2 \times (1,185 + 0,445 + 0,1 + 0.06) + 1,232 = 4,812 t/ml$$

4.2.2.5 Poids total du tablier (G)

$$G = (CP + CCP) \times L = (14,421 + 4,812) \times 27 = 519,291t$$

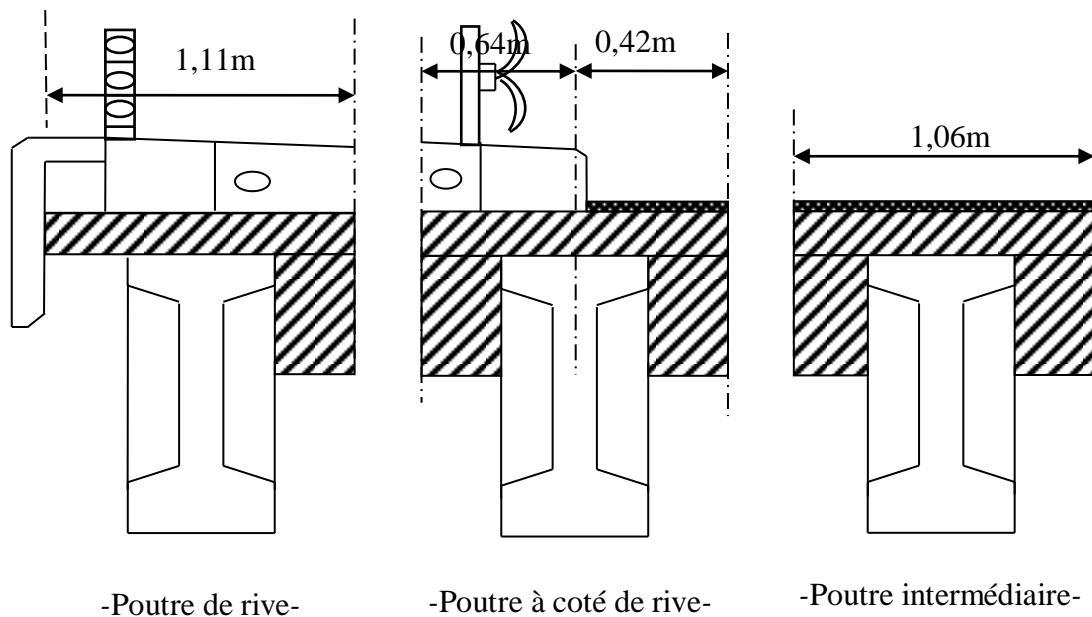


Figure.4.4 : La charge du trottoir et corniche qui revient à la poutre de rive et coté de rive

Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre coté de rive	Poutre intermédiaire
Poutre seule	0,877	0,877	0,877
Dalle	0,555	0,530	0,530
Revêtement	/	0,074	0,186
Corniche et trottoir	1,235	0,395	/
garde-corps	0,100	/	/
Glissière	/	0,06	/
l'entretoise	0,016	0,032	0,032
La somme	2,783	1,968	1,625

Tableau.4.1 : Les charges permanentes pour chaque type de poutre

4.3 Calculs des surcharges routières

Elles sont définies par le fascicule 61 titre 2 de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante : [3]

- ❖ La surcharge de type A(L).
- ❖ Système B (Bc et Bt).
- ❖ La surcharge militaire Mc120.
- ❖ Les surcharges sur trottoirs.
- ❖ Système de charges exceptionnelles D240.

4.3.1 Détermination des caractéristiques du pont

4.3.1.1. Classe du pont

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

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

Tableau.4.2 : Classe du pont

Dans notre cas : $L_R = 7 \text{ m}$ \Rightarrow Donc ce pont est de la 1^{ère} classe.

4.3.1.2 La largeur rouable (L_R)

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Elle est égale dans notre cas à :

$$L_r = 7 \text{ m}$$

4.3.1.3 La largeur chargeable (L_c)

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

Dans notre cas: $L_c = 6 \text{ m}$

4.3.1.4 Nombre de voies

La détermination du nombre de voies est donnée selon la relation suivante :

$$m = E\left(\frac{L_C}{m}\right) = E\left(\frac{6}{3}\right) = \mathbf{2 \text{ voies}}$$

4.3.1.5 Largeur d'une voie (L_V)

La largeur d'une voie est en fonction du nombre de voies et la largeur chargeable selon la relation suivante :

$$L_V = \frac{L_C}{m} = \frac{6}{2} = \mathbf{3m}$$

Donc on adopte deux voies (02) avec une largeur de 3,00 m pour chaque voie.

4.3.2 Les surcharges à étudier

4.3.2.1 Système de charge A(L)

Le système de charges A est une charge uniforme dont l'intensité A(L) dépend de la longueur chargée (L) et les facteurs a_1 et a_2 dépendent du nombre de voies chargées et de la classe de l'ouvrage, cette charge vaut $A = a_1 a_2 \times A(L)$ pour une portée de $l \leq 200$ m.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} (\text{Kg/m}^2)$$

Avec :

L : longueur chargée en (m).

$$\mathbf{L=26.55m}$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{26.55 + 12} = \mathbf{1163.852 \text{ kg/m}^2}$$

$$\mathbf{A(L) = 1,163t/m^2}$$

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

	1voie	2voie	3voie	4voie	≥ 5voie
1 ^{ère} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{ème} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{ème} classe	0,90	0,80	/	/	/

Tableau.4.3 : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge a_2 : coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont.

$$a_2 = V_0/V_V$$

Avec :
$$\begin{cases} V_0 = 3,5 \text{ (pont de 1ème classe)} \\ V_V = 3\text{m (largeur de l'avoie)} \end{cases}$$

$$a_2 = \frac{3,5}{3} = 1,167$$

Nbr de voies	a_1	a_2	$A(L) \times a_1 \times a_2$	V(m)	A(L) (t/ml)
1	1	1,167	1,357	3	4,072
2	1	1,167	1,357	6	8,142

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

4.3.2.2 Système de charges B

Le système de charge b comprend trois sous-systèmes les suivantes : [3]

- Sous système bc: se compose de camions de (30t).
- Sous système bi: se compose de tandems de (32t).
- Sous système br: se compose d'une roue isolée de (10t).

1) Système Bc

Un camion type du système **Bc** comporte trois essieux.

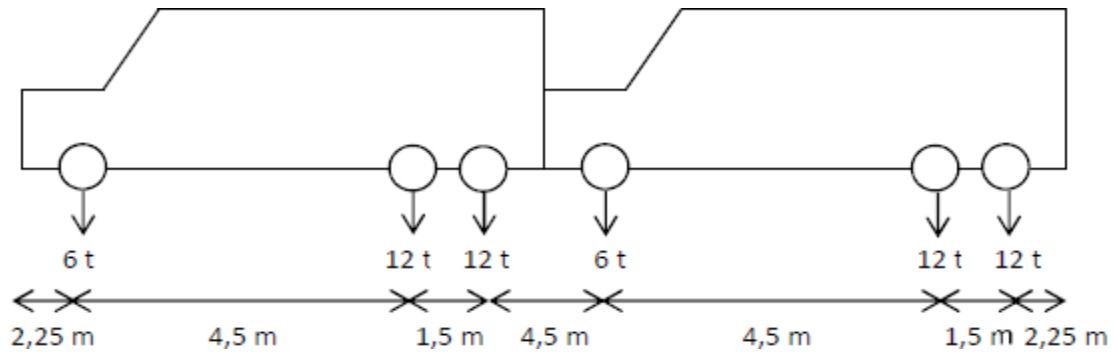
Les sollicitations calculées sous ce type de convoi sont pondérées par un coefficient **bc** dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Ce coefficient est donné dans le tableau ci-dessous :

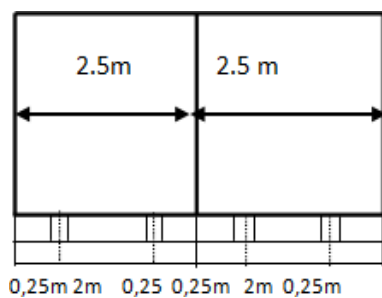
Classe du pont	Nombre de fils considéré				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

Tableau.4.5 : Coefficient bc

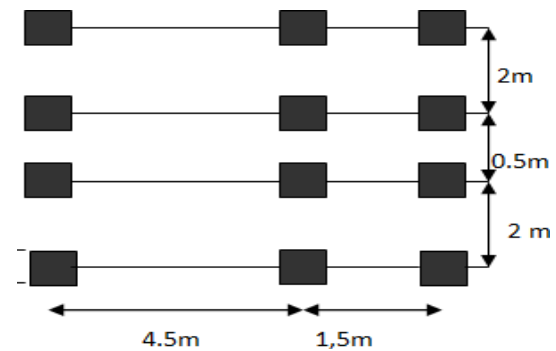
- **Disposition du chargement Bc:** camions est limité à deux.
- **Transversalement :** Le nombre de camions disposés
- **Longitudinalement :** Le nombre de
- sur la chaussée est égale à nombre de voies.



Longitudinalement



Transversalement



En plan

Figure.4.5 : Schémas du système Bc

Dans notre cas : $L = 26,55$ m et 2 voies chargées

On peut disposer deux camions Bc longitudinalement et deux transversalement.

Les charges du système Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ_{bc} donné par la formule suivante:

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times L} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Tel que :

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,
- G : sa charge permanente.

- S : sa charge maximale

Dans notre cas : pont de 1^{ème} classe et 2 voies chargées (**b_c = 1,1**)

$L = 26,55 \text{ m}$

$S = 30 \times 4 \times 1,1 = 132 \text{ tG} = 519,291 \text{ t}$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26,5} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{519,291}{132}} = 1,099$$

	b_c	δ_{bc}	chargesparessieu (t)	
1voie	1,20	1,099	E avant	$6 \times 1,2 \times 1,099 = 7,913$
			E arrière	$12 \times 1,2 \times 1,099 = 15,826$
2voies	1,10	1,099	E avant	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,099 = 15,826$
			E arrière	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1,099 = 29,014$

Tableau.4.6 : Charges de Bc par essieu

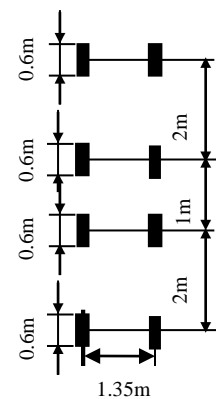
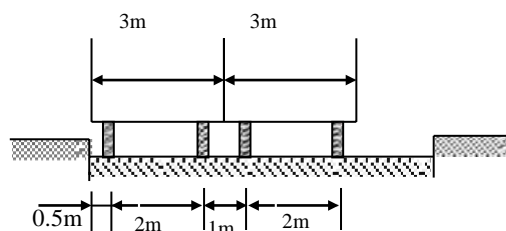
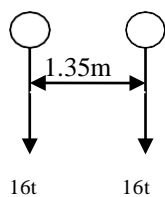
2) Système de charge Bt

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

Les valeurs des charges B_t sont multipliées par un coefficient « **b_t** » en fonction de la classe du pont: Première classe → $b_t = 1$

Deuxième classe → $b_t = 0,9$

Il est soumis à la même disposition que le système Bc. Ses caractéristiques sont définies dans la figure ci-dessous :



Transversalement

Longitudinalement

En plan

Figure.4.6 : schémas du système Bt

- Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times L} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Dans notre cas : pont de 1^{er} classe ($b_t= 1$).

$L = 26,55\text{m}$; $S = 32 \times 2 \times 1=64\text{t}$; $G = 519,291\text{t}$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26.5} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{519.291}{64}} = 1.081$$

	b_t	δ_t	chargesparessieu(t)
1 voie	1	1,081	$16 \times 1 \times 1,081 = 17,296$
2 voies	1	1,081	$2 \times 16 \times 1 \times 1,081 = 34,592$

Tableau.4.7 : charges de Bt par essieu

4.3.2.3 Système de charge militaire Mc120

Ce système a une charge totale de **110 t** dont les dimensions sont de **6.1 m** de longueur et de **4.3 m** de largeur, le système MC120 comporte deux chenilles dont la largeur de chacune est de 1m. Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

Transversalement : Un seul convoi est supposé circuler sur la chaussée quel que soit sa largeur.

Longitudinalement : limite entre entraxe de deux convois est de 36,6 m.

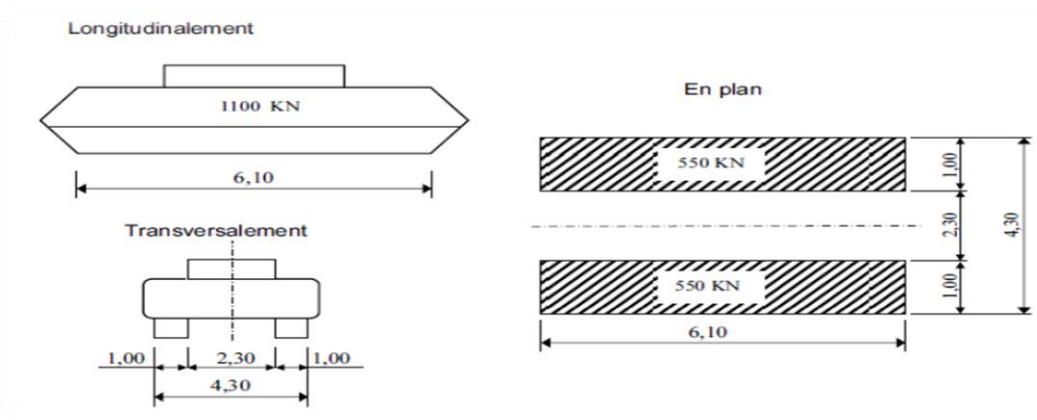


Figure.4.7 : schémas du système Mc120

- Masse totale de chenille : **110t**

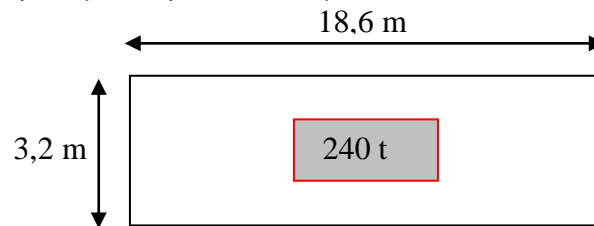
$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 26,5} + \frac{0,60}{1 + 4 \times \frac{519,291}{110}} = \mathbf{1,093}$$

4.3.2.4 Système de charges exceptionnelles D₂₄₀

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

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

Le poids /ml : P = (240 / 18,6) = **12,90t/ml**



4.3.2.5 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.

- Un trottoir chargé : P_{trott} = 0,15 × 1,75 = **0,26t/ml**
- Deux trottoirs chargés : P_{2trott} = 2 × 0,15 × 1,75 = **0,52t/ml**

4.4 Les effets horizontaux

a) Effet de freinage

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

✓ L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par : F_H = F. A(L)

✓ Avec : F = 1/(20 + 0,0035.S)

S = L_C × L (La surface chargée m²).

	A (t)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	4,072 × 26,55 = 108,112	3 × 26,55 = 78,650	0,049	5,297
2 voies	8,142 × 26,55 = 216,170	6 × 26,55 = 159,300	0,048	10,376

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

b) 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/m^2) . [3]

c) 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 piles.

Dans notre cas :

L'action sismique sera définie selon les « Règles parasismiques algériennes : RPOA 2008.

- **Catégorie de l'ouvrage**

Les catégories d'importance considérées pour les ponts neufs sont les suivants :

Groupe de d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau.4.8 : classification des ponts

Catégories d'importance \Leftrightarrow Pont important \Leftrightarrow Groupe d'usage = 2.

- **Zone sismique**

Les zones sismiques prévues sont les suivantes :

- Zone **0** : négligeable.
- Zone **I** : faible.
- Zone **IIa** : moyenne.
- Zone **IIb** : élevée.
- Zone **III** : très élevée.

Zone sismique **IIa** \Leftrightarrow (sismicité moyenne) ;

Groupe de pont \Leftrightarrow

Accélération au sol de référence : $A = 0,20 \times g$.

- **Caractéristiques du sol**

Catégorie de site S2 \Rightarrow (SITE FERME).

Groupe de pont	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0,15	0,25	0,30	0,40
Groupe 2	0,12	0,20	0,20	0,30
Groupe 3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau.4.9: coefficient d'accélération sismique

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau.4.10: valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Les valeurs d'amortissement à considérer sont $\xi = 5\%$ ($\eta = 1,0$) pour tous les périodes de vibration.

On reportée ci de suite les spectres de réponse en accélération horizontale et verticale standard ($\xi = 5\%$ $\eta = 1,0$) pour le sol de catégorie S2.

4.4.1 Détermination de l'action sismique longitudinale et verticale

Un calcul des deux composantes de la force sismique globale a été fait (EH et EV) en premier lieu, puis une répartition de ces forces sismiques sur les différents appuis de notre ouvrage selon leurs rigidités.[4]

On applique au tablier une force horizontale E donnée par l'expression : $F = M \cdot S_a(T)$

M : masse du système.

S_{ae}: Accélération horizontal.

S_{av}: Accélération vertical.

- pour un fût encastrée en pied :

$$KP = n \frac{3EI}{h^3}$$

Avec :

n : le nombre de fûts de la pile.

E : module de Young de béton.

I : l'inertie longitudinale d'un fût.

h : la hauteur du fût de pile.

- Raideur des appuis

- **Sur culée**

$$K_{\text{culée}} = \infty$$

- **Sur pile**

$$E = 330000000 \text{ KN/m}^2$$

$$K_{\text{pile}} = 26440 \text{ KN}$$

- Raideur des appareils d'appui

$$K_{\text{appareil}} = n \cdot \frac{G \times a \times b}{e}$$

G : le module de cisaillement de l'appareil.

a, b : les dimensions en plan de l'appareil.

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil.

n : le nombre d'appareil par élément porteur.

$$K_{\text{appareil (culée)}} = 22500 \text{ KN/m.}$$

$$K_{\text{appareil (pile)}} = 45000 \text{ KN/m.}$$

- Raideur totale par appui

- **Sur culée : K T. Culée = 22500 KN/m**

- **Sur pile : K T.pile = 44430 KN/m**

- Raideur du système

$$K = 71440 \text{ KN/m}$$

- Evaluation de la période propre et du poids de l'ouvrage :

$$M = 1041,65 \text{ t} ; T = 0,76 \text{ s}$$

- Composante horizontale et verticale

$$E_x = M \times S_{ae} = 291,662 \text{ t}$$

$$E_y = M \times S_{av} = 333,328 \text{ t}$$

Majoration de la force selon l'RPOA

$$EX = Ex + 0,3Ey = 391,660t$$

$$EY = 0,3Ex + Ey = 420,827 t$$

Répartition des actions sismiques

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

- pour pile

$$FX_{pile} = 111,84t.$$

$$FY_{pile} = 168 t.$$

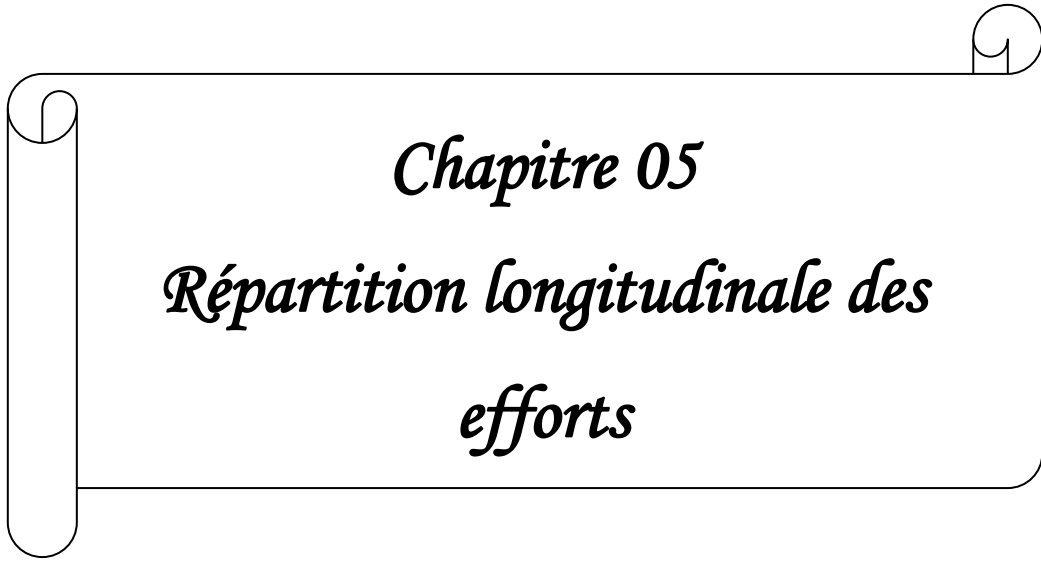
- pour culée

$$FX_{culée} = 95,19 t.$$

$$FY_{culée} = 85,08t.$$

4.5 Conclusion

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



Chapitre 05

Répartition longitudinale des efforts

5.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons procéder à l'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants pour chaque cas de charge ceci en utilisant les lignes d'influences pour différentes sections de poutres.

5.2 Evaluation des efforts dans la poutre

5.2.1 Les éléments de réduction dus au poids propre

Par la R.D.M

✓ Les réactions

$$R_A = R_B = \frac{g}{2}l$$

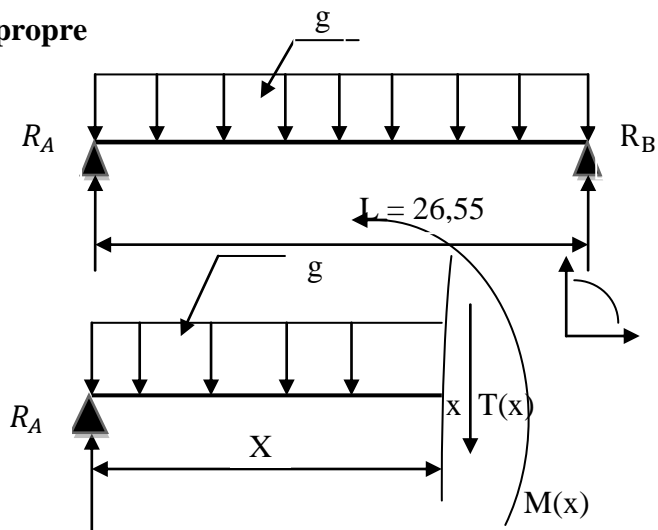
✓ Le moment

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

✓ L'effort tranchant

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

➤ Poutre seule



section	g(t/ml)	R(t)	M (t.m)	T(t)
0,00L	0,877	11,642	0	11,642
0,25 L	0,877	/	57,955	5,821
0,5L	0,877	/	77,272	0

Tableau.5.1 : Calcul des éléments de réductions dus aux charges (poutre seule)

➤ Entretoise

désignation	Section	g(t/ml)	M (t.m)	T(t)	R(t)
Poutre intermédiaire	0,00L	0,032	0	0,425	0,425
	0,25L	0,032	2,116	0,213	/
	0,5L	0,032	2,822	0	/
Poutre de rive	0,00L	0,016	0	0,212	0,212
	0,25L	0,016	1,359	0,106	/
	0,5L	0,016	1,404	0	/
Poutre coté de rive	0,00L	0,032	0	0,425	0,425
	0,25L	0,032	2,116	0,213	/
	0,5L	0,032	2,822	0	/

Tableau.5.2 : Calcul des éléments de réduction dus aux charges (entretoise)

➤ Hourdis

désignation	Section	g(t/ml)	M (t.m)	T(t)	R(t)
Poutre intermédiaire	0,00L	0,530	0	7,035	7,035
	0,25L	0,530	35,020	3,517	/
	0,5L	0,530	46,689	0	/
Poutre de rive	0,00L	0,555	0	7,367	7,367
	0,25L	0,555	36,672	3,683	/
	0,5L	0,555	48,894	0	/
Poutre coté de rive	0,00L	0,530	0	7,035	7,035
	0,25L	0,530	35,020	3,517	/
	0,5L	0,530	46,689	0	/

Tableau.5.3 : Calcul des éléments de réduction dus aux charges (dalle)

5.2.2 Sollicitations dues aux charges complémentaires permanentes

➤ Revêtement

désignation	Section	g(t/ml)	M(t.m)	T(t)	R(t)
Poutre intermédiaire	0,00L	0,186	0	2,469	2,469
	0,25L	0,186	12,291	1,234	/
	0,5L	0,186	16,387	0	/
Poutre de rive	0,00L	0	0	0	0
	0,25L	0	0	0	/
	0,5L	0	0	0	/
Poutre coté de rive	0,00L	0,074	0	0,982	0,982
	0,25L	0,074	4,888	0,490	/
	0,5L	0,074	6,516	0	/

Tableau.5.4 : Calcul des éléments de réduction dus aux charges (revêtement)

➤ Trottoir +corniche +GC+Gs

désignation	Section	g(t/ml)	M (t.m)	T(t)	R(t)
Poutre intermédiaire	0,00L	0	0	0	0
	0,25L	0	0	0	/
	0,5L	0	0	0	/
Poutre de rive	0,00L	1,395	0	18,519	18,519
	0,25L	1,395	92,191	9,260	/
	0,5L	1,395	122,922	0	/
Poutre coté de rive	0,00L	0,555	0	7,368	7,368
	0,25L	0,555	36,679	3,684	/
	0,5L	0,555	48,908	0	/

Tableau.5.5 : Calcul des éléments de réductions dus aux charges
(trottoir+corniche+GC+Gs)

Tableau récapitulatif (poutre + trottoir + dalle + revêtement) des M, T, R

désignation	Section	M (t.m)	T (t)	R (t)
Poutre intermédiaire	0,00L	0	21,571	21,571
	0,25L	107,382	10,785	/
	0,50L	143,170	0	/
Poutre de rive	0,00L	0	37,740	37,740
	0,25L	188,177	18,870	/
	0,50L	250,492	0	/
Poutre coté de rive	0,00L	0	27,452	27,452
	0,25L	136,658	13,725	/
	0,50L	182,207	0,00	/

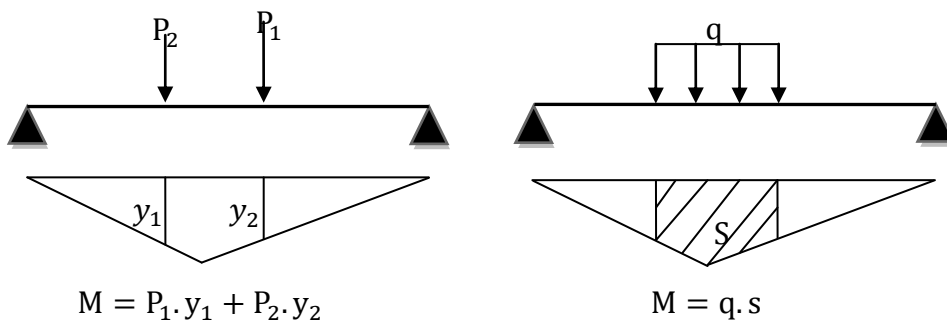
Tableau.5.6 : récapitulatif (poutre + trottoir + dalle + revêtement) des M, T, R

5.3 Sollicitation dues aux charges roulantes**5.3.1 Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges**

- **La ligne d'influence**

Lorsque les charges sont mobiles la méthode de la R.D.M n'est pas facile à appliquer, dans ce cas on utilise les fonctions d'influence des effets élastiques (M, T).

Les graphes qui représentent ces fonctions sont appelle « lignes d'influences ».



• **Théorème de BARRE**

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

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.[6]

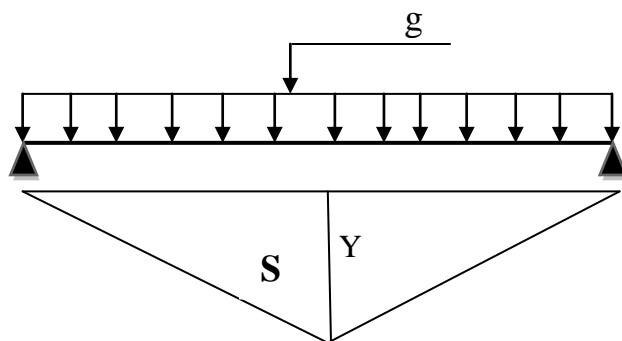
5.3.1.1 Pour X=0,5L

a) Système A(L) et trottoir

$$Y = 13,275^2 / 26,55$$

$$Y = 6,637 \text{ m}$$

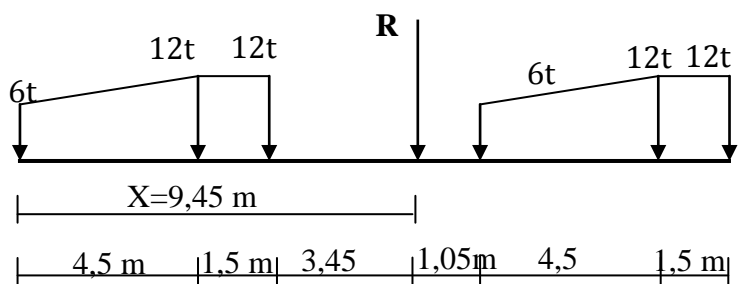
$$S = 2 \left(\frac{6,637 \times 13,275}{2} \right) = 88,106 \text{ m}^2$$



b) Système Bc

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

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



Position de la résultante

$$X = 12[(16,5 + 6 + 15 + 4,5) + 6(10,5)] / 60 = 9,45 \text{ m}$$

- 1^{er} cas : la résultante R se trouve à la droite de l'axe de la poutre

$$d = X - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$d/2 = a = 1,725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{11,55 \times 15}{26,55} = 6,525$$

$$Y = 6,525 \text{ m}$$

$$Y_1 = 3,135 \text{ m}$$

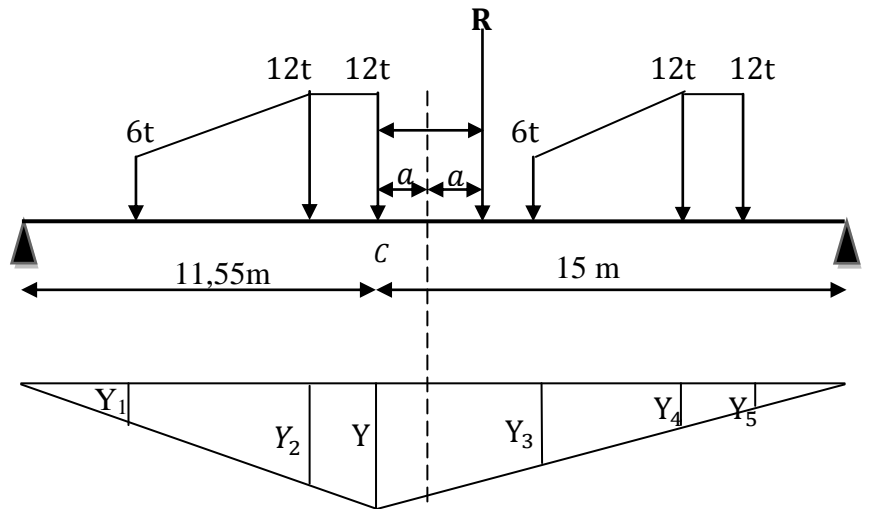
$$Y_2 = 5,677 \text{ m}$$

$$Y_3 = 4,566 \text{ m}$$

$$Y_4 = 2,609 \text{ m}$$

$$Y_5 = 1,957 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 7,701 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 16,768 \text{ m} \end{cases}$$



- 2^{ème} cas: la résultante R se trouve à la gauche de l'axe de la poutre

$$X = 7,05 \text{ m}$$

$$d = x - 6 = 1,05 \text{ m}$$

$$d/2 = 0,525 \text{ m}$$

$$Y = \frac{13,537 \times 13,013}{26,55} = 6,635$$

$$Y = 6,635 \text{ m}$$

$$Y_1 = 1,488 \text{ m}$$

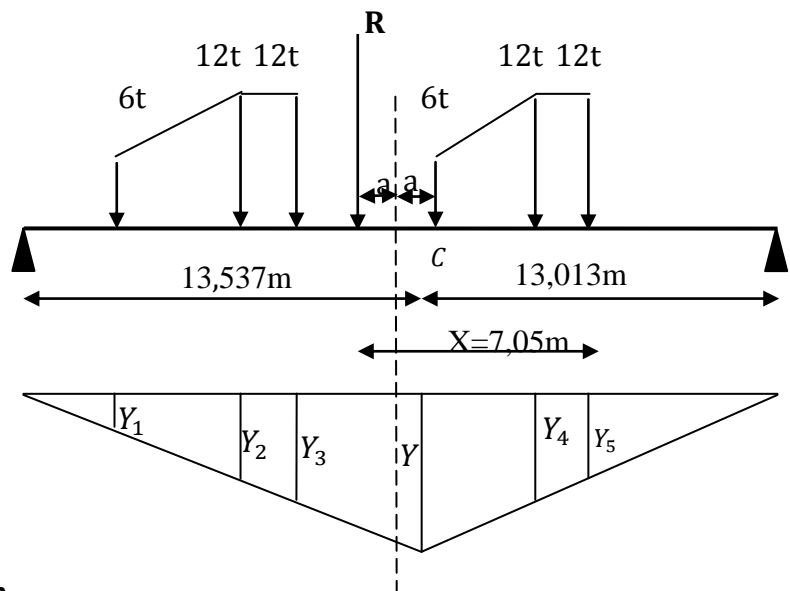
$$Y_2 = 3,694 \text{ m}$$

$$Y_3 = 4,429 \text{ m}$$

$$Y_4 = 4,340 \text{ m}$$

$$Y_5 = 3,576 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 8,123 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 16,039 \text{ m} \end{cases}$$



- L'effet le plus défavorable

1^{er} cas : $(6 \times 7,701 + 12 \times 16,768) = 247,422 \text{ t.m}$

2^{ème} cas : $(6 \times 8,123 + 12 \times 16,039) = 241,206 \text{ t.m}$

$247,422 > 241,206 \text{t.m} \Rightarrow$ Le 1^{er} cas est l'effet le plus défavorable.

c) Système B_t

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

$$X = \frac{16 \times 1,35}{32} = 0,6750 \text{ m}$$

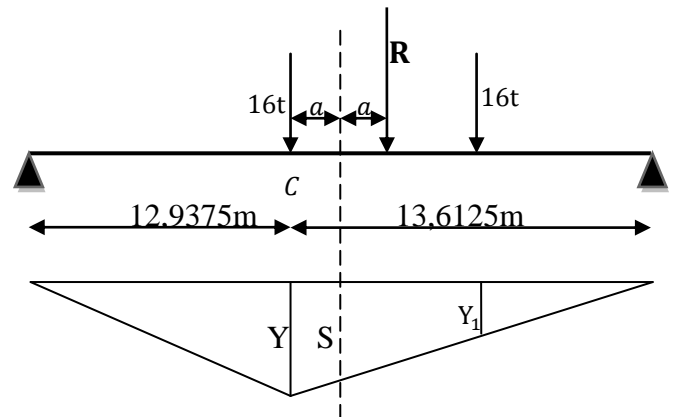
$$\frac{d}{2} = \frac{X}{2} = 0,3375 \text{ m}$$

$$Y = \frac{12,9375 \times 13,6125}{26,55} = 6,633$$

$Y = 6,633 \text{ m}$

$Y_1 = 5,975 \text{ m}$

$\Sigma Y_i = 12,608 \text{ m}$



d) Système M_{C120}

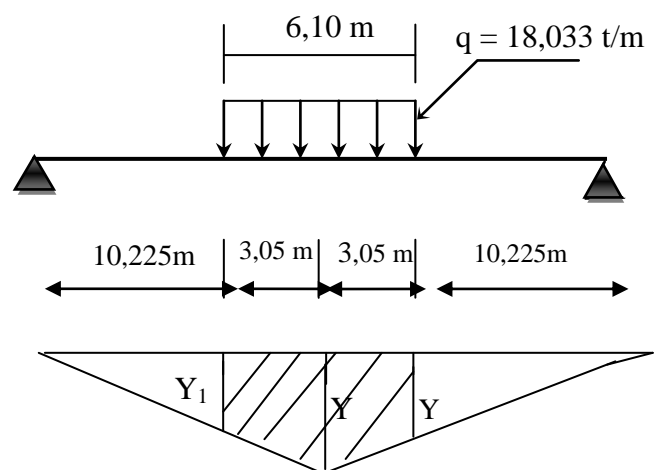
Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.

$$Y = \frac{13,275 \times 13,275}{26,55} = 6,637$$

$Y = 6,637 \text{ m}$

$Y_1 = Y_2 = 5,112 \text{ m}$

$$S = 2 \left(\frac{6,637+5,112}{2} \right) 3,05 = 35,834 \text{m}^2$$



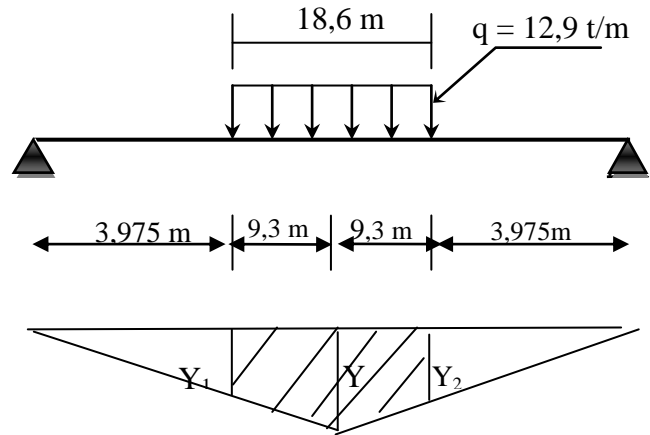
d) Système D240

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

$$Y = 6,637\text{m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 1,987\text{ m}$$

$$S = 2 \left(\frac{6,637+1,987}{2} \right) 9,3 = 80,203\text{m}^2$$



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

disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	Yi	M (t.m)	M ₀ =M /10
A(L)	1 voie	1,357	4,072	88,106	358,768	35,877
	2 voies		8,142		717,359	71,736
Bc	1 file	E. av	7,913	7,701	326,308	32,631
		E. ar	15,826	16,768		
	2 files	E. av	15,826	7,701	608,383	60,838
		E. ar	29,014	16,768		
Bt	1 tandem	16	17,296	12,608	218,068	21,807
	2 tandems	16	34,592		436,136	43,614
MC120		18,033	19,709	35,834	706,252	7,847
D240		12,9	12,9	80,203	1034,619	103,462
trottoirs	1 trottoire	0,15	0,26	88,106	22,908	2,291
	2 trottoires	0,15	0,52		45,815	4,582

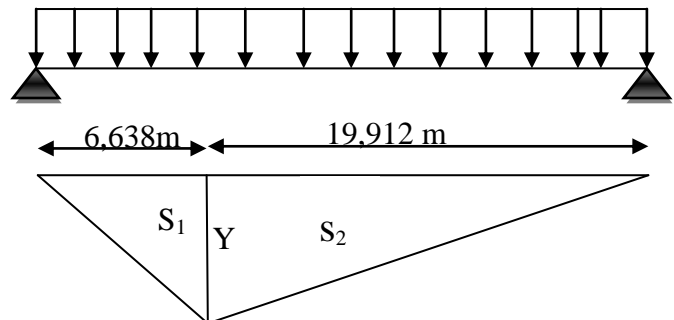
Tableau.5.7 : récapitulatif des moments fléchissant dus aux surcharges. (X=0,5L)

5.3.1.2 Pour X=0,25L

a) Système A (L) et trottoir

$$Y = \frac{6,638 \times 19,912}{26,55} = 4,978$$

$$Y = 4,978\text{ m}$$



$$S = S_1 + S_2 = \frac{6,638 + 19,912}{2} \times 4,978 = \mathbf{66,083 \text{ m}^2}$$

b) Système B_C

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

$$\begin{cases} W_{L1} \geq W \cdot a/L \\ W_{L2} \leq W \cdot a/L \end{cases}$$

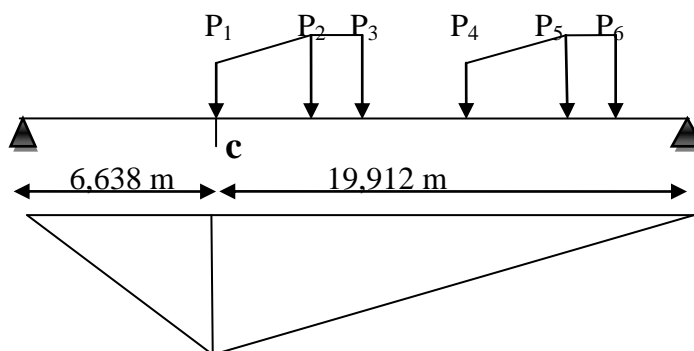
Avec :

a : L'abscisse du point C par rapport à l'appui gauche ;

W : Le résultat des charges ce qui trouve 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.



On résume tous les cas dans le tableau suivant

force en C	W (t)	W. $\frac{a}{L}$ (t)	W _{L1} (t)	verification	W _{L2} (t)	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

Il y a 2 cas qui vérifient les conditions.

1^{er} Cas : P₂ en C

$$Y = \frac{6,638 \times 19,912}{26,55} = 4,978$$

$$Y = 4,978 \text{ m}$$

$$Y_1 = 1,603 \text{ m}$$

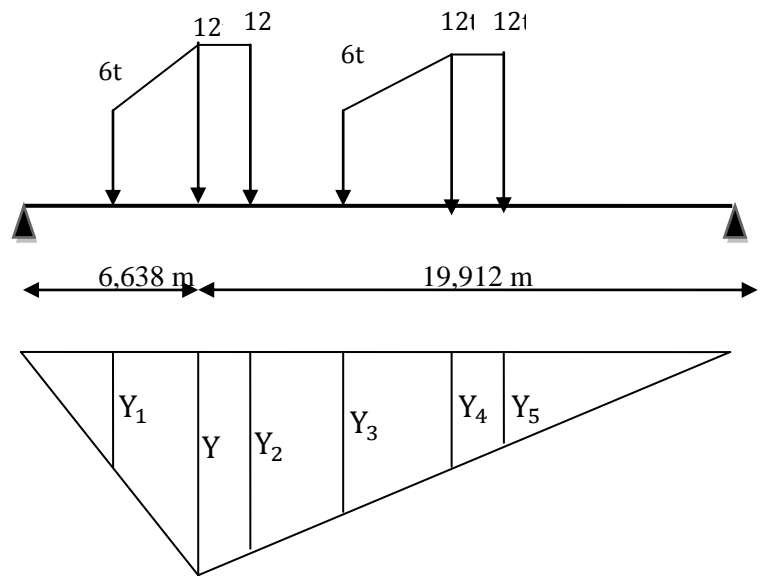
$$Y_2 = 4,603 \text{ m}$$

$$Y_3 = 3,478 \text{ m}$$

$$Y_4 = 2,353 \text{ m}$$

$$Y_5 = 1,978 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 5,081 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 13,912 \text{ m} \end{cases}$$



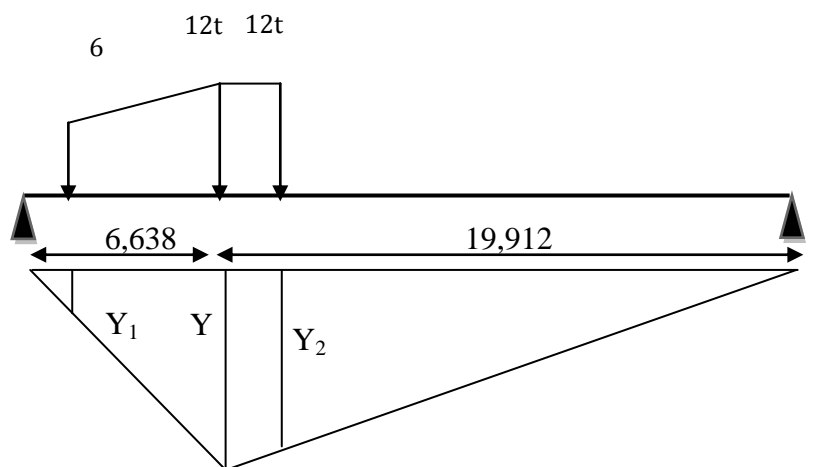
2^{ème} Cas : P₅ en C

$$Y = 4,978 \text{ m}$$

$$Y_1 = 1,603 \text{ m}$$

$$Y_2 = 4,603 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 1,603 \text{ m} \\ \text{essieux arrière: } \sum Y_i = 9,581 \text{ m} \end{cases}$$



❖ **Les moments**

$$M = \sum P_i \times y_i$$

- L'effet le plus défavorable

1^{er} cas : $(6 \times 5,081 + 12 \times 13,912) = 197,43 \text{ t.m}$

2^{ème} cas : $(6 \times 1,603 + 12 \times 9,581) = 124,590 \text{ t.m}$

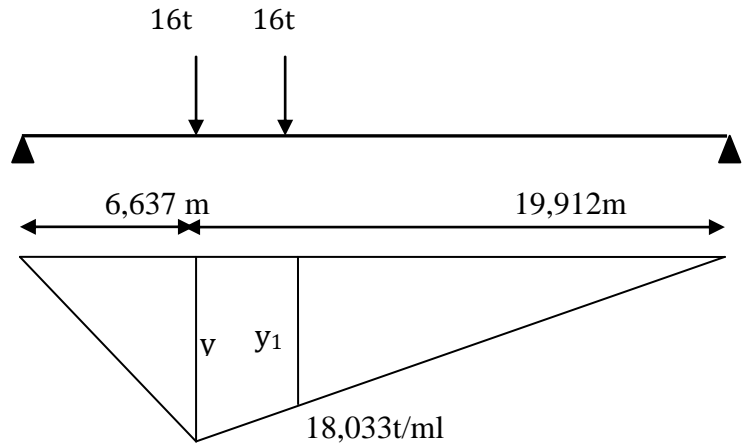
$197,43 > 124,590 \text{ t.m} \Rightarrow$ Le 1^{er} cas est l'effet le plus défavorable.

c) Système B_t

$Y = 4,978 \text{ m}$

$Y_1 = 4,641 \text{ m}$

$\sum Y_i = 9,619 \text{ m}$



d) Système M_{C120}

$\alpha = \frac{6,637}{26,55} = 0,25$

$\alpha \times 6,1 = 1,525 \text{ m}$

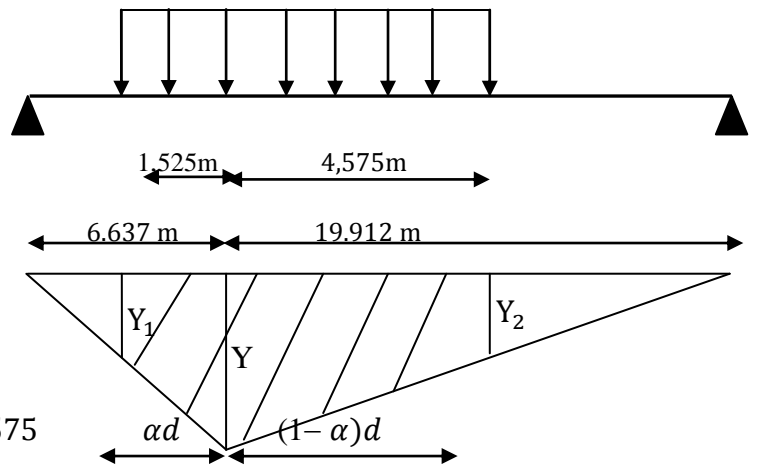
$(1 - \alpha) \times 6,1 = 4,575 \text{ m}$

$Y = 4,978 \text{ m}$

$Y_1 = Y_2 = 3,834 \text{ m}$

$S = \left(\frac{3,834 + 4,978}{2}\right) 1,525 + \left(\frac{3,834 + 4,978}{2}\right) 4,575$

$= 26,877 \text{ m}^2$



e) Système D240

$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{6,638}{26,55} = 0,25$

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

$(1 - \alpha) \times d = (1 - 0,25) \times 18,6 = 13,95 \text{ m}$

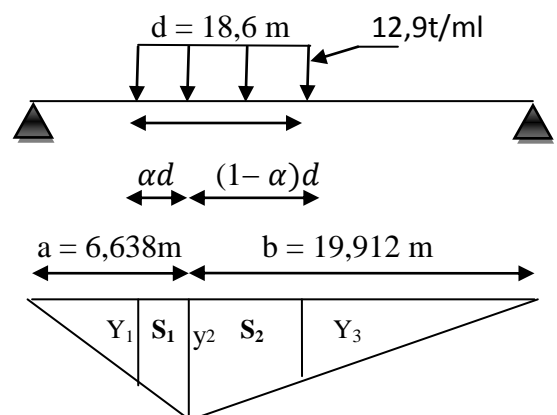
$Y_1 = Y_3 = 1,491 \text{ m}$

$Y_2 = 4,978 \text{ m}$

$S = S_1 + S_2$

$S = \frac{(1,491 + 4,978) \times (4,65 + 13,95)}{2}$

$S = 60,162 \text{ m}^2$



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

disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	Yi	M (t.m)	M ₀ =M /10
A(L)	1 voie	1,357	4,072	66,083	269,090	26,90
	2 voies		8,142		538,148	53,815
Bc	1 file	E. av	7,913	5,081	260,377	26,038
		E. ar	15,826	13,912		
	2 files	E. av	15,826	5,081	484,055	48,406
		E. ar	29,014	13,912		
Bt	1 tandem	16	17,296	9,619	166,370	16,637
	2 tandems	16	34,592		332,740	33,274
MC120		18,033	19,709	26,877	529,719	52,972
D240		12,9	12,9	60,162	776,090	77,609
Trottoirs	1 trottoire	0,15	0,26	66,083	17,182	1,718
	2 trottoires	0,15	0,52		34,363	3,436

Tableau.5.8 : récapitulation des moments fléchissant dus aux surcharges. (X = 0,25L)

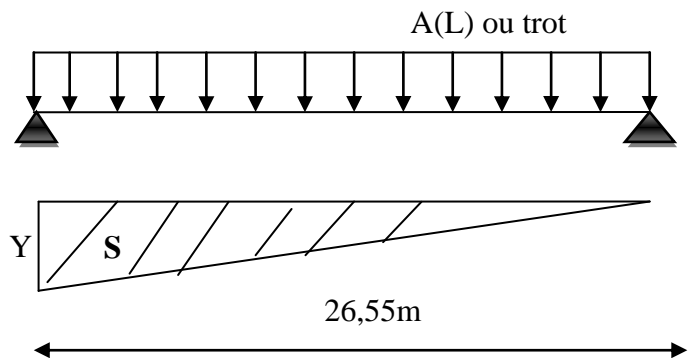
5.3.2 Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

5.3.2.1 Pour X=0,00L

a) Système A(L) et trottoir

Y = 1 m

$$S = \left(\frac{1,00 \times 26,55}{2} \right) = 13,275m^2$$



b) Système B_C

$Y = 1\text{ m}$

$Y_1 = 0,944\text{ m}$

$Y_2 = 0,774\text{ m}$

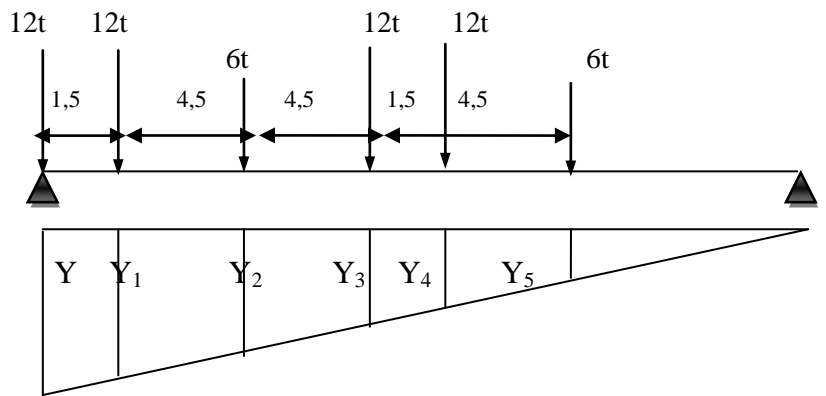
$Y_3 = 0,605\text{ m}$

$Y_4 = 0,548\text{ m}$

$Y_5 = 0,379\text{ m}$

essieux avant: $\sum Y_i = 1,153\text{ m}$

essieux arrière: $\sum Y_i = 3,097\text{ m}$

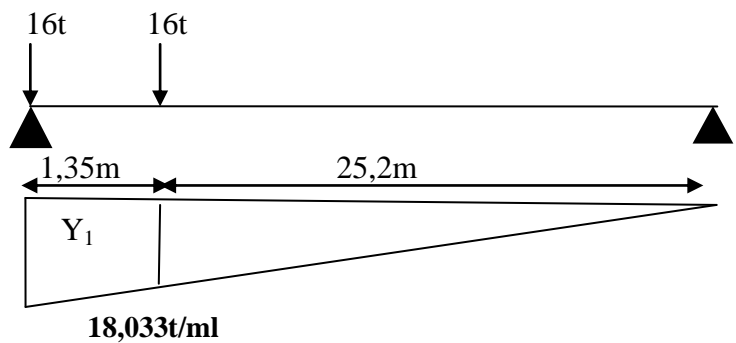


c) Système B_t

$Y_0 = 1\text{ m}$

$Y_1 = 0,949\text{ m}$

$\sum Y_i = 1,949\text{ m}$

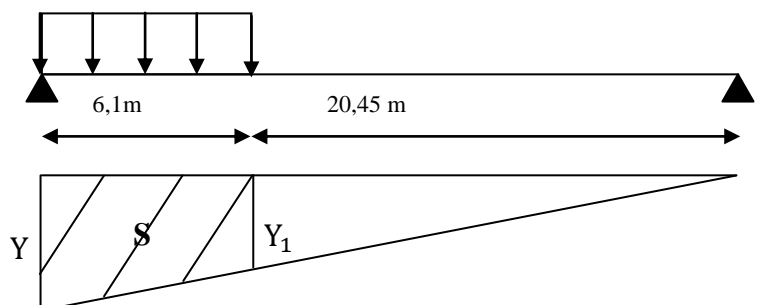


d) Système M_{C120}

$Y_0 = 1\text{ m}$

$Y_1 = 0,770\text{ m}$

$S = 5,399\text{ m}^2$

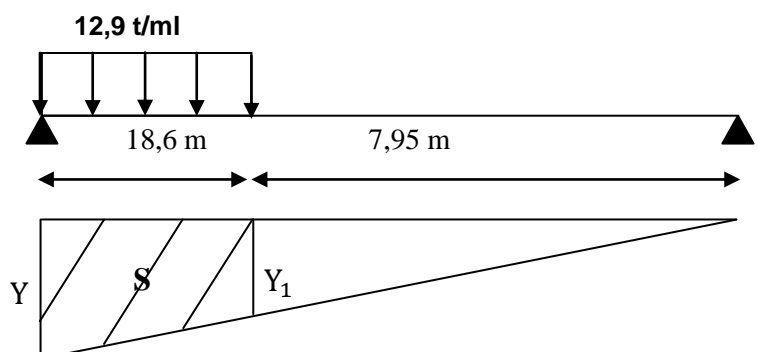


e) Système D₂₄₀

$Y = 1\text{ m}$

$Y_1 = 0,299\text{ m}$

$S = 12,081\text{ m}^2$



➤ Tableau récapitulatif des efforts tranchants : pour X = 0,00L

Disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	Yi	T (t)	T ₀ = T /10
A(L)	1 voie	1,357	4,072	13,275	54,056	5,406
	2 voies		8,142		108,085	10,809
Bc	1 file	E. av	7,913	1,153	58,137	5,814
		E. ar	15,826	3,097		
	2 files	E. av	15,826	1,153	108,104	10,810
		E. ar	29,014	3,097		
Bt	1 tandem	16	17,296	1,949	33,710	3,371
	2 tandems	16	34,592		67,420	6,742
MC120		18,033	19,709	5,399	106,409	10,641
D240		12,9	12,9	12,081	155,845	15,585
trottoirs	1 trottoir	0,15	0,26	13,275	3,452	0,345
	2 trottoirs	0,15	0,52		6,903	0,690

Tableau.5.9 : récapitulatif des efforts tranchants T dus aux surcharges. (X = 0,00L)

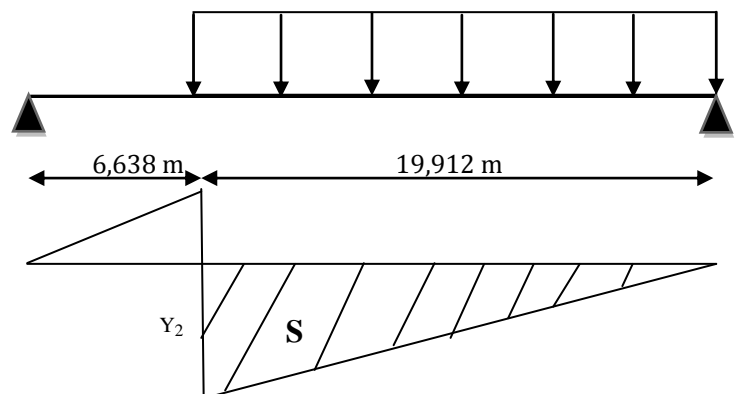
5.3.2.2 Pour X=0,25L

a) Système A(L) et trottoir

$$Y_1 = \frac{a}{l} = \frac{6,638}{26,55} = 0,25$$

$$Y_2 = \frac{b}{l} = \frac{19,912}{26,55} = 0,75$$

$$S = \left(\frac{0,75 \times 19,912}{2} \right) = 7,467 \text{ m}^2$$



b) Système B_c

$Y = 0,75 \text{ m}$

$Y_1 = 0,694 \text{ m}$

$Y_2 = 0,524 \text{ m}$

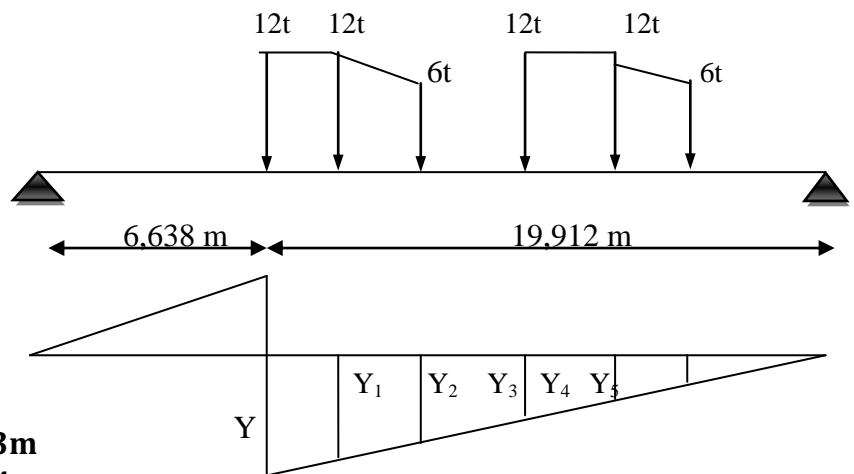
$Y_3 = 0,355 \text{ m}$

$Y_4 = 0,185 \text{ m}$

$Y_5 = 0,129 \text{ m}$

essieux avant: $\sum Y_i = 0,653 \text{ m}$

essieux arrière: $\sum Y_i = 1,984 \text{ m}$

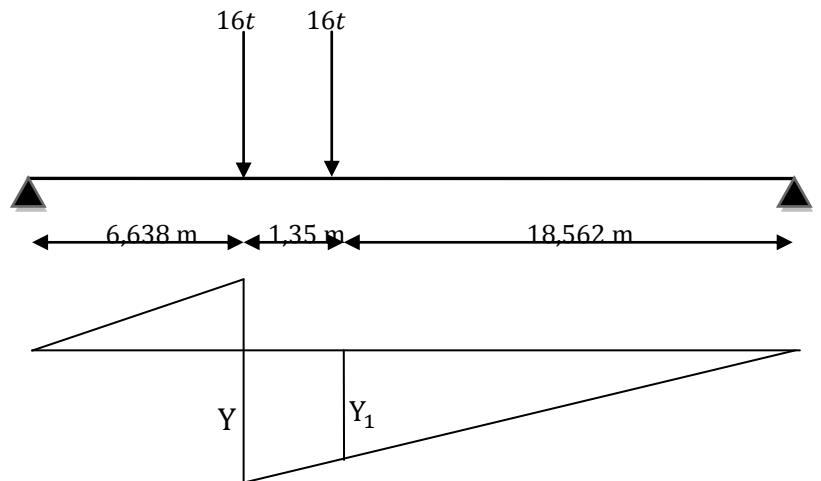


c) Système B_t

$Y = 0,75 \text{ m}$

$Y_1 = 0,699 \text{ m}$

$\sum Y_i = 1,449 \text{ m}$

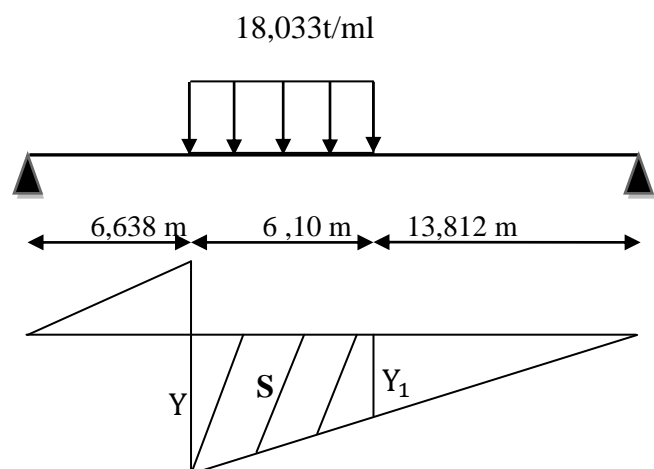


d) Système M_{C120}

$Y = 0,75 \text{ m}$

$Y_1 = 0,520 \text{ m}$

$S = \frac{6,10}{2} (0,75 + 0,520) = 3,874 \text{ m}^2$

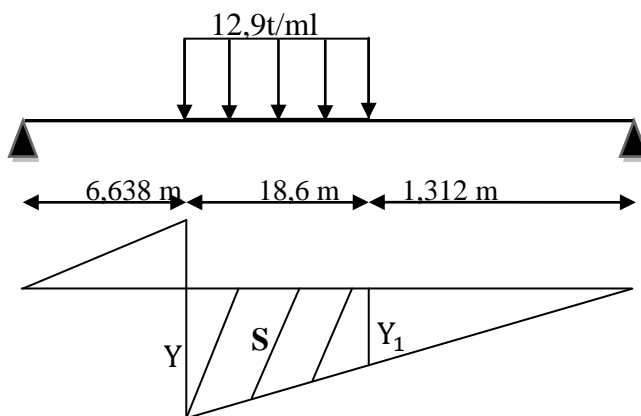


e) Système D240

$Y = 0,75 \text{ m}$

$Y_1 = 0,049 \text{ m}$

$S = \frac{18,6}{2} (0,75 + 0,049) = 7,431 \text{ m}^2$



➤ Tableau récapitulatif des efforts tranchants : pour $X = 0,25L$

disposition		Surcharge	Surcharge pondérés	Yi	T(t)	T ₀ = T /10
A(L)	1 voie	1,357	4,072	7,467	30,406	3,041
	2 voies		8,142		60,796	6,080
Bc	1 file	E. av	7,913	0,653	36,566	3,657
		E. ar	15,826	1,984		
	2 files	E. av	15,826	0,653	67,898	6,790
		E. ar	29,014	1,984		
Bt	1 tandem	16	17,296	1,449	25,062	2,506
	2 tandems	16	34,592		50,124	5,012
MC120		18,033	19,709	3,874	76,353	7,635
D240		12,9	12,9	7,431	95,860	9,586
trottoirs	1 trottoire	0,15	0,26	7,467	1,941	0,194
	2 trottoires	0,15	0,52		3,883	0,388

Tableau.5.10 : récapitulatif des efforts tranchants T dus aux surcharges. ($X = 0,25L$)

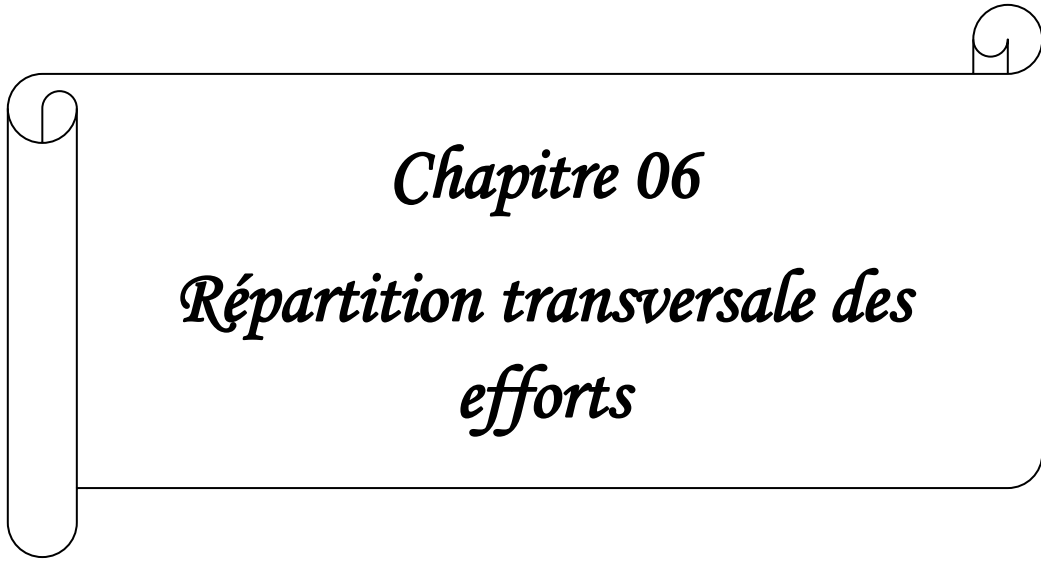
5.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a utilisé la méthode des lignes d'influence et le théorème de BARRE pour déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal dues à différentes surcharges routières (A (L), B, Mc120, D240...etc.).

Le calcul donne les résultats suivants :

$M_{\max} = 1034,619 \text{ t. m}$ (sous D240).

$T_{\max} = 155,845 \text{ t}$ (sous D240).



Chapitre 06

Répartition transversale des efforts

6.1 Introduction

Le rôle principal des éléments transversaux est la stabilisation des poutres contre le déversement ainsi la transmission du poids de la dalle et des charges verticales aux poutres.

La répartition transversale des charges dans les constructions planes dépend de l'efficacité de la liaison transversale des éléments portants principaux.

Dans ce chapitre on procédera à une répartition transversale afin de déterminer la poutre la plus sollicitée, et pour cela nous vérifions selon la rigidité de l'entretoise, la méthode qui convienne, à savoir :

- ❖ La méthode de "**GUYON-MASSONNET**".
- ❖ La méthode de "**J-COURBON**".

6.2 Choix de la méthode

Au début on calculera la valeur de la rigidité de l'entretoise "**r**" qui permet de déterminer la méthode utiliser grâce à la formule suivante :

$$r = \frac{n}{2} \times \frac{a}{L} \times \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

n : nombre de poutres ;

L : portée de la travée ;

a : entraxe des poutres ;

I_p : moment d'inertie de la poutre ;

I_E : moment d'inertie de l'entretoise ;

Si $r < 0,3$: la rigidité relative de l'entretoise est infinie, on applique la méthode de **J-COURBON**.

Si $r \geq 0,3$: la rigidité relative de l'entretoise est finie, on applique la méthode de **GUYON MASSONNET**.

6.2.1 Calcul de Moment d'inertie de la poutre (I_p)

Les sections de la poutre étant variables, on va calculer son moment d'inertie grâce à la

formule suivante: $I_P = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$

I_0 = Moment d’inertie de la poutre à l’about avec hourdis.

I_m = Moment d’inertie de la poutre en section médiane avec hourdis.

$$I_0 = 16140772,80 \text{ cm}^4$$

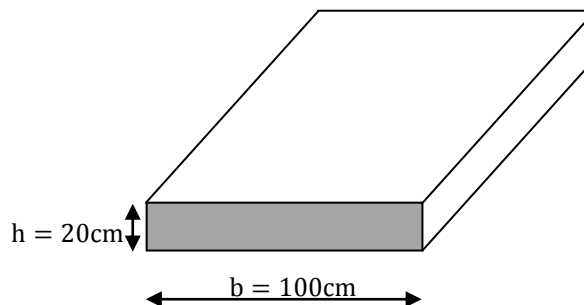
$$I_m = 14117563,94 \text{ cm}^4$$

$$I_P = 16140772,80 + (14117563,94 - 16140772,80) \frac{8}{3\pi} = 14423419,78 \text{ cm}^4$$

6.2.2 Calcul de Moment d’inertie de l’entretoise (I_E)

On prend une bande de 1m de largeur et 0.20m d’épaisseur.

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



$$n = 10$$

$$a = 1,06 \text{ m}$$

$$L = 26,55 \text{ m}$$

$$r = \frac{10 \times 1,06^4}{2 \times 26,55} \sqrt{\frac{14423419,78}{66666,667}} = 0,765$$

$r = 0,765 > 0,30$ Donc, on utilise la méthode de GUYON-MASSONNET.

6.3 Principes fondamentaux de la méthode de GUYON-MASSONNET

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l’ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d’analyser de façon approximative l’effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la

distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$P(x) = p \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Avec :

P est constante et L la portée de la travée. Les calculs peuvent être affinés en développant

la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

6.3.1 Paramètre de calcul

n = 10 (nombre des poutres).

a = 1,06m (entre axe des poutres).

b: demi-largeur active du pont.

Avec : $2b = n \times a = 10 \times 1,06 = 10,6 \text{ m} \Rightarrow b = 5,30 \text{ m}$

- **Rigidité flexionnelle par unité de longueur**

- **Poutre**

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{a} = \frac{14423419,78E}{106} = \mathbf{136069,998 E}$$

- **Dalle**

ρ_D : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

$$\rho_D = \frac{E \times I_E}{100} = \frac{66666,667E}{100} = \mathbf{666,667E}$$

- **Rigidité torsionnelle γ_p . γ_D**

- **Poutre**

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres par unité de longueur.

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \times h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right)$$

$$\text{avec } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0,2)} = \frac{E}{2,4}$$

h : la hauteur de la dalle.

ν : Coefficient de poisson.

G : module de déformation transversale du béton.

E : module de déformation longitudinale du béton.

b_i : la plus grand portée.

h_i : la plus petite coté.

▪ **Section homogénéisée**

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre ' C_p ' il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

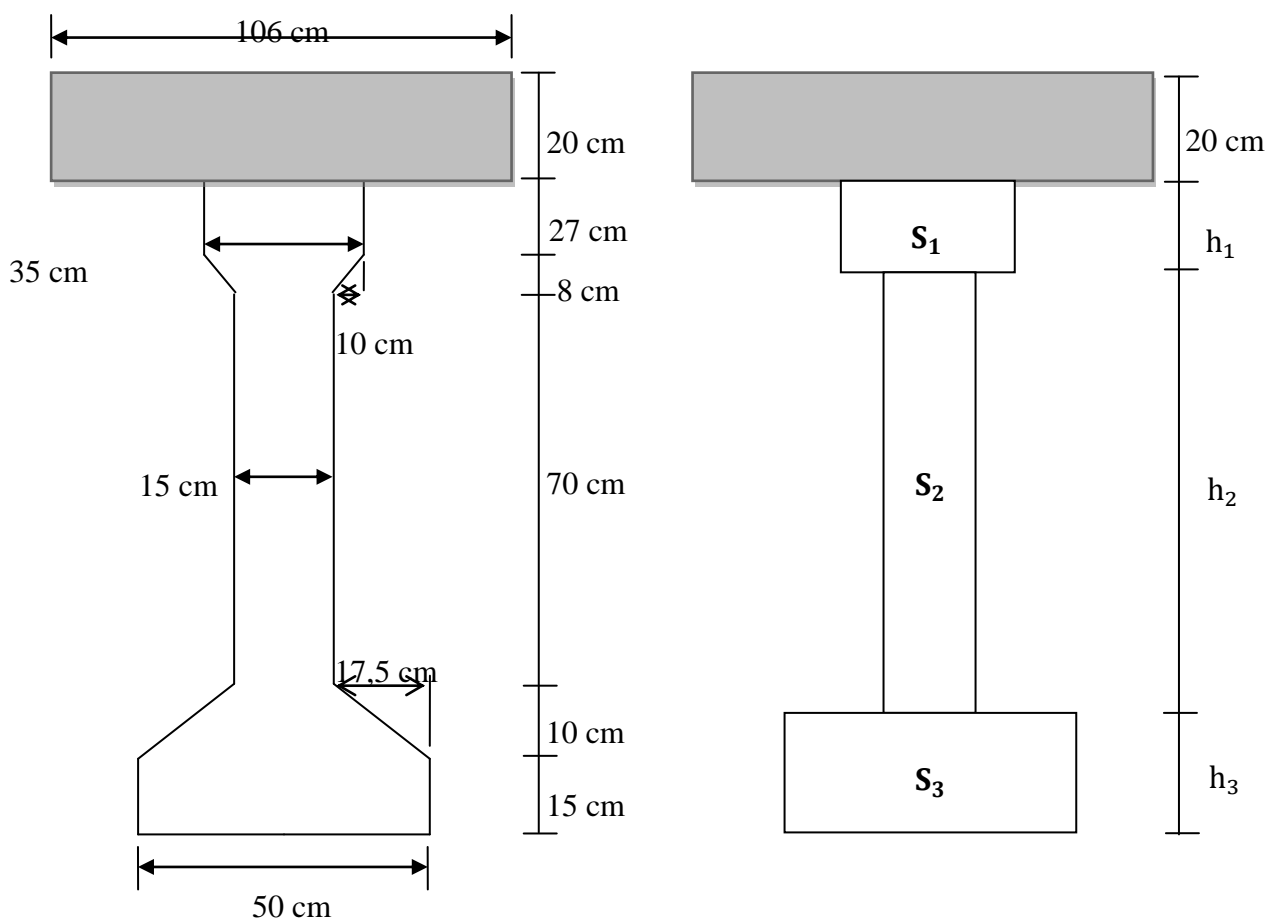


Figure.6.1 : Section homogénéisé

$$S_1 = (35 \times 27) + (15 + 35) \times 8 / 2 = \mathbf{1145 \text{ cm}^2}$$

$$S_2 = (15 \times 70) = \mathbf{1050 \text{ cm}^2}$$

$$S_3 = (50 \times 15) + (15 + 50) \times 10 / 2 = \mathbf{1075 \text{ cm}^2}$$

$$h_1 = \frac{S_1}{35} = \mathbf{32,71 \text{ cm}}$$

$$h_3 = \frac{S_3}{50} = \mathbf{21,5 \text{ cm}}$$

$$h_2 = 130 - (h_1 + h_3) = 130 - (32,71 + 21,5) = \mathbf{75,79 \text{ cm}}$$

$$C_p = \left(32,71^3 \times 35 + 15^3 \times 75,79 + 21,5^3 \times 50 + \frac{20^3 \times 106}{2} \right) \left(\frac{E}{2,4 \times 3} \right)$$

$$C_p = \mathbf{333560,486 E}$$

$$Y_p = \frac{C_p}{a} = \frac{333560,486 E}{106} = \mathbf{3146,797 E}$$

➤ **Dalle**

$$Y_D = \frac{C_D}{a} = \frac{55555,556 E}{100} = \mathbf{555,556 E}$$

$$\text{avec: } C_D = \frac{G \times b \times h^3}{2 \times 3} = \frac{E \times 100 \times 20^3}{6 \times 2,4} = 55555,556 E$$

6.3.2 Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha = \frac{Y_p + Y_D}{2 \times \sqrt{\rho_P \times \rho_D}} = \mathbf{0,194} \Rightarrow \quad \alpha = \mathbf{0,194}$$

6.3.3 Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \left(\frac{b}{L} \right)^4 \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_D}} \text{ Avec : } b = 5,30; L = 26,55 \text{ m} \Rightarrow \theta = \mathbf{0,754}$$

6.4 Détermination des coefficients de répartition transversale

6.4.1 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 Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0.05}$$

$$\theta > 1 \quad \Rightarrow K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0.5}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}$$

K_0 : Valeur de K correspondant à $\alpha = 0$

K_1 : Valeur de K correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation. et si la poutre se trouve entre deux sections on faire aussi une interpolation.

Notre cas donne :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{\beta}$$

➤ **Calcul de K_{moy}**

Après le traçage des lignes d'influences. On dispose les surcharges de façon pour avoir le cas le plus défavorable.

❖ **Surcharges concentrées**

$$k_{\alpha \text{ moy}} = \frac{\sum_i p_i \times k_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i k_i}{n}$$

❖ **Surcharges réparties**

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

❖ **Moment fléchissant longitudinal réel**

$$k_{\text{réel}} = k_{\alpha \text{ moy}} \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{M_T}{10}$$

▪ **Évaluation des valeurs de k_0**

➤ **Tableau donnant les valeurs de k_0 pour $\theta=0,754$**

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,0920	1,5732	1,8140	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

▪ **Évaluation des valeurs de k_1**

➤ **Tableau donnant les valeurs de k_1 pour $\theta=0,754$**

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

▪ **Détermination des K_α pour $\theta = 0,754$ et $\alpha = 0,194$**

$$0,1 < \theta \leq 1 \Rightarrow 0,10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^\beta$$

Avec : $\beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065 - \theta}{0,663}\right)} = 0,646$

$$K_\alpha = K_0 + 0,347 (K_1 - K_0)$$

➤ **Tableau donnant les valeurs de K_α pour $\theta = 0,754$**

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1491	0,5869	1,0350	1,4443	1,6457	1,4443	1,0350	0,5869	0,1491
b/4	-0,1313	0,2288	0,6161	1,0384	1,4443	1,6642	1,4971	1,1401	0,7517
b/2	-0,2225	0,0138	0,2813	0,6161	1,0350	1,4971	1,8460	1,8896	1,8147

3b/4	-0,2239	-0,1203	0,0138	0,2288	0,5869	1,1401	1,8896	2,7139	3,4162
b	0,1961	-0,2239	-0,2225	-0,1313	0,1491	0,7517	1,8147	3,4162	5,4512

Tableau.6.1 : Tableau récapitulatif de K_α des poutres.

6.4.2 Les positions réelles des poutres

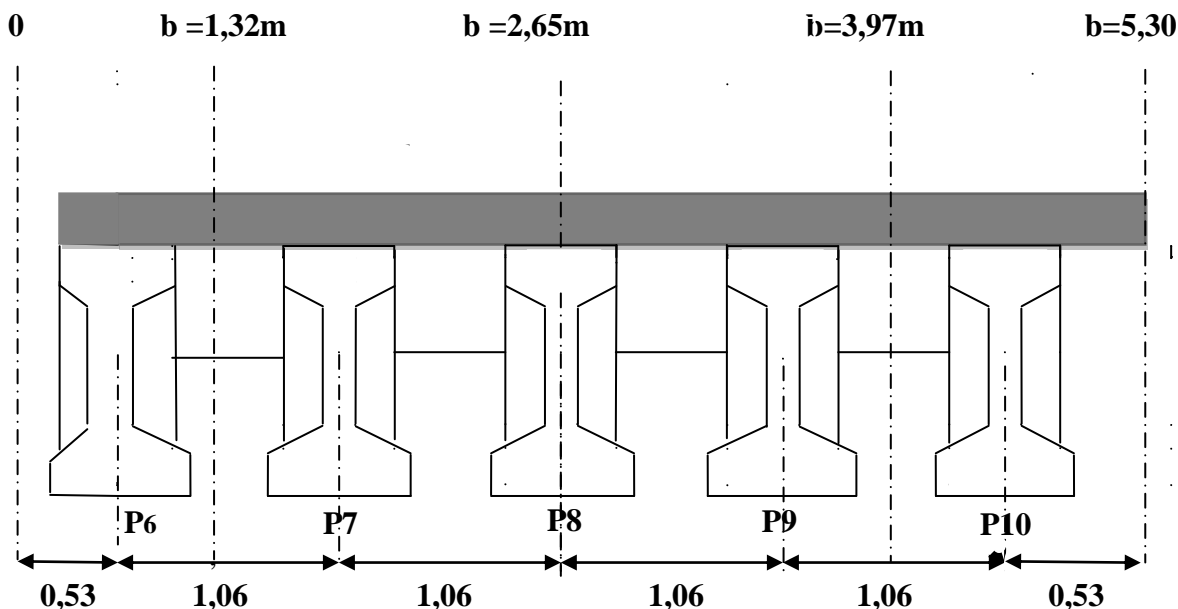


Figure.6.2 : La position des poutres

✚ Calcul des coefficients des de répartition K_α pour les poutres

- La poutre 6 $\implies (0 \text{ m} \leq Y \leq 1,32 \text{ m})$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 0 \text{ m} \longrightarrow K_{\alpha 1} \\ Y = 0,53 \text{ m} \longrightarrow K_\alpha \\ Y_2 = 1,32 \text{ m} \longrightarrow K_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

La formule d'interpolation : $K_\alpha(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times (y - y_1)/(y_2 - y_1)$

$$K_\alpha(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times 0,4$$

K_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	0,0370	0,4437	0,8675	1,2820	1,5652	1,5323	1,2199	0,8082	0,3902

- La poutre 7 $\implies (1,32\text{ m} \leq Y \leq 2,65\text{ m})$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 1,32\text{m} \longrightarrow K_{\alpha 1} \\ Y = 1,59\text{m} \longrightarrow K_{\alpha} \\ Y_2 = 2,65\text{ m} \longrightarrow K_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

$$K_{\alpha}(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times 0,2$$

K_{α}	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P7	-0,1496	0,1859	0,5492	0,9540	1,3625	1,6308	1,5669	1,2901	0,9643

- La poutre 8 $\implies (Y = \frac{b}{2} = 2,65\text{m})$

K_{α}	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P8	-0,2226	0,0139	0,2814	0,6161	1,0350	1,4971	1,8461	1,8897	1,8147

- La poutre 9 $\implies (2,65\text{ m} \leq Y \leq 3,97\text{m})$

$$K_{\alpha}(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times 0,8$$

K_{α}	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P9	-0,2237	-0,0935	0,0674	0,3063	0,6766	1,2116	1,8810	2,5491	3,0959

- La poutre 10 $\implies (3,97\text{ m} \leq Y \leq 5,30\text{m})$

$$K_{\alpha}(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times 0,6$$

K_{α}	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P10	-0,2073	-0,1825	-0,1280	0,0127	0,3243	0,9071	1,8447	3,1353	4,6373

❖ Tableau récapitulatif des K_α

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	0,0370	0,4437	0,8675	1,2820	1,5652	1,5323	1,2199	0,8082	0,3902
P7	-0,1496	0,1859	0,5492	0,9540	1,3625	1,6308	1,5669	1,2901	0,9643
P8	-0,2226	0,0139	0,2814	0,6161	1,0350	1,4971	1,8461	1,8897	1,8147
P9	-0,2237	-0,0935	0,0674	0,3063	0,6766	1,2116	1,8810	2,5491	3,0959
P10	-0,2073	-0,1825	-0,1280	0,0127	0,3243	0,9071	1,8447	3,1353	4,6373

6.4.3 Calcul des efforts tranchant

✓ 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 :

Si : $|Y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha$

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

✓ Efforts tranchant réels

$T_{reel} = \epsilon_{\alpha moy} T_0$ Avec : $T_0 = (T_{total}/10)$

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

▪ Évaluation des valeurs de ϵ_0

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0,70$

y / e	-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 donnant les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0,80$

y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,041	0,0638	0,1686	0,2623	0,3079	0,2623	0,1686	0,0638	- 0,041
b/4	-0,078	0,002	0,0858	0,1763	0,2623	0,3054	0,2608	0,1702	0,0694
b/2	-0,075	-0,029	0,0215	0,0858	0,1686	0,2608	0,3267	0,3239	0,2933
3b/4	-0,056	-0,045	-0,029	0,002	0,0638	0,1702	0,3239	0,5001	0,6556
b	-0,033	-0,056	-0,075	-0,078	-0,041	0,0694	0,2933	0,6556	1,1325

❖ Les valeurs de ϵ_0 pour $\theta=0,754$

0,70 → $\epsilon_0(\theta = 0,70)$

0,754 → $\epsilon_0(\theta = 0,754)$

0,80 → $\epsilon_0(\theta = 0,80)$

$\epsilon_0(\theta = 0,754) = 0,46 \epsilon_0(\theta = 0,80) + 0,54 \epsilon_0(\theta = 0,70)$

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_0 pour $\theta = 0,754$

e / y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0170	0,0763	0,1685	0,2490	0,2873	0,2490	0,1685	0,0763	-0,0170
b/4	-0,0667	0,0103	0,0899	0,1728	0,2490	0,2876	0,2536	0,1808	0,2070
b/2	-0,0785	-0,0285	0,0253	0,0899	0,1685	0,2536	0,3169	0,3256	0,3121
3b/4	-0,0737	-0,0533	-0,0285	0,0103	0,0763	0,1808	0,3256	0,4901	0,6392
b	-0,0644	-0,0737	-0,0785	-0,0667	-0,0170	0,0990	0,3121	0,6392	1,0578

▪ Évaluation des valeurs de ϵ_1

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0,70$

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 donnant les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0,80$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0444	0,0754	0,1271	0,2249	0,4102	0,22491	0,1271	0,07547	0,0444
b/4	0,0253	0,0425	0,071	0,1248	0,2264	0,4167	0,23504	0,139	0,0816
b/2	0,0166	0,02697	0,044	0,0756	0,1343	0,2422	0,43824	0,2597	0,1522
3b/4	0,01469	0,0224	0,0349	0,0573	0,0971	0,16649	0,28627	0,4861	0,2849
b	0,01873	0,0269	0,04	0,0624	0,0976	0,1586	0,248	0,3745	0,533

❖ Les valeurs de ϵ_0 pour $\theta= 0,677$

0.70 $\longrightarrow \epsilon_1(\theta = 0,70)$

0,754 $\longrightarrow \epsilon_1(\theta = 0,754)$

0,80 $\longrightarrow \epsilon_1(\theta = 0,80)$

$\epsilon_1(\theta = 0,754) = 0,46 \epsilon_1(\theta = 0,80) + 0,54\epsilon_1(\theta = 0,70)$

➤ Tableau donnant les valeurs de ϵ_1 pour $\theta=0,754$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0498	0,0813	0,1313	0,2378	0,3864	0,2378	0,1313	0,0813	0,0498
b/4	0,0302	0,0485	0,0774	0,1292	0,2233	0,3927	0,2316	0,1427	0,0868
b/2	0,0210	0,0326	0,0507	0,0826	0,1393	0,2393	0,4140	0,2547	0,1545
3b/4	0,0192	0,0281	0,0417	0,0650	0,1046	0,1708	0,2804	0,4574	0,2770
b	0,0240	0,0332	0,0471	0,4418	0,1058	0,1629	0,2452	0,3585	0,4978

❖ Les valeurs de ϵ_α

si $|y| + |e| \leq \frac{3b}{4} \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha$

si $|y| + |e| > \frac{3b}{4} \Rightarrow \epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$

➤ Tableaudonnant les valeurs de ϵ_α pour $\theta = 0,754$

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0041	0,0773	0,1613	0,2468	0,3066	0,2468	0,1613	0,0773	-0,0041
b/4	-0,0479	0,0177	0,0874	0,1643	0,2440	0,3080	0,2493	0,1734	0,1837
b/2	-0,0592	-0,0166	0,0303	0,0884	0,1628	0,2508	0,3358	0,3119	0,2816
3b/4	-0,0556	-0,0375	-0,0149	0,0209	0,0818	0,1789	0,3169	0,4837	0,5689
b	-0,0473	-0,0529	-0,0541	0,0319	0,0068	0,1114	0,2992	0,5847	0,9492

➤ Poutre 6 : y = 0,53 m

$Y_1 = 0m \longrightarrow \epsilon_\alpha(0,00)$

$Y = 0,53m \longrightarrow \epsilon_\alpha(0,53)$

$Y_2 = 1,32 m \longrightarrow \epsilon_\alpha(1,32)$

$\epsilon_\alpha(0,53) = 0,40 \epsilon_\alpha(1,32) + 0,60 \epsilon_\alpha(0,00)$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0216	0,0535	0,1317	0,2138	0,2815	0,2713	0,1965	0,1158	0,0711

➤ Poutre 7 : y = 1,59 m

$1,32 \longrightarrow \epsilon_\alpha(1,32)$

$1,59 \longrightarrow \epsilon_\alpha(1,59)$

$2,65 \longrightarrow \epsilon_\alpha(2,65)$

$\epsilon_\alpha(1,59) = 0,20 \epsilon_\alpha(2,65) + 0,80 \epsilon_\alpha(1,32)$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0502	0,0109	0,0760	0,1492	0,2278	0,2965	0,2666	0,2011	0,2033

➤ Poutre 8 : $y = 2,65\text{m}$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0592	-0,0166	0,0303	0,0884	0,1628	0,2508	0,3358	0,3119	0,2816

➤ Poutre 9 : $y = 3,71\text{ m}$

2,65 \longrightarrow $\epsilon_{\alpha}(2,65)$

3,71 \longrightarrow $\epsilon_{\alpha}(3,71)$

3,97 \longrightarrow $\epsilon_{\alpha}(3,97)$

$\epsilon_{\alpha}(3,71) = 0,80 \epsilon_{\alpha}(3,97) + 0,20\epsilon_{\alpha}(2,65)$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0403	-0,0235	-0,0017	0,0333	0,0933	0,1910	0,3363	0,4379	0,4860

➤ Poutre 10 : $y = 4,77\text{m}$

3,97 \longrightarrow $\epsilon_{\alpha}(3,97)$

4,77 \longrightarrow $\epsilon_{\alpha}(4,77)$

5,30 \longrightarrow $\epsilon_{\alpha}(5,30)$

$\epsilon_{\alpha}(4,77) = 0,60 \epsilon_{\alpha}(5,30) + 0,40 \epsilon_{\alpha}(3,97)$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0506	-0,0468	-0,0384	0,0275	0,0368	0,1384	0,3062	0,5443	0,7971

❖ Tableau récapitulatif des ϵ_{α}

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	-0,0216	0,0535	0,1317	0,2138	0,2815	0,2713	0,1965	0,1158	0,0711
P7	-0,0502	0,0109	0,0760	0,1492	0,2278	0,2965	0,2666	0,2011	0,2033
P8	-0,0592	-0,0166	0,0303	0,0884	0,1628	0,2508	0,3358	0,3119	0,2816

P9	-0,0403	-0,0235	-0,0017	0,0333	0,0933	0,1910	0,3363	0,4379	0,4860
P10	-0,0506	-0,0468	-0,0384	0,0275	0,0368	0,1384	0,3062	0,5443	0,7971

Tableau.6.2 : Tableau récapitulatif de ϵ_α des poutres.

✓ **Détermination du Coefficient de répartition transversale $\overline{\epsilon}_\alpha$**

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

$$\text{Si : } |y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \times \alpha$$

$$\text{Si : } |y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$$

Après le calcul nous avons les tableaux suivants :

▪ **Évaluation des valeurs de $\overline{\epsilon}_1$**

➤ **Tableau donnant les valeurs de $\overline{\epsilon}_1$ pour $\theta=0,70$**

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 donnant les valeurs de $\overline{\epsilon}_1$ pour $\theta=0,80$**

y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0106	0,0278	0,0982	0,2539	0,6013	0,2539	0,0982	0,0278	-0,0106
b/4	-0,0116	0,0041	0,0337	0,1014	0,2569	0,6047	0,2564	0,0946	0,0047
b/2	-0,0067	0,001	0,0129	0,0428	0,1127	0,2707	0,6181	0,2587	0,0564
3b/4	0,0024	0,00729	0,01588	0,0337	0,0712	0,1492	0,3098	0,6377	0,1952
b	0,0187	0,0269	0,04	0,0624	0,099	0,1586	0,248	0,3745	0,533

➤ Tableau donnant les valeurs de $\overline{\varepsilon}_1$ pour $\theta = 0,754$

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0070	0,0345	0,1055	0,2522	0,5622	0,2522	0,1055	0,0345	-0,0070
b/4	-0,0097	0,0090	0,0412	0,1092	0,2556	0,5659	0,2547	0,1014	0,0109
b/2	-0,0011	0,0038	0,0192	0,0517	0,1216	0,2700	0,5791	0,2560	0,0639
3b/4	0,0052	0,0116	0,0220	0,0419	0,0810	0,1576	0,3065	0,5949	0,1955
b	0,0239	0,0332	0,0471	0,0700	0,1064	0,1634	0,2452	0,3585	0,4978

❖ Les valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour $\theta = 0,754$

Si : $|y| + |e| \leq 3b/4 \Rightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \times \alpha$

Si : $|y| + |e| > 3b/4 \Rightarrow \overline{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\overline{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \times \sqrt{\alpha}$

➤ Tableau donnant les valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour $\theta=0,754$

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0151	0,0682	0,1563	0,2496	0,3406	0,2496	0,1563	0,0682	-0,0151
b/4	-0,0556	0,0100	0,0805	0,1605	0,2503	0,3416	0,2538	0,1654	0,1689
b/2	-0,0635	-0,0222	0,0241	0,0825	0,1594	0,2568	0,3678	0,3121	0,2639
3b/4	-0,0584	-0,0407	-0,0187	0,0164	0,0772	0,1763	0,3219	0,5104	0,5531
b	-0,0473	-0,0530	-0,0541	-0,0402	0,0069	0,1115	0,2991	0,5848	0,9492

❖ Valeurs de $\overline{\varepsilon}_\alpha$ pour des positions réelles des poutres $\theta = 0,754$

➤ Poutre 6 : $y = 0,53$ m

$\overline{\varepsilon}_\alpha(0,53) = 0,40 \varepsilon_\alpha(1,32) + 0,60 \varepsilon_\alpha(0,00)$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0313	0,0449	0,1259	0,2140	0,3045	0,2864	0,1953	0,1071	0,0585

➤ Poutre 7 : $y = 1,59$ m

$$\overline{\varepsilon}_\alpha(1,59) = 0,20 \varepsilon_\alpha(2,65) + 0,80 \varepsilon_\alpha(1,32)$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0572	0,0036	0,0692	0,1449	0,2321	0,3246	0,2766	0,1947	0,1879

➤ Poutre 8 : $y = 2,65$ m

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0635	-0,0222	0,0241	0,0825	0,1594	0,2568	0,3678	0,3121	0,2639

➤ Poutre 9 : $y = 3,71$ m

$$\overline{\varepsilon}_\alpha(3,71) = 0,80 \varepsilon_\alpha(3,97) + 0,20 \varepsilon_\alpha(2,65)$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0594	-0,0370	-0,0101	0,0296	0,0937	0,1924	0,3311	0,4708	0,4953

➤ Poutre 10 : $y = 4,77$ m

$$\overline{\varepsilon}_\alpha(4,77) = 0,60 \varepsilon_\alpha(5,30) + 0,40 \varepsilon_\alpha(3,97)$$

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-0,0517	-0,0481	-0,0400	-0,0175	0,0351	0,1374	0,3082	0,5550	0,7907

❖ Tableau récapitulatif des $\overline{\varepsilon}_\alpha$

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	-0,0313	0,0449	0,1259	0,2140	0,3045	0,2864	0,1953	0,1071	0,0585
P7	-0,0572	0,0036	0,0692	0,1449	0,2321	0,3246	0,2766	0,1947	0,1879
P8	-0,0635	-0,0222	0,0241	0,0825	0,1594	0,2568	0,3678	0,3121	0,2639
P9	-0,0594	-0,0370	-0,0101	0,0296	0,0937	0,1924	0,3311	0,4708	0,4953
P10	-0,0517	-0,0481	-0,0400	-0,0175	0,0351	0,1374	0,3082	0,5550	0,7907

Tableau.6.3 : Tableau récapitulatif de ε_α des poutres

6.5 Calcul des moments et des efforts réels dans chaque poutre

❖ Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L)

Système		M ₀ = M/10	poutre 6		poutre 7		poutre 8	
			k _{αmoy}	M _{réel}	k _{αmoy}	M _{réel}	k _{αmoy}	M _{réel}
A(l)	1Voie	35,877	1,440	51,674	1,220	43,773	1,263	45,310
	2Voies	71,736	1,117	80,144	0,850	60,993	0,790	56,692
Bc	1File	32,631	1,129	36,853	1,186	38,697	1,113	36,311
	2Files	60,838	1,247	75,875	1,174	71,427	1,104	67,143
Bt	1Tand	21,807	1,522	33,190	1,412	30,791	1,423	31,031
	2Tand	43,614	1,398	60,972	1,228	53,558	1,014	44,225
Mc120		7,847	1,332	10,452	1,133	8,891	1,273	9,989
D240		103,461	1,544	159,745	1,362	140,914	1,047	108,324
Trottoir	1Trott	2,291	0,435	0,997	0,828	1,901	1,138	2,607
	2Trott	4,581	0,407	1,864	0,326	1,581	0,116	0,531

Système		M ₀ = M/10	poutre 9		poutre 10	
			k _{αmoy}	M _{réel}	k _{αmoy}	M _{réel}
A(l)	1Voie	35,877	1,186	42,544	1,100	39,470
	2Voies	71,736	0,824	59,111	0,819	58,779
Bc	1File	32,631	1,128	40,080	1,331	43,416
	2Files	60,838	0,909	55,320	0,823	50,058
Bt	1Tand	21,807	1,365	29,767	1,170	25,52
	2Tand	43,614	0,812	35,415	0,599	26,146
Mc120		7,847	1,246	9,777	0,904	7,094
D240		103,461	0,726	75,113	0,478	49,454
Trottoir	1Trott	2,291	1,305	2,990	1,566	3,588
	2Trott	4,581	0,058	0,266	0,018	0,082

Tableau.6.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges. (X=0,5L)

❖ valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges ($X=0,25L$)

Système		M_0 = $M/10$	poutre 6		poutre 7		poutre 8	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(l)	1Voie	26,90	1,441	38,757	1,220	32,831	1,263	33,984
	2Voies	53,815	1,117	60,110	1,277	45,747	0,790	42,509
Bc	1File	26,038	1,129	29,406	1,186	30,877	1,301	33,863
	2Files	48,406	1,251	60,544	1,177	56,996	1,107	53,577
Bt	1Tand	16,637	1,522	25,322	1,412	23,491	1,423	23,674
	2Tand	33,274	1,398	46,517	1,228	40,860	1,014	33,739
Mc120		52,972	1,332	70,559	1,133	60,017	1,273	67,433
D240		77,609	1,544	119,828	1,362	105,703	1,047	81,257
Trottoir	1Trott	1,718	0,435	0,747	0,828	1,423	1,138	1,955
	2Trott	3,436	0,407	1,398	0,326	1,120	0,116	0,399

Système		M_0 = $M/10$	poutre 9		poutre 10	
			$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$	$k_{\alpha moy}$	$M_{réel}$
A(l)	1Voie	26,90	1,186	31,909	1,101	29,604
	2Voies	53,815	0,824	44,335	0,819	44,086
Bc	1File	26,038	1,228	31,981	1,330	34,642
	2Files	48,406	0,912	44,142	0,825	39,944
Bt	1Tand	16,637	1,365	22,709	1,170	19,465
	2Tand	33,274	0,812	27,018	0,599	19,931
Mc120		52,972	1,246	66,003	0,904	47,887
D240		77,609	0,726	56,344	0,401	31,125
Trottoir	1Trott	1,718	1,305	2,242	1,566	2,690
	2Trott	3,436	0,058	0,199	0,018	0,061

Tableau.6.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges. ($X= 0,25L$)

➤ La poutre la plus sollicitée

poutre	Position	Moment dus aux C.P	Moment du Surcharges	Moments Totaux
Poutre 6 (poutre intermé)	0,5L	143,170	159,743	302,913
	0,25L	107,382	119,828	227,21
Poutre 7 (poutre intermé)	0,5L	143,170	140,914	284,084
	0,25L	107,382	105,703	213,085
Poutre 8 (poutre intermé)	0,5L	143,170	108,324	251,494
	0,25L	107,382	81,257	188,639
Poutre9 (Coté de rive)	0,5L	182,207	75,113	257,32
	0,25L	136,658	56,344	193,002
Poutre 10 (Poutre de rive)	0,5L	250,492	49,454	299,946
	0,25L	188,177	31,125	219,302

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

Système		T ₀ =T /10	poutre 6		poutre 7		Poutre8	
			ε _{αmoy}	T _{réel}	ε _{αmoy}	T _{réel}	ε _{αmoy}	T _{réel}
A(l)	1Voie	3,041	0,159	0,482	0,207	0,630	0,212	0,646
	2Voies	6,080	0,067	0,408	0,135	0,821	0,135	0,821
Bc	1File	3,039	0,231	0,702	0,264	0,802	0,274	0,833
	2Files	6,078	0,240	1,459	0,241	1,465	0,206	1,252
Bt	1Tand	2,506	0,240	0,601	0,262	0,657	0,264	0,661
	2Tand	5,012	0,205	1,027	0,191	0,957	0,167	0,837
Mc120		7,635	0,193	1,474	0,189	1,443	0,173	1,317
D240		9,586	0,134	1,281	0,151	1,447	0,143	1,371
Trottoir	1Trott	0,194	0,185	0,036	0,372	0,072	0,525	0,102
	2Trott	0,388	0,134	0,052	0,072	0,028	0,330	0,128

Système		T ₀ =T /10	poutre 9		poutre 10	
			ε _{amoy}	T _{réel}	ε _{amoy}	T _{réel}
A(l)	1Voie	3,041	0,201	0,610	0,181	0,549
	2Voies	6,080	0,091	0,558	0,095	0,577
Bc	1File	3,039	0,213	0,647	0,108	0,328
	2Files	6,078	0,163	0,991	0,131	0,795
Bt	1Tand	2,506	0,233	0,584	0,186	0,466
	2Tand	5,012	0,221	1,108	0,105	0,526
Mc120		7,635	0,136	1,038	0,106	0,805
D240		9,586	0,120	1,150	0,096	0,911
Trottoir	1Trott	0,194	0,015	0,003	0,002	0,004
	2Trott	0,388	0,067	0,026	0,027	0,010

Tableau.6.6 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour X = 0,25 L

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

Système		T ₀ =T /11	poutre 6		poutre 7		Poutre8	
			ε _{amoy}	T _{réel}	ε _{amoy}	T _{réel}	ε _{amoy}	T _{réel}
A(l)	1Voie	5,406	0,206	1,113	0,211	1,142	0,223	1,204
	2Voies	10,809	0,106	1,143	0,118	1,276	0,141	1,529
Bc	1File	5,814	0,202	1,174	0,215	1,251	0,224	1,305
	2Files	10,810	0,225	2,436	0,206	2,229	0,181	1,956
Bt	1Tand	3,371	0,250	0,841	0,275	0,928	0,280	0,943
	2Tand	6,742	0,212	1,432	0,196	1,319	0,172	1,161
Mc120		10,641	0,194	2,069	0,195	2,076	0,180	1,912
D240		15,585	0,150	2,344	0,145	2,260	0,133	2,071
Trottoir	1Trott	0,345	0,169	0,058	0,358	0,123	0,519	0,179
	2Trott	0,690	0,060	0,041	0,002	0,002	0,040	0,027

Système		T ₀ =T /10	poutre 9		poutre 10	
			$\bar{\epsilon}_{\alpha moy}$	T _{réel}	$\bar{\epsilon}_{\alpha moy}$	T _{réel}
A(l)	1Voie	5,406	0,118	0,639	0,107	0,579
	2Voies	10,809	0,083	0,901	0,095	1,026
Bc	1File	5,814	0,191	1,112	0,163	0,947
	2Files	10,810	0,136	1,473	0,097	1,050
Bt	1Tand	3,371	0,128	0,431	0,150	0,506
	2Tand	6,742	0,125	0,844	0,086	0,582
Mc120		10,641	0,135	1,439	0,099	1,053
D240		15,585	0,105	1,636	0,058	0,907
Trottoir	1Trott	0,345	0,030	0,010	0,005	0,007
	2Trott	0,690	0,063	0,043	0,275	0,190

Tableau.6.7 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour X = 0,00 L

➤ La poutre la plus sollicitée

Poutre	Position	Efforts dus aux C.P	Efforts dus Surcharges	Efforts totaux
Poutre 6 (poutre intermé)	0,25L	10,785	1,474	15,897
	0,00L	21,571	2,344	50,562
Poutre 7 (poutre intermé)	0,25L	10,785	1,447	12,232
	0,00L	21,571	2,260	23,831
Poutre 8 (poutre intermé)	0,25L	10,785	1,371	12,156
	0,00L	21,571	2,071	23,642
Poutre9 (Coté de rive)	0,25L	13,725	1,150	14,875
	0,00L	27,452	1,636	29,088
Poutre 10 (Poutre de rive)	0,25L	18,870	0,911	19,781
	0,00L	37.740	0,907	38,647

6.5.1 Les combinaisons d'action

Combinaison	ELU	ELS
I	$1,35G+1,6(\text{Max}(A, B) + \text{tr})$	$G+1,2(\text{Max}(A, B) + \text{tr})$
II	$1,35G+1,35(\text{Max}(Mc120, D240))$	$G+\text{Max}(Mc120, D240)$

Les valeurs des efforts internes (moment fléchissant réel $M(x)$, effort tranchant réel $T(x)$), ainsi que pour leur combinaison pour chaque poutre sont données dans les tableaux ci-après.

6.5.2 Combinaison des moments fléchissant

• L'ELU

E - L - U	poutre 6		poutre 7		Poutre8	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$1,35G+1,6(\text{tr}+A(L))$	243,378	324,492	220,437	293,909	216,108	288,157
$1,35G+1,6(\text{tr}+Bc)$	244,072	317,661	238,436	310,604	233,816	304,879
$1,35G+1,6(\text{tr}+Bt)$	221,629	293,817	212,618	282,013	202,076	268,210
$1,35(G+Mc120)$	240,2203	207,389	225,9886	205,2823	236,000	206,7646
$1,35(G+D240)$	306,733	408,935	142,699	383,513	254,6626	339,516

E L U	poutre 9		poutre 10	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$1,35G+1,6(\text{tr}+A(L))$	219,488	292,641	219,807	293,066
$1,35G+1,6(\text{tr}+Bc)$	219,180	286,575	213,180	279,113
$1,35G+1,6(\text{tr}+Bt)$	191,781	254,727	181,159	240,853
$1,35(G+Mc120)$	234,069	206,478	209,613	202,856
$1,35(G+D240)$	221,030	105,439	42,018	260,042

• L'ELS

E L S	poutre 6		poutre 7		Poutre8	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2(tr+A(L))	181,192	241,580	163,986	218,643	150,509	238,048
G+1,2(tr+Bc)	181,712	236,457	177,485	231,164	174,020	226,870
G+1,2(tr+Bt)	164,880	218,573	158,122	209,721	150,215	199,368
G+Mc120	177,941	153,622	167,399	152,061	174,815	153,159
G+D240	227,210	302,915	213,085	284,084	188,639	251,494

E L S	poutre 9		poutre 10	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
G+1,2(tr+A(L))	163,274	217,691	163,513	218,010
G+1,2(tr+Bc)	163,043	213,142	158,543	207,545
G+1,2(tr+Bt)	142,494	189,256	134,527	178,851
G+Mc120	173,385	152,947	155,269	150,264
G+D240	163,726	218,283	138,507	192,624

6.5.3 Combinaison des efforts tranchant

• L'ELU

E - L - U	poutre 6		poutre 7		Poutre8	
	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L
1,35G+1,6(tr+A(L))	31,015	15,296	31,165	15,918	31,610	16,078
1,35G+1,6(tr+Bc)	33,084	16,977	32,690	16,949	31,500	16,768
1,35G+1,6(tr+Bt)	31,478	16,286	31,234	16,136	31,022	16,104
1,35(G+Mc120)	31,914	16,550	31,923	16,508	31,702	16,338
1,35(G+D240)	32,285	16,289	32,172	16,513	31,917	16,411

E L U	poutre 9		poutre 10	
	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L
1,35G+1,6(tr+A(L))	1,018	30,578	15,499	31,066
1,35G+1,6(tr+Bc)	1,627	31,494	15,848	31,105
1,35G+1,6(tr+Bt)	1,814	30,487	15,417	30,356
1,35(G+Mc120)	15,961	31,064	15,647	30,542
1,35(G+D240)	16,112	31,329	15,790	30,345

• L'ELS

E L S	poutre 6		poutre 7		Poutre8	
	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L
G+1,2(tr+A(L))	22,992	11,337	23,105	11,804	23,438	11,924
G+1,2(tr+Bc)	24,543	12,598	24,248	12,577	23,951	12,441
G+1,2(tr+Bt)	23,339	12,080	23,156	11,967	22,997	11,943
G+Mc120	23,640	12,259	23,647	12,228	23,483	12,102
G+D240	23,915	12,066	23,831	12,232	23,642	12,156

E L S	poutre 9		poutre 10	
	0,25L	0,00L	0,25L	0,00L
G+1,2(tr+A(L))	11,486	22,704	11,489	23,030
G+1,2(tr+Bc)	12,005	23,390	11,751	23,059
G+1,2(tr+Bt)	12,146	22,635	11,428	22,497
G+Mc120	11,823	23,010	11,590	22,624
G+D240	11,935	23,207	10,795	22,478

➤ Tableau des combinaisons max des moments dans chaque poutre

Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0,0L	0,25L	0,50L
Poutre 6	ELS	I	M (t.m)	0	227,210	302,915
		II	M (t.m)	0	181,712	241,580
	ELU	I	M (t.m)	0	306,733	408,935
		II	M (t.m)	0	244,072	324,492
Poutre 7	ELS	I	M (t.m)	0	213,085	284,084
		II	M (t.m)	0	177,485	231,164
	ELU	I	M (t.m)	0	238,436	383,513
		II	M (t.m)	0	225,988	310,604
Poutre 8	ELS	I	M (t.m)	0	188,639	251,494
		II	M (t.m)	0	174,815	238,048
	ELU	I	M (t.m)	0	254,662	339,516
		II	M (t.m)	0	236,000	304,879
Poutre 9	ELS	I	M (t.m)	0	173,385	218,238
		II	M (t.m)	0	163,726	217,691
	ELU	I	M (t.m)	0	234,069	292,641
		II	M (t.m)	0	221,030	286,575
Poutre 10	ELS	I	M (t.m)	0	163,513	218,010
		II	M (t.m)	0	158,543	207,545
	ELU	I	M (t.m)	0	219,807	293,066
		II	M (t.m)	0	213,180	279,113

Tableau.6.8 : Tableaudes combinaisons max des moments dans chaque poutre

➤ Tableau des combinaisons max des efforts dans chaque poutre

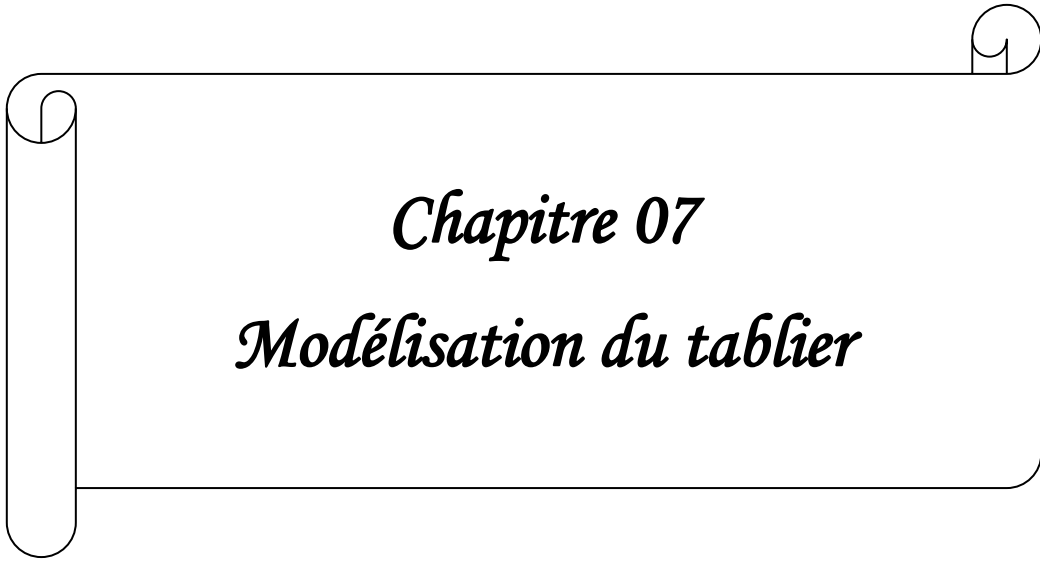
Poutres	Combinaison	Types	Efforts internes	0,00L	0,25L	0,50L
Poutre 6	ELU	I	T(t)	33,084	16,977	0
		II	T(t)	32,285	16,550	0
	ELS	I	T(t)	24,543	12,598	0
		II	T(t)	23,915	12,259	0
Poutre 7	ELU	I	T(t)	32,690	16,949	0
		II	T(t)	32,923	16,513	0
	ELS	I	T(t)	24,248	12,577	0
		II	T(t)	23,831	12,232	0
Poutre 8	ELU	I	T(t)	31,610	16,768	0
		II	T(t)	31,917	16,411	0
	ELS	I	T(t)	23,951	12,441	0
		II	T(t)	23,642	12,156	0
Poutre 9	ELU	I	T(t)	31,487	16,112	0
		II	T(t)	31,329	15,961	0
	ELS	I	T(t)	23,390	12,146	0
		II	T(t)	23,207	12,005	0
Poutre 10	ELU	I	T(t)	31,105	15,848	0
		II	T(t)	31,066	15,790	0
	ELS	I	T(t)	23,059	11,751	0
		II	T(t)	23,030	11,590	0

Tableau.6.9 : Tableau combinaisons max des efforts dans chaque poutre

6.6 Conclusion

Dans ce chapitre, une étude de la répartition transversale des sollicitations a été faite pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement, et de déduire la poutre la plus sollicitée et ce, à travers l'utilisation de la méthode de Guyon-Massonnet.

D'après les résultats de cette étude, on constate clairement que les efforts internes maximums sont obtenus dans **la poutre 6**, donc cette poutre c'est la plus sollicitée.



Chapitre 07
Modélisation du tablier

7.1 Introduction

ROBOT (Auto desk Robot) Structural Analysis Professional est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques. Les utilisateurs de ROBOT pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

ROBOT (Auto desk Robot) permet de charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

C'est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

ROBOT Professional peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de noeuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. Il a été conçu spécialement pour l'environnement Windows 2000/NT/XP. Lors de la création de ROBOT Professional, ses concepteurs ont utilisé les techniques modernes de l'étude des structures et de la programmation orientée objet profitant des outils performants de la société Microsoft. Tous ces facteurs garantissent une très haute fiabilité du code généré et la facilité d'ajouter à ROBOT Professional de nouvelles fonctionnalités et de nouveaux modules. [10]

7.2 Modélisation

Etant donné que l'ouvrage isostatique, on a deux travées (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 10 poutres de longueur de 27m). Les poutres sont considérées comme un élément section, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double, la dalle comme un élément panneaux.

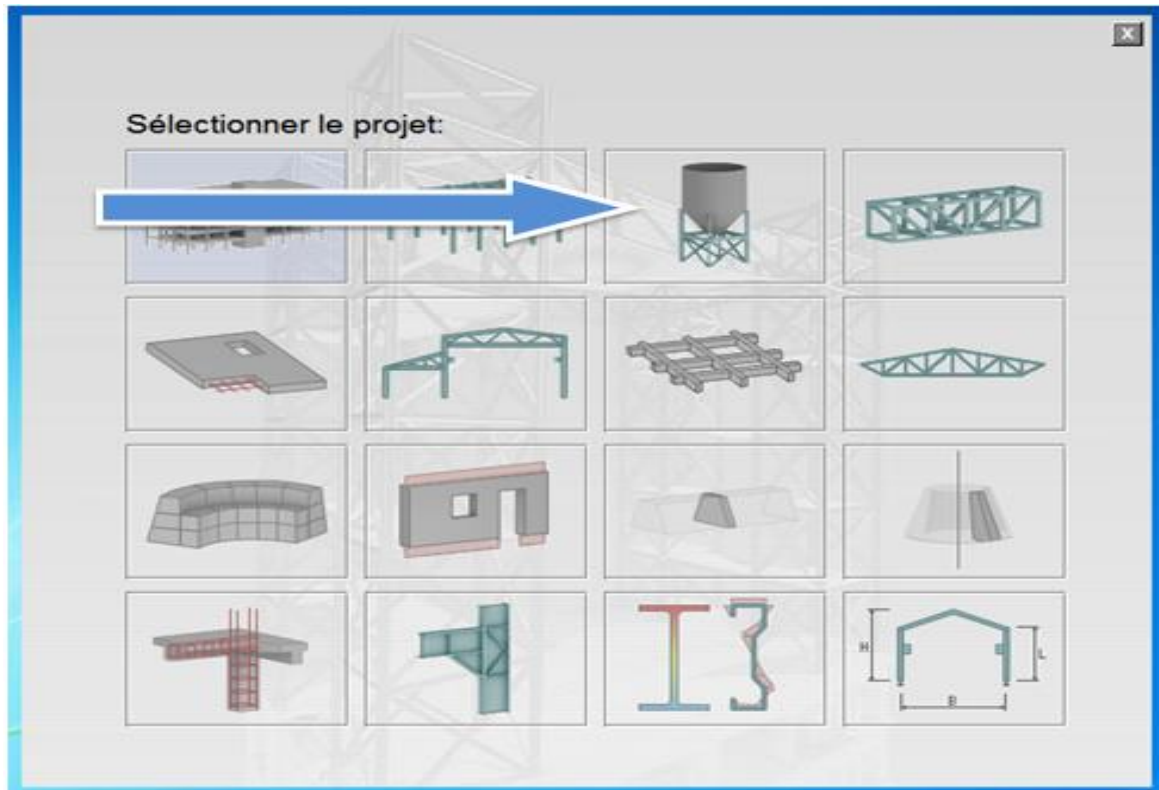


Figure.7.1 : Choix de l'affaire

7.2.1 Modélisation des poutres

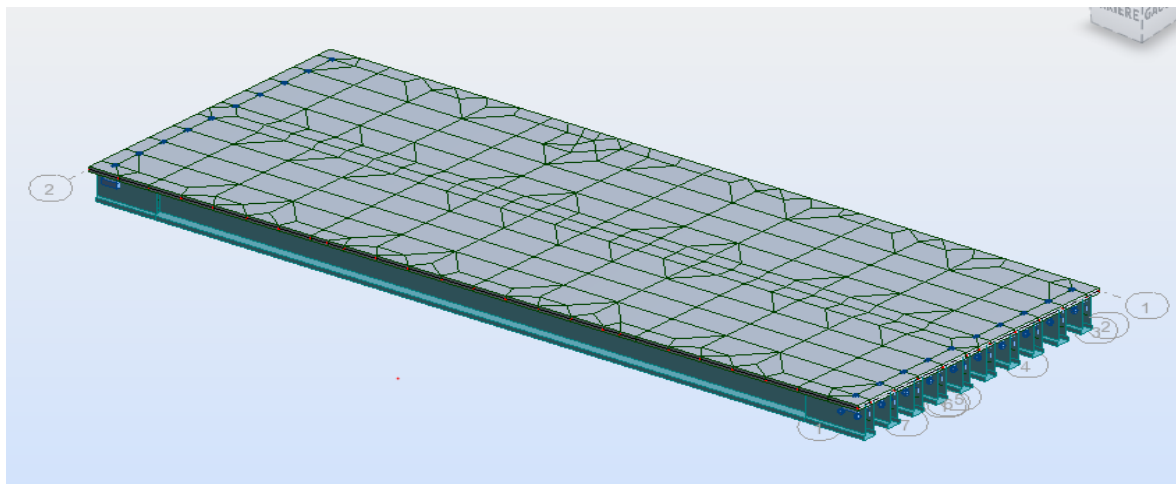
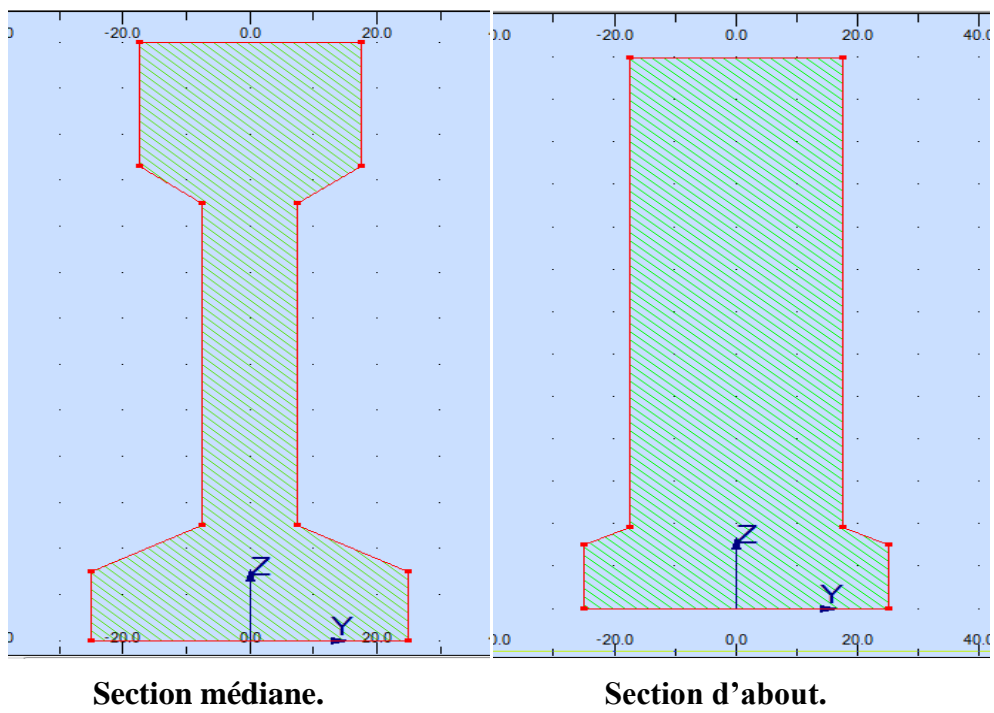


Figure.7.2 : Modélisation des poutres

7.2.2 Modélisation de la dalle

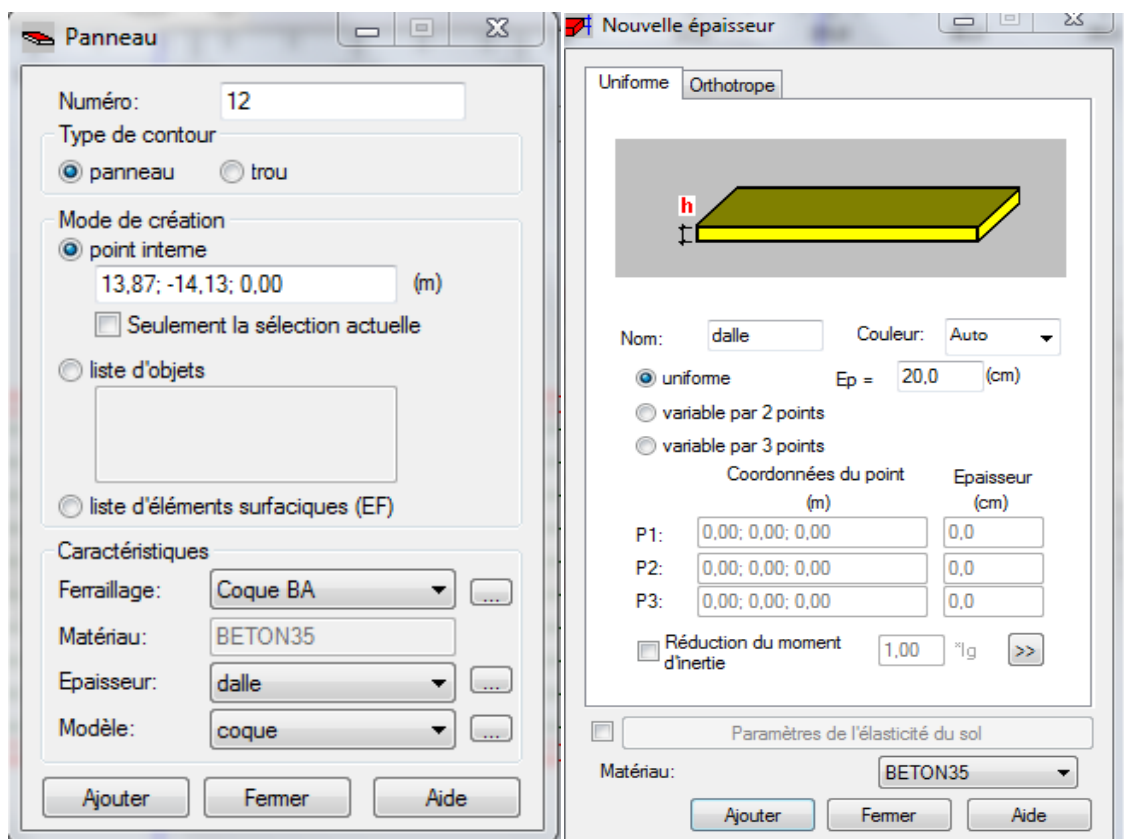


Figure.7.3 : Modélisation de la dalle

7.2.3 Définition de différents cas de charge

7.2.3.1 Système de charge A (L) 02voies chargées

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{26,55+12} = 1163,852 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

A(L)= 1,357 t/m² Pour deux voies(pont 1^{er} classe)

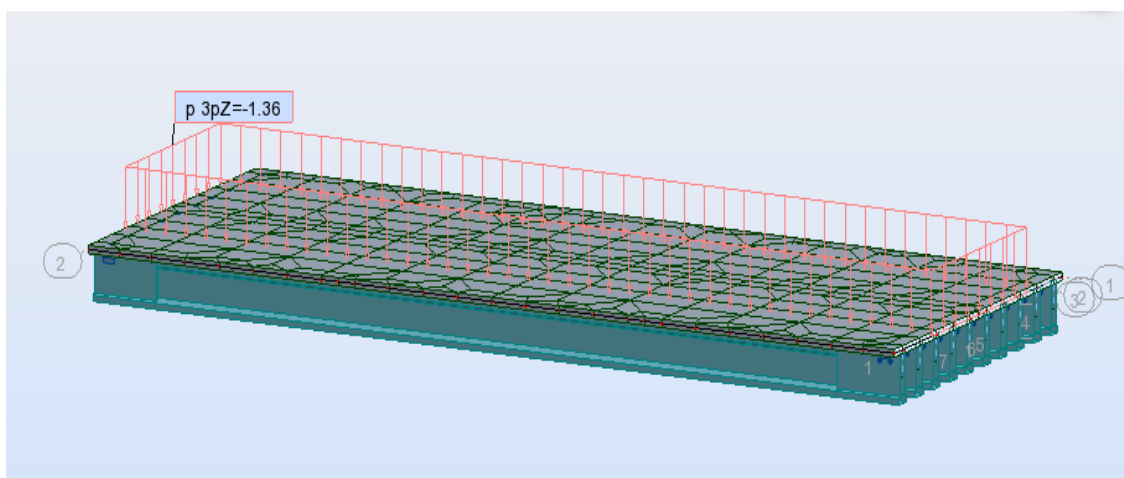


Figure.7.4 : Système de charge A (L) 02 vc

7.2.3.2 Surcharge sur trottoirs

$$Q = 0,15 \text{ t / m}^2$$

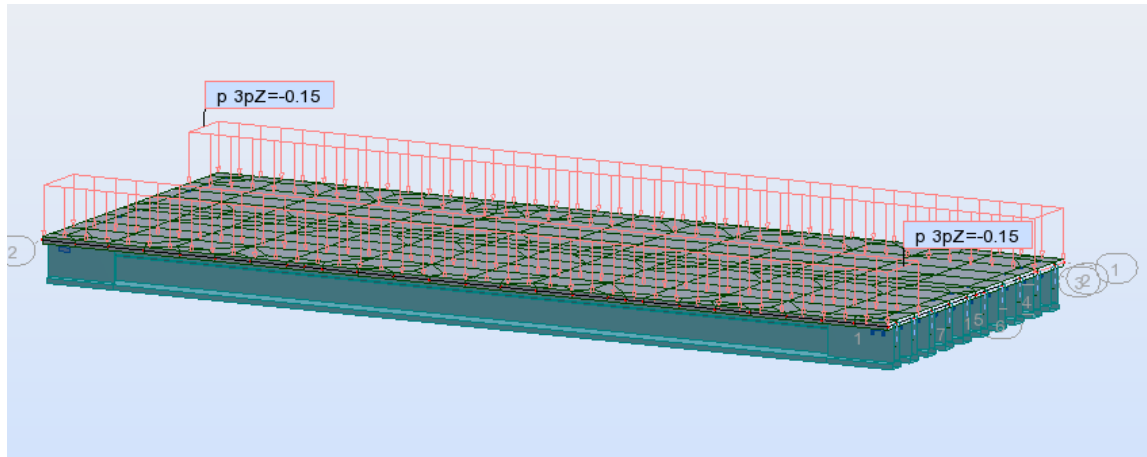


Figure.7.5 : Surcharge sur trottoirs

7.2.3.3 Sous système Bc 02 voies chargées

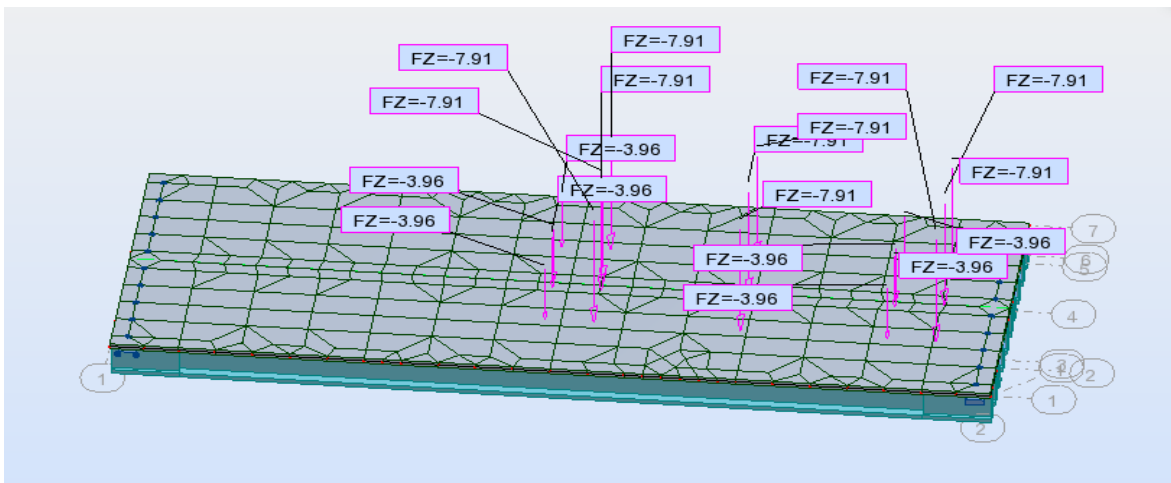


Figure.7.6 : Sous système Bc 02 vc

7.2.3.4 Sous système Bt 02 voies chargées

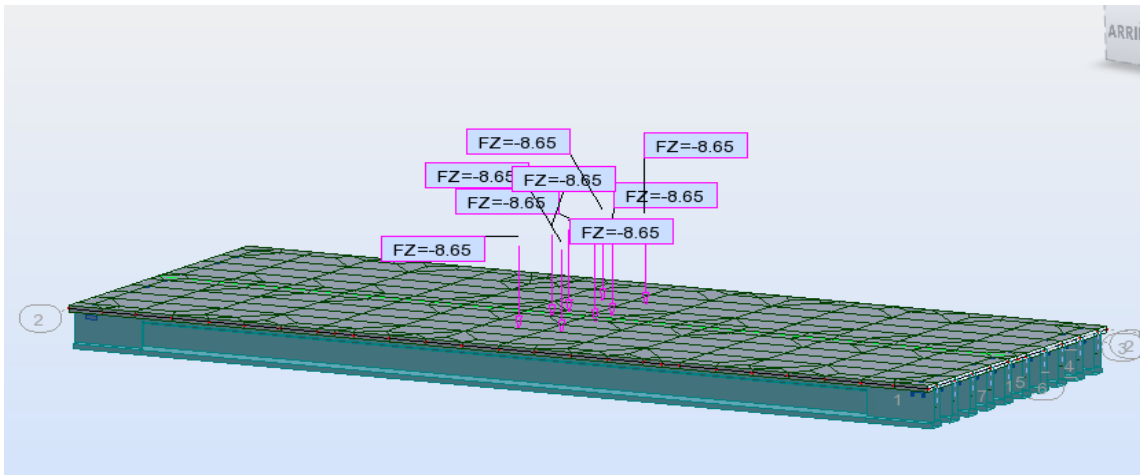


Figure.7.7 : Sous système Bt 02 vc

7.2.3.5 Système militaire Mc120

La charge par chaque chenille est : $P \times \delta_{Mc120} = \frac{55}{6,1} \times 1,093 = 9,855t/m^2$

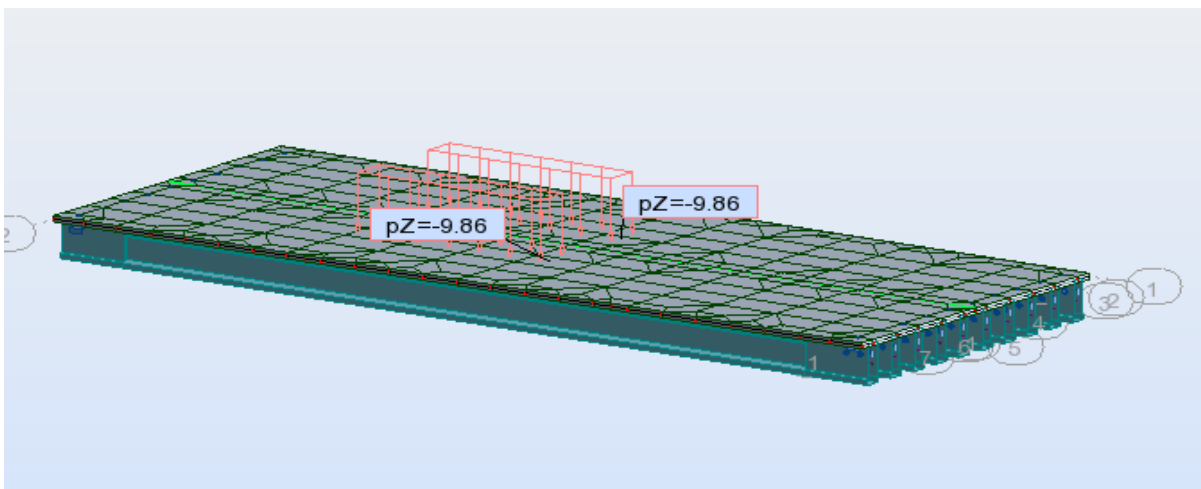


Figure.7.8 : système militaire Mc120

7.2.3.6 Charge exceptionnelle D240

$$P_{D240} = \frac{240}{18.6 \times 3,2} = 4,032t / m^2.$$

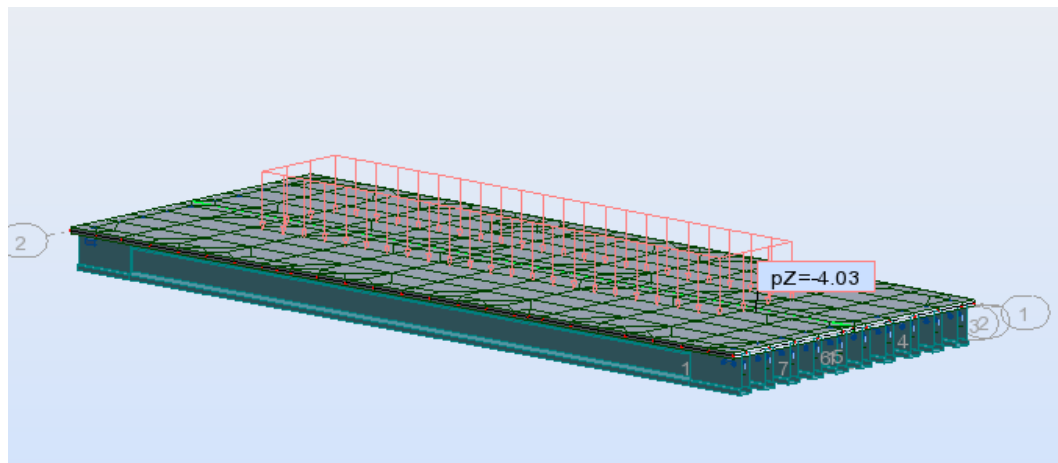


Figure.7.9 : Charge exceptionnelle D240

7.2.4 Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération.

Les combinaisons d’actions selon BPEL (Tableau 7.1)

7.2.4.1 Les combinaison d’action

Combinaison	ELU	ELS
I	1,35 G+1,6(Max (A. B) +tr)	G+1,2(Max (A. B) +tr)
II	1,35 G+1,35(D240)	G+ (D240)

Tableau.7.1 : Les combinaisons d’action

➤ Les valeurs extrêmes du moment

Les poutres	combinaison	Type de combinaison	Moment fléchissant	
			0,25L	0,5L
Poutre 6	ELU	1,35(G +D240)	338,94	397,03
	ELS	G + D240	251,06	294,10

Tableau.7.2 : Les valeurs extrêmes du moment

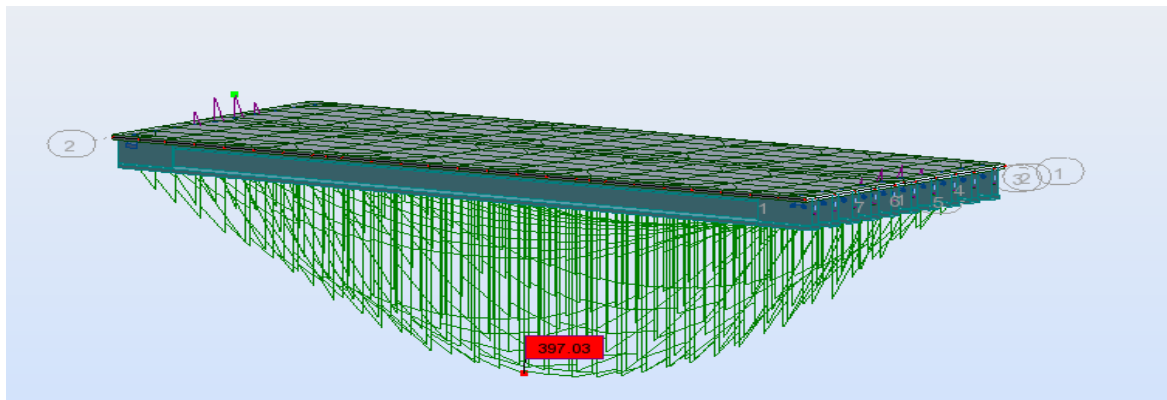


Figure.7.10 : Moment max à l'E.L.U

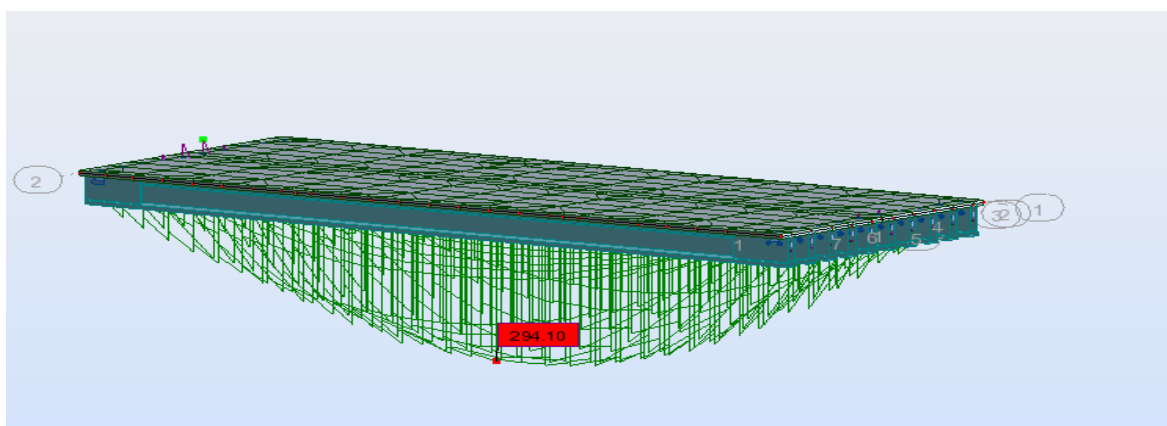


Figure.7.11 Moment max à l'E.L.S

7.2.4.2 Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT

✓ à l'ELU

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		G.MASSONET	ROBOT
Poutre : 06	1,35 (G + D240)	0,5L	0,5L
		408,935	397,03

Tableau.7.3 Moment max à l'E.L.U

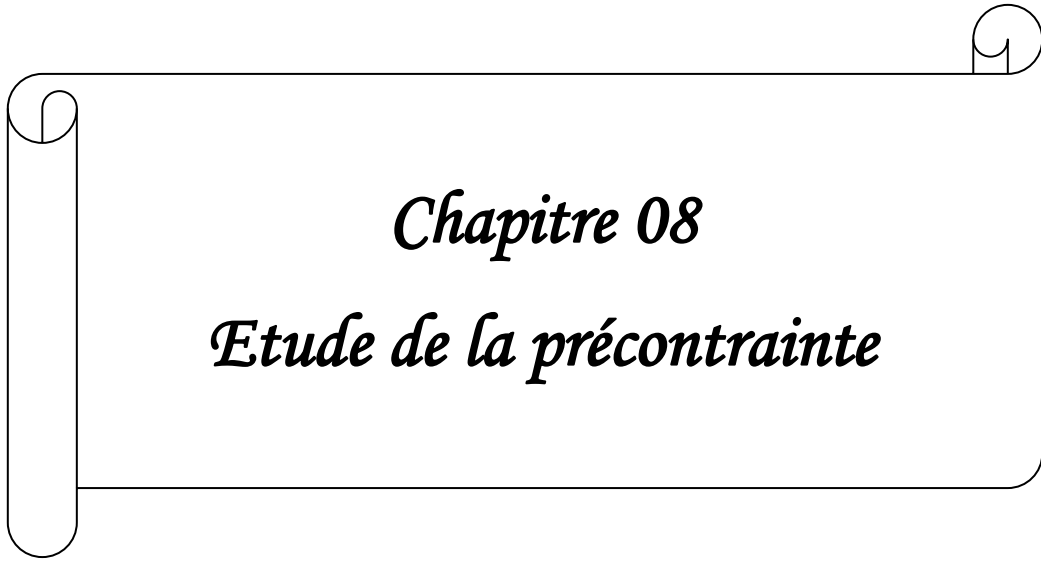
✓ à l'ELS

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		G.MASSONNET	ROBOT
Poutre : 06	G+D240	0,5L	0,5L
		302,915	294,10

Tableau.7.4 : Moment max à l'E.L.S

7.3 conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel robot. La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode des lignes d'influence et la répartition par la méthode de **GUYONMASSONNET** et ceux obtenus par le logiciel **ROBOT**, indique qu'il y'a une légère différence en matière des valeurs des efforts tranchant et du moment fléchissant, ce qui nous permet de conclure la fiabilité de l'utilisation du logiciel **ROBOT** pour la modélisation.



Chapitre 08

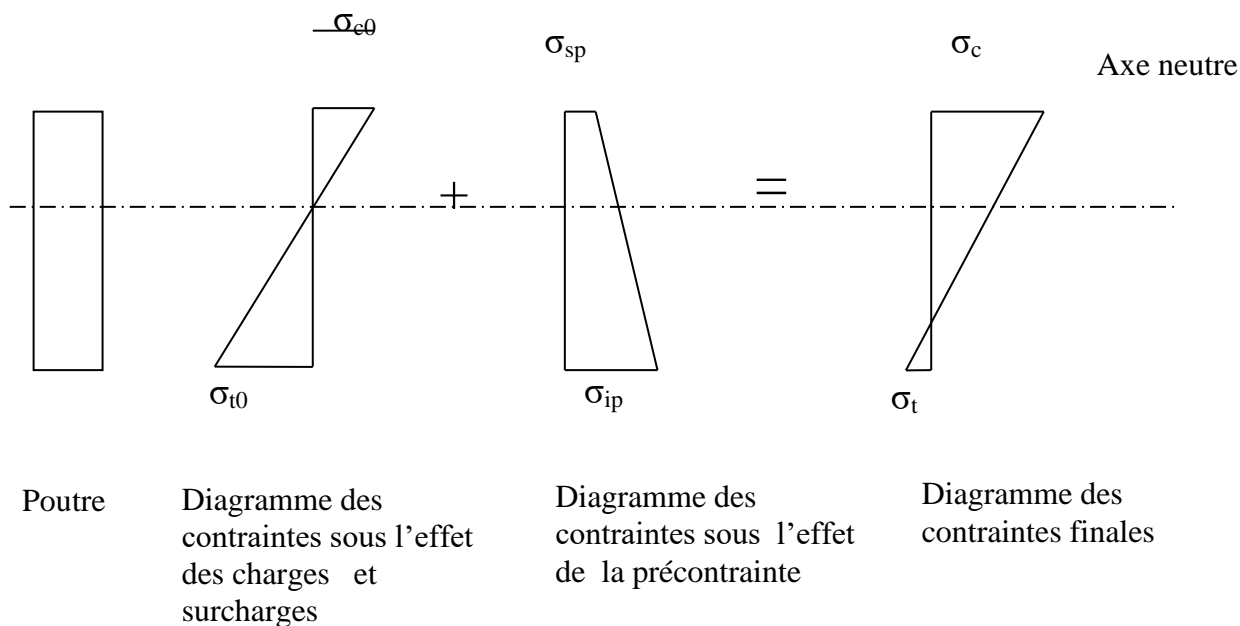
Etude de la précontrainte

8.1 Introduction

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. Pour cela on a recours à un traitement mécanique, qui consiste à exercer dans le béton une contrainte de compression de manière à ce que lorsqu'il subit un effort de la traction, il se décomprime seulement sans se tendre, ou bien il se décomprime puis se tend ce qui diminue les contraintes de tractions. Ce traitement mécanique est appelé précontrainte.

8.1.1 Le principe de la précontrainte

Le principe de base est de créer artificiellement une contrainte de compression préalable, pour application de forces additionnelles, telle que l'effort de traction excessif dû aux charges qui n'engendrent qu'une décompression du béton. Le béton précontraint reste donc toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de tractions faibles. Autrement dit, le béton précontraint travaille à pleine résistance, ce qui n'est pas le cas du béton armé.[7]



$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c \quad \text{et} \quad \sigma_t > \bar{\sigma}_t$$

8.1.2 Modes de précontrainte

Il existe deux procédés de mise en précontrainte du béton : **la pré-tension** où la mise en tension des aciers se fait avant le coulage du béton, ainsi que **la post-tension** où la mise en tension des aciers se fait après coulage du béton.

8.1.2.1 Précontrainte par post-tension

Son principe est de tendre les câbles après le coulage du béton à l'aide des vérins prenant appuis sur la pièce à précontrainte. Pour permettre le mouvement relatif de câble, il est nécessaire de ménager dans le béton des évitements tubulaires généralement formés par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de ciment. L'injection se fait de façon que tous les vides à l'intérieur de la gaine soient remplis. Le rôle de cette injection est double : le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion, produit leur adhérence au béton et améliore la résistance de la pièce à la fissuration.

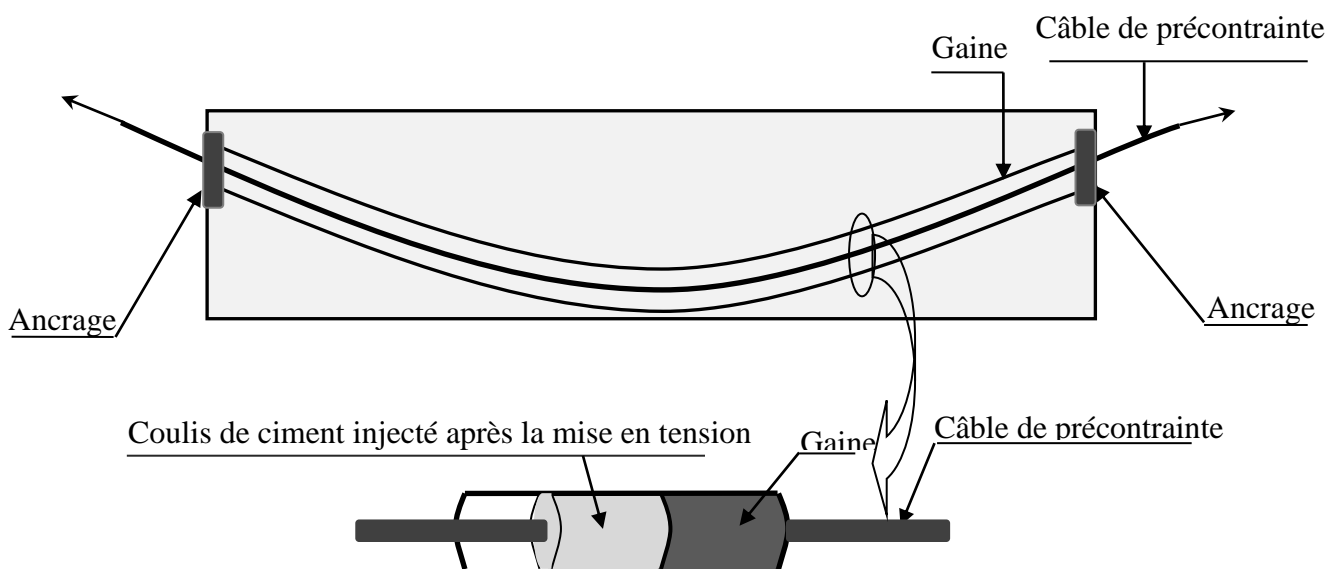


Figure. 8.1: précontrainte par post-tension.

8.1.2.2 Précontrainte par pré tension

La précontrainte par pré tension est réalisée par des armatures tendues sur un banc de traction avant le bétonnage. Ce procédé commence par mettre en tension les aciers de la précontrainte à l'aide des vérins prenant appuis sur des culées. Quand l'allongement requis est atteint, les aciers sont bloqués à l'aide des systèmes d'ancrage. Ensuite le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans des coffrages ou moules entourant ces aciers. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte par mettre les aciers en liberté de leurs ancrages. Et comme ces

armatures ne sont pas libres de reprendre ses longueurs initiales, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte.

La précontrainte par pré tension est surtout utilisée pour la fabrication des séries de pièces identiques en usine, et par fois sur le site même du chantier.

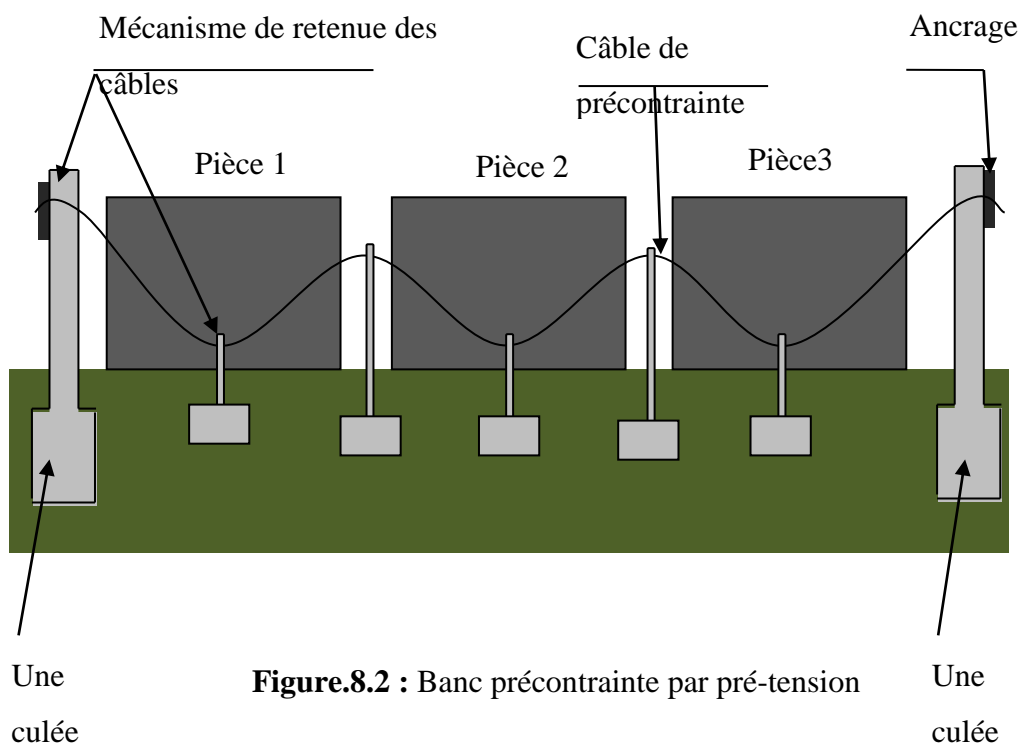


Figure.8.2 : Banc précontrainte par pré-tension

➤ 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.

8.1.3 Procédés de la précontrainte

La méthode de préfabrication des poutres se fait par la manière suivante :

- Nettoyage des moules.
- Mise en place d'huile de décourage sur les moules.
- Déroulement des armatures.
- Mise en place des armatures passives.
- Mise en place des moules dans leurs position finales.
- Mise en place des déviateurs éventuels.

- Mise en tension des files.
- Mise en place du béton par pont –roulant ou grue.
- Vibration du béton.
- Étuvage ou chauffage du béton.
- Décoffrage.
- Découpage des fils aux plaques d'ancrages de l'extrémité du banc.

8.2 Dimensionnement de la précontrainte

8.2.1 Caractéristiques géométriques de la poutre

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre **P6**).

section	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	v(cm)	v' (cm)	c'=I /B.V(cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	3270	6420929,92	67,36	62,64	29,15	46,54	130
Poutre + dalle	5390	14117563,94	56,96	93,04	45,98	49,42	150

Tableau.8.1 :Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L)

C': centre de pression.

✓ L'enrobage

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad d = 6,5 \text{ cm}$$

8.2.2 L'effort de précontraint minimum

La résistance caractéristique à 28 jours égale à $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Les contraintes de traction admissible du béton (en classe II de précontrainte) sont :

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,7 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4,76 + 0,83 \times j}$$

➤ **En exploitation**

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

- Hors de la section d'enrobage : $\bar{\sigma}_m = -1,5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$
- Dans de la section d'enrobage : $\bar{\sigma}_m = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa}$

➤ **En construction** (à 14 jours) :

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \times f_{c14} = 17,94 \text{ MPa}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5f_{t14} = -1,5(0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -3,592 \text{ MPa}$$

- Hors zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -2.39 \text{ MPa}$$

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

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

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{\left(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}\right) + M_{\max}}{C' + V' - d} \end{array} \right. \quad \text{Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

On a:

$$M_{\max} = 302,915 \text{ t.m}$$

$$M_{\min} = 143,170 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \Delta M = 159,745 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_1 = 69,963 \text{ t} \\ P_2 = 197,665 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ la section est sur critique.}$$

Alors : $P_{\min} = \text{Max}(69,963 ; 197,665) = 197,665 \text{ t}$

$$P_{\min} = 197,665 \text{ t}$$

8.2.3 Calcul du nombre des câbles

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 30%.

$$0,7 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,7} = \frac{197,665}{0,7} = 282,379 \text{ t}$$

$$P_0 = 282,379 \text{ t}$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles **T12,4** torons de classe 1860 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 : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$;

➤ La force de la précontrainte par câble

$$\sigma_{p0} = \min\{0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg}\} = 1560,85 \text{ MPa}$$

$$P_0 = n \times A_p \times \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \times \sigma_{p0}} = \frac{282,379 \times 10^4}{93 \times 1560,85} = 19,45 \Rightarrow n \geq 20$$

On adopte en 1^{er} temps **20T12,4** et après calcul des pertes et les vérifications exactes, on a trouvé des conditions qui ne sont pas vérifiées. Une nouvelle adaptation :

On prend : **25T12,4**.

Soit 25 torons T 12,4 :

$$P = 25 \times (93 \times 1560,85 \times 10^{-4}) = 362,898 \text{ t}$$

$$P = 362,898 \text{ t}$$

8.2.4 Vérification des contraintes à la mise en tension

8.2.4.1 En construction (section sans hourdis)

a) les contraintes limites

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29,915 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,395 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \times f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17,95 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,593 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,395 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec $K_1 = 0,9$

❖ En fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \times V}{I} + K_1 \times P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) >? \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{\text{min}} = \frac{q \times l^2}{8} = 77,272 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(62,64 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -56,14 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{sup}} &= \frac{M_{\text{min}} \times V}{I} + K_1 \cdot P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -1,140 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{ts} \\ &= -3,592 \text{ MPa} \dots (\text{CV}). \end{aligned}$$

❖ En fibre inférieure

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{inf}} &= \frac{-M_{\text{min}} \times V'}{I} + K_1 \times P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 17,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{ci} \\ &= 17,95 \text{ MPa} \text{ (CNV)}. \end{aligned}$$

8.2.4.2 En exploitation (Section avec hourdis)

Avec $K_1 = 0,7$

❖ En fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = k \times \frac{p_0}{B} + \frac{M_{\text{max}} \times V}{I} - K \times \frac{P_0 \times e_p}{I} \times V \leq? \bar{\sigma}_M$$

$$M_{\text{max}} = 302,915 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(93,04 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -86,54 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{max}} V}{I} + K_1 P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 8,065 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

❖ **En fibre inférieure**

$$\sigma_{\text{inf}} = k \times \frac{P_0}{B} + V' \times \left[\frac{M_g}{I} + \frac{M_q}{I} \right] - K \times \frac{P_0 \times e_p}{I} \times V' >? \bar{\sigma}_m$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -1,05 \text{ MPa} > -2,7 \text{ MPa} \dots \text{C.V}$$

8.2.5 Emplacement des torons

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

- L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à 3d
 $D \geq 3 \times d = 3 \times 1,25 = 3,75 \text{ cm}$, on prend $D = 4,5 \text{ cm}$
- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieure à : $D' \geq 2,5 \times d = 2,5 \times 1,25 = 3,125 \text{ cm}$, on prend $D' = 6,5 \text{ cm}$



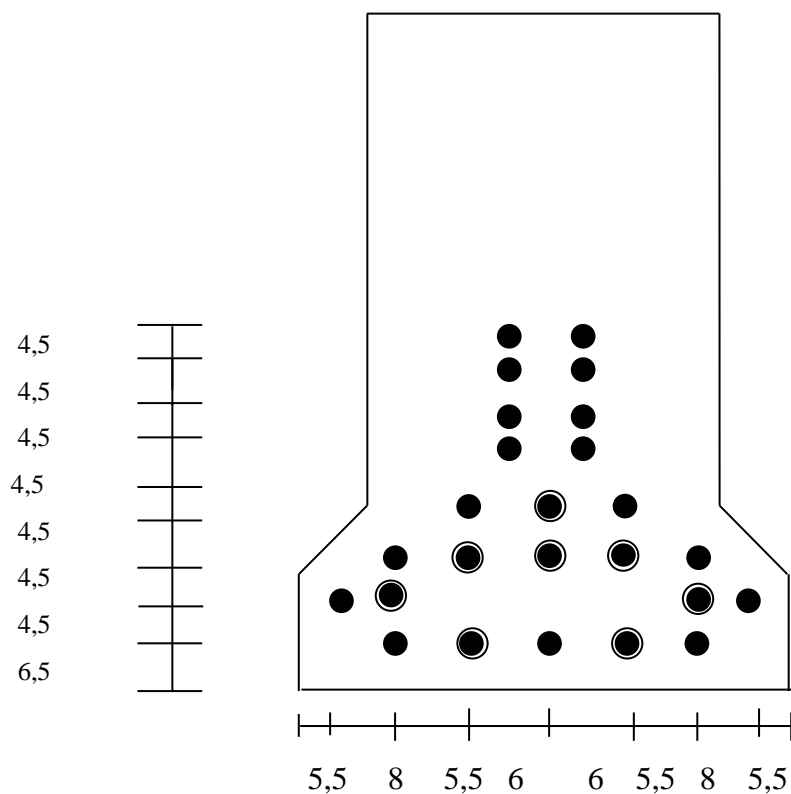


Figure.8.4: Disposition des torons (section d'about)

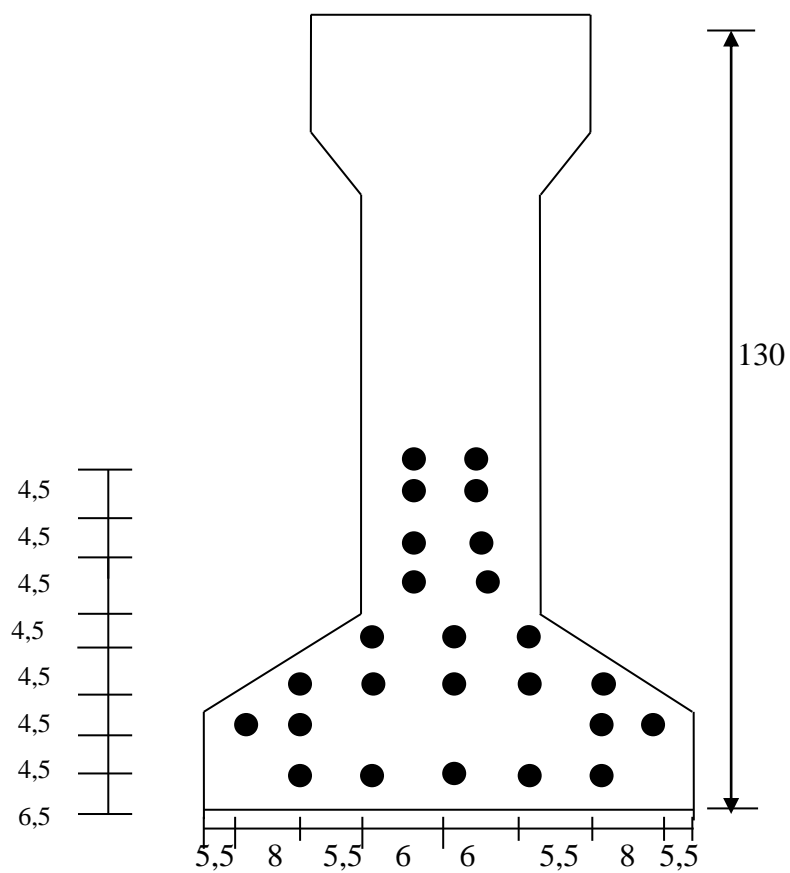


Figure.8.5 : Disposition des torons (section intermédiaire)

8.2.6 Caractéristiques des sections

8.2.6.1 Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis

Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis :

Nombre de câbles	5	4	5	3	2	2	2	2	25
Distance/rbase (cm)	5×6,5	4×11	5×15,5	3×20	2×24,5	2×29	2×33,5	2 × 38	464

Tableau.8.2 : Les centres de gravité des différentes armatures actives

$$V' = \frac{\sum(A_i \times Y_{Gi})}{A_i} = \frac{464 A_i}{25 A_i} = 18,56 \text{ cm}$$

$$V' = 18,56 \text{ cm}$$

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	41808,492
V (cm)	111,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	2590,98

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

Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis :

B (cm²)	3246,75
I_G (cm⁴)	6379121,428
V (cm)	67,045
V' (cm)	62,955
r² (cm²)	1964,771
ρ%	46,55
S(Δ) (cm³)	217677,37

Tableau.8.4 : Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette}(cm³)	ρ(%)	h (cm)
B_{brute}	3270	6420929,92	67,36	62,64	220268,35	46,54	130
B_{cables}	23,25	41808,492	111,44	18,65	2590,98	/	/
B_{nette}	3246,75	6379121,428	67,045	62,955	217677,37	46,55	130
B_{homogé}	3369,51	6599870,266	68,66	61,34	231357,74	46,51	130

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

Avec :

$$S_h = S_{nette} + S_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{VJ}} \quad ; \quad n = \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}} = 5,28$$

$$B_h = 3246,75 + 23,25 \times 5,28 = 3369,51 \text{ cm}^2$$

$$I_{Gh} = 6379121,428 + 41808,492 \times 5,28 = 6599870,266 \text{ cm}^4$$

$$S/\Delta_h = 217677,37 + 2590,98 \times 5,28 = 231357,74 \text{ cm}^3$$

8.2.6.2 Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis

Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis :

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	123413,47
V (cm)	131,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	3055,98

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(%)	h (cm)
B_{brute}	5390	14117563,94	56,96	93,04	307043,36	49,42	150
B_{cables}	23,25	123413,47	131,44	18,56	3055,98	/	/
B_{nette}	5366,75	13994150,47	56,64	93,36	303987,38	49,31	150
B_{homogé}	5489,51	14645773,59	58,32	91,68	320122,95	49,90	150

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

8.2.6.3 Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

Caractéristique des câbles de la section d'about sans hourdis

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	39673,36
V (cm)	111,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	2590,98

Tableau.8.8 : Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette}(cm³)	ρ(%)	h (cm)
B_{brute}	4807,25	7147886,12	68	62	326975,14	35,27	130
B_{cables}	23,25	39673,36	111,44	18,56	2590,98	/	/
B_{nette}	4784	7108212,76	67,81	62,19	324384,16	35,23	130
B_{homogé}	4906,76	7317688,101	68,90	61,10	338064,53	35,43	130

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

Avec :

$$S_h = S_{nette} + S_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{VJ}} \quad ; \quad n = \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}} = 5,28$$

$$B_h = 4784 + 23,25 \times 5,28 = 4906,76 \text{ cm}^2$$

$$I_{Gh} = 7108212,76 + 39673,36 \times 5,28 = 7317688,101 \text{ cm}^4$$

$$S/\Delta_h = 324384,16 + 2590,98 \times 5,28 = 338064,53 \text{ cm}^3$$

8.2.6.4 Caractéristique de la section d'about (nette) avec hourdis

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

B (cm²)	23,25
I_G (cm⁴)	126471,34
V (cm)	131,44
V' (cm)	18,56
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	3055,98

Tableau.8.10 :Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ nette (cm³)	ρ(%)	h (cm)
B_{brute}	6927,25	16140772,80	64,14	85,86	444320,14	42,31	150
B_{cables}	23,25	126471,34	131,44	18,56	3055,98	/	/
B_{nette}	6904	16014301,46	63,91	86,09	441264,16	42,16	150
B_{homogé}	7026,76	16682070,14	65,09	84,91	457399,734	42,96	150

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

❖ **Caractéristiques des sections****1- 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.

$$e_{p_0} = v_{\text{cable}} - v_{\text{homogène}}$$

✓ Pour la section sans hourdis

$$e_{p_0} = 42,78 \text{ cm}$$

✓ Pour la section avec hourdis

$$e_{p_0} = 73,12 \text{ cm}$$

2-section d'about

8 torons sont actifs.

$$A_p = 7,44 \text{ cm}^2$$

✓ Pour la section sans hourdis

$$e_{p_0} = 42,54 \text{ cm}$$

✓ Pour la section avec hourdis

$$e_{p_0} = 66,35 \text{ cm}$$

- **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.

$$-c' \leq e_c \leq c$$

Avec :

$$c' = \frac{I}{B.V} = \frac{6420929,92}{3270 \times 67,36} = 29,151 \text{ cm}$$

$$c = \frac{I}{B.V'} = \frac{6420929,92}{3270 \times 62,64} = 31,347 \text{ cm}$$

- **Le noyau limite**

C'est le domaine à l'intérieur du quel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contrainte limite, σ_m, σ_M , soient dépassés dans la section considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} + \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\}$$

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{+2,7 \times 6420929,92}{362,898 \times 10^2 \times 67,36} \right] - 29,151 \\ - \left[\frac{21 \times 6420929,92}{362,898 \times 10^2 \times 62,64} \right] + 31,347 \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{21 \times 6420929,92}{362,898 \times 10^2 \times 67,36} \right] - 29,151 \\ \left[\frac{-2,7 \times 6420929,92}{362,898 \times 10^2 \times 62,64} \right] + 31,347 \end{array} \right\}$$

$$\sup \left(\begin{array}{l} -22,06 \text{cm} \\ -27,97 \text{cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} 26,01 \\ 23,72 \end{array} \right)$$

$$(-22,06) \leq e_c \leq (23,72)$$

8.3 Pertes de la précontrainte

La perte de la précontrainte est toute déférence entre la force exercé par le vérin lorsque la mise en tension est la force qui ‘exerce ont un point donner d’un armateur à une époque donner. Les pertes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins bon rendements de l’acier et on résulte, mais encore parce qu’elle conduisant à une aggravation de l’état de sollicitation de béton.

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 Δb_i ;

b) Les pertes différées

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

8.3.1 Calcul des pertes

8.3.1.1 À 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

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \times \sigma_0 = \frac{1}{100} \times 1560,85 = 15,609 \text{ MPa}$$

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

a.2 les pertes thermiques

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

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

α_b : coefficient de la dilatation thermique du béton.

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

θ_{\max} : la températures de l'acier lors de la mise en tension.

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

$$\theta_0 = 22^\circ$$

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

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

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,97 \%$$

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 pré-tension, 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.

$$\Delta\sigma_g = E_p \times g/L.$$

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 prétenstion).

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

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

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

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

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

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

Un traitement permet d'attendre $f_{\text{c}28}$ avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{-M_g \times e_p}{I} + \frac{(\sigma_{\text{p}0} - \Delta\sigma_{\text{pi}})}{B} \times \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \times A_p$$

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

$$\sigma_{\text{bj}} = \frac{-77,272 \times 42,78}{6599870,266} + \frac{(1560,85 - 8,361 \times 10^{-2} \times 1560,85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{42,78^2}{1958,7} \right) \times 23,25$$

$$\sigma_{\text{bj}} = -5,009 + 19,091 = 14,082 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bj}} = 14,082 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{c}14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bj}} = 14,082 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{\text{c}14} = 14,958 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{i}14} = 11000 \sqrt[3]{f_{\text{c}14}}$$

$$E_{i14} = 34147,25 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{\text{bj}}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left(\frac{14,082}{34147,25} \right) = 78,354 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 78,354 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = 5,03\%$$

Totale des pertes instantanées

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta\text{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\text{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPa	15,609	108,756	1,900	78,354	204,619
%	1,00	6,97	0,12	5,03	13,12

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

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \times r(t) \times E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

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

t : jours ; r_m (cm)

$$B = 3270 \text{ cm}^2$$

$$p = 374,924 \text{ cm}$$

$$r_m = 8,72 \text{ cm}$$

Calcule ε_r

$$\varepsilon_r = k_s \times \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

A_s : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B : section du béton.

$$S_s = \frac{23,25}{3270} = 0,0071$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0071} = 0,876$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \times r_m)}\right) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 2,04 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \times \varepsilon_0 = 0,876 \times 2,04 \times 10^{-4} = 1,79 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,79 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \times K \times \varepsilon_0 \times [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$$

$$t_i = 0$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \times r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 8,72} = 0,349$$

$$r(t) = 0,349$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,79 \times 10^{-4} \times (1 - 0,349) = 22,14 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 22,14 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,42 \%$$

b.2 Pertes par fluage

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fl_i} = E_p \times \Delta\varepsilon_{fl_i}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \times K_{fl}(t_1) \times f(t - t_1)$$

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.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{avec } \sigma_i < 0,5 \times f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{avec } 0,5 \times f_{c28} < \sigma_i < 0,66 \times f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0,5 \right]^2$$

b.2.1 Etape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 77,272 \text{ t.m}$$

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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{8,72}}$$

$$f(t) = 0,264$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \times k(t)]$$

k_S : 0,876 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 : $\rho_n = 70 \%$

$$k_c = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 8,72} = 2,36$$

$$k(t) = \frac{100}{100+t} = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \times [k_e + k_c \times k(t)] = 0,876 \times (0,4 + 2,36 \times 1) = 2,418$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35981,73$$

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

$$P = (1560,85 - 226,759) \times 25 \times 0,93 = 310,176 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \times e_0}{I} + \frac{P \times e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \times e_0}{I} + \frac{P \times e_0^2}{I}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \frac{310,176}{3369,51} \times 100 - \frac{77,272 \times 42,78}{6599870,266} \times 10^4 + \frac{310,176 \times 42,78^2}{6599870,266} \times 100 \\ &= 9,205 - 5,009 + 8,601 = 12,797 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_i = 12,797 < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{12,797}{35981,73} = 3,557 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t) \times f(t - t_1) = 3,557 \times 10^{-4} \times 2,418 \times 0,264 = 2,271 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,271 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{flu} = 190000 \times 2,271 \times 10^{-4} = 43,149 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 43,149 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,77 \%$$

b.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant : $M_{cp} = 143,170 \text{ t.m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{8,72}} = 0,348$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,348 - 0,264 = 0,084$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \times A_p$$

$$P = (1560,85 - 269,908) \times 25 \times 0,93 = 300,144 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \times e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{300,144}{3369,51} + \frac{300,144 \times 42,78^2}{6599870,266} - \frac{143,170 \times 42,78}{6599870,266}$$

$$\sigma_i = 8,908 + 8,323 - 9,280 = 7,951$$

$$\sigma_i = 7,951 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{7,951}{35981,73} = 2,210 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,210 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,210 \times 10^{-4} \times 0,084 \times 2,418 = 8,529 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,55 \%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service

Le moment agissant : $M_M = 302,915 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,348 = 0,652$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_M \times e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n \times A_p$$

$$P = (1560,85 - 278,437) \times 25 \times 0,93 = 298,161 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{298,161}{5489,51} + \frac{298,161 \times 73,12^2}{14645773,59} - \frac{302,915 \times 73,12}{14645773,59}$$

$$\sigma_i = 5,431 + 10,88 - 15,12 = 1,191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 1,191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 1,191 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{1,191}{35981,73} = 0,331 \times 10^{-4}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{fl} &= E_P \times \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t_1) \times f(t - t_1) \\ &= 190000 \times 0,331 \times 10^{-4} \times 2,418 \times 0,652 = 9,915 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 9,915 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,64 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 43,149 + 8,529 + 9,915 = 61,593 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 3,95\%$$

c Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \times \sigma_{pi} \times \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1356,231 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \quad \text{pour la acier TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \times \sigma_{pi} \times \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1356,231}{1860} - 0,43 \right) \times 1356,231 \times 2,5 = 60,859 \text{ MPa}$$

➤ Pertes différées totales

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6} \right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 50,716 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,25 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	22,14	61,593	50,716	134,449
%	1,42	3,95	3,25	8,62

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	204,619	134,449	339,068
%	13,12	8,62	21,74

Tableau.8.14 :des pertes totales à X=0,5L

8.3.1.2 Calcul des pertes à l’about (0,00L)

a)Les pertes instantanées

Ce sont les pertes par frottement, par effet thermique est par glissement d’encrage sont les mêmes : (15,609MPa ; 108,75 MPa ; 1,9 MPa).

a.1 perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

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

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

$M_g = 0$ (Sur appuis).

σ_{pi} : contrainte de 08 torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{(1560,85 - 8,361 \times 10^{-2} \times 1560,85)}{4906,76} \times \left(1 + \frac{42,54^2}{1491,348}\right) \times 7,44$$

$$\sigma_{bj} = 4,800 \text{ MPa}$$

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

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bj} = 4,800 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c14} = 14,958 \text{ MPa}$$

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

$$E_{i14} = 34147,25 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left(\frac{4,800}{34147,25} \right) = 26,708 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 26,708 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 1,71\%$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	15,609	108,756	1,9	26,708	152,973
%	1	6,97	0,12	1,71	9,80

Tableau.8.15 :les pertes instantanées totales à X =0,00L

b) les pertes différées

b.1 Pertes dues aux retrais du béton

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \times [1 - r(t)] \times E_p$$

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

t : jours ; r_m (cm)

$$B = 4807,25\text{cm}^2$$

$$p = 353,69 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{p} = \frac{4807,25}{353,69} = 13,59 \text{ cm}$$

Calcule ε_r :

$$\varepsilon_r = k_s \times \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

$$S_s = \frac{23,25}{4807,25} = 0,0048$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0048} = 0,912$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \times r_m)}\right) \times 10^{-6} = 1,98 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \times \varepsilon_0 = 0,912 \times 1,98 \times 10^{-4} = 1,805 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,805 \times 10^{-4}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \times r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 13,59} = 0,256$$

$$r(t) = 0,256$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,805 \times 10^{-4} \times (1 - 0,256) = 25,515 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 25,515 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,64\%$$

b.2 Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fl_i} = E_P \times \Delta\varepsilon_{fl_i}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \times K_{fl}(t_1) \times f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0,5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 \times f_{c28} < \sigma_i < 0,66 \times f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}}\right) - 0,5\right]^2$$

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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{13,59}}$$

$$f(t) = 0,223$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \times k(t)]$$

k_S : 0,912 qu'on a calculés dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0,4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70 \%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 13,59} = 2,26$$

$$k_C = 2,26$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t} = 1$$

$$k_{fl}(t) = k_S \times [k_e + k_C \times k(t)] = 0,912 \times (0,4 + 2,26 \times 1) = 2,43$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,73 \text{ MPa}$$

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

$$P = (1560,85 - 178,488) \times 7,44 = 102,848 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{102,848}{4906,76} \times 100 + \frac{102,848 \times 42,54^2}{7317688,101} \times 100$$

$$= 2,096 + 2,543 = 4,639 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 4,639 < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{4,639}{35981,73} = 1,289 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t) \times f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 1,289 \times 10^{-4} \times 2,43 \times 0,223 = 0,698 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 0698 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{flu} = 190000 \times 0,698 \times 10^{-4} = 13,262 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 13,262 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,85 \%$$

b.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$M = 0$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{13,59}}$$

$$f(t) = 0,299$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,299 - 0,223 = 0,076$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,076$$

$$P = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \times A_p$$

$$P = (1560,85 - 191,75) \times 7,44 = 101,861 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{101,861}{4906,76} \times 100 + \frac{101,861 \times 42,54^2}{7317688,101} \times 100$$

$$\sigma_i = 4,595 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{4,595}{35981,73} = 1,313 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,313 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,313 \times 10^{-4} \times 2,43 \times 0,076 = 4,607 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 4,607 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,30 \%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service

Le temps varie entre 90 à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,299 = 0,701$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,701$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \times n \times A_p$$

$$P = (1560,85 - 196,357) \times 7,44 = 101,518 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{101,518}{7026,76} \times 100 + \frac{101,518 \times 66,35^2}{16682070,14} \times 100$$

$$\sigma_i = 1,444 + 2,679 \text{ MPa} = 4,123 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 4,123 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{4,123}{35981,73} = 1,146 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,146 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t_1) \times f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 1,146 \times 10^{-4} \times 2,43 \times 0,701 = 37,090 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 37,090 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,38 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 13,262 + 4,607 + 37,090 = 54,959 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 54,959 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ tot}} = 3,53 \%$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \times \sigma_{pi} \times \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1407,877 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \times \sigma_{pi} \times \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1407,877}{1860} - 0,43 \right) \times 1407,877 \times 2,5 = 69,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 4,43 \%$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 57,533 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,69 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	25,515	54,959	57,533	138,007
%	1,64	3,53	3,69	8,86

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	152,973	138,007	290,98
%	9,80	8,86	18,66

Tableau.8.17 :les pertes totales à X=0,00L

8.3.1.3 Calcul des pertes à 0,25L

$$M\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{3}{4}M\left(\frac{1}{2}\right)$$

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 :

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

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

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

$$\sigma_{bj} = \frac{-57,955 \times 42,78}{6599870,266} + \frac{(1560,85 - 8,361 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{3369,51} \times \left(1 + \frac{42,78^2}{1958,70}\right) \times 23,25$$

$$\sigma_{bj} = -3,757 + 19,091 = 15,334 \text{ MPa}$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bj} = 15,334 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c14} = 14,958 \text{ MPa}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}} = 34147,25 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) = 190000 \times \left(\frac{15,334}{34147,25}\right) = 85,320 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 85,320 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 5,47 \%$$

➤ **Totale des pertes instantanées**

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPa	15,609	108,756	1,9	85,320	211,585
%	1	6,97	0,12	5,47	13,56

Tableau.8.18 :les pertes instantanées totales à X =0,25L

b) les pertes différées**b.1 Pertes dues aux retrais du béton**

Elles ont pour expression

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \times r(t) \times E_p$$

t : âge du béton lors de la mise en tension.

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

t : jours ; r_m (cm)

$$B = 3270 \text{ cm}^2$$

$$p = 374,924 \text{ cm}$$

$$r_m = 8,72 \text{ cm}$$

Calcule ε_r

$$\varepsilon_r = k_s \times \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \times S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

A_s : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B : section du béton.

$$S_s = \frac{23,25}{3270} = 0,0071$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0071} = 0,876$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \times r_m)}\right) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 2,04 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \times \varepsilon_0 = 0,876 \times 2,04 \times 10^{-4} = 1,79 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,79 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \times K \times \varepsilon_0 \times [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$$

$$t_i = 0$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \times r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 8,72} = 0,349$$

$$r(t) = 0,349$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,79 \times 10^{-4} \times (1 - 0,349) = 22,14 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 22,14 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,42 \%$$

b.2 Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \times \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \times K_{fl}(t_1) \times f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si} \quad \sigma_i < 0,5 \times f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si} \quad 0,5 \times f_{c28} < \sigma_i < 0,66 \times f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}}\right) - 0,5\right]^2$$

b.2.1 Etape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 57,955 \text{ tm}$$

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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{8,72}}$$

$$f(t) = 0,264$$

$$k_{fl} = k_s [k_e + k_c \times k(t)]$$

$$k_s = 0,876$$

$$k_e = 0,4$$

$$k_c = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

Le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70 \%$

$$k_c = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 8,72} = 2,36$$

$$k(t) = \frac{100}{100+t} = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \times [k_e + k_c \times k(t)] = 0,876 \times (0,4 + 2,36 \times 1) = 2,418$$

$$E_{i28} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 35981,73$$

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

$$P = (1560,85 - 233,725) \times 25 \times 0,93 = 308,557 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \times e_0}{I} + \frac{P \times e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \times e_0}{I} + \frac{P \times e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{308,557}{3369,51} \times 100 - \frac{57,955 \times 42,78}{6599870,266} \times 10^4 + \frac{308,557 \times 42,78^2}{6599870,266} \times 100$$

$$= 9,157 - 3,757 + 8,556 = 13,956 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 13,956 < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{13,956}{35981,73} = 3,879 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t) \times f(t - t_1) = 3,879 \times 10^{-4} \times 2,418 \times 0,264 = 2,476 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,476 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{flu} = 190000 \times 2,476 \times 10^{-4} = 47,044 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 47,044 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,02 \%$$

b.2.2 Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant : $M_{cp} = 107,382 \text{ t.m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{8,72}} = 0,348$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,348 - 0,264 = 0,084$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \times A_p$$

$$P = (1560,85 - 280,769) \times 25 \times 0,93 = 297,619 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \times e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{297,619}{3369,51} + \frac{297,619 \times 42,78^2}{6599870,266} - \frac{107,382 \times 42,78}{6599870,266}$$

$$\sigma_i = 8,833 + 8,253 - 6,960 = 10,126$$

$$\sigma_i = 10,126$$

$$\sigma_i = 10,126 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{10,126}{35981,73} = 2,814 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,814 \times 10^{-4} \times 0,084 \times 2,418 = 10,860 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 10,860 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,71 \%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service

Le moment agissant $M_M = 227,186 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,348 = 0,652$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_M \times e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n \times A_p$$

$$P = (1560,85 - 291,629) \times 25 \times 0,93 = 295,094 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{295,094}{5489,51} + \frac{295,094 \times 73,12^2}{14645773,59} - \frac{227,186 \times 73,12}{14645773,59}$$

$$\sigma_i = 5,376 + 10,77 - 11,34 = 4,806 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 4,806 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 4,806 \text{ MPa} < 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{4,806}{35981,73} = 1,336 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_{ic1} \times k_{fl}(t_1) \times f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 1,336 \times 10^{-4} \times 2,418 \times 0,652 = 40,02 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 40,02 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,57 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl\,TOT} = 47,044 + 10,860 + 40,02 = 97,924 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl\,TOT} = 6,28 \%$$

c. Pertes par relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \times \sigma_{pi} \times \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1349,265 \text{ MPa}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ puor la acier TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \times \sigma_{pi} \times \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1349,265}{1860} - 0,43 \right) \times 1349,265 \times 2,5 = 59,788 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 59,788 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 3,84 \%$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 49,82 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,20 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	22,14	97,924	49,82	169,884
%	1,42	6,28	3,20	10,90

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	211,585	169,884	381,469
%	13,56	10,90	24,46

Tableau.8.20 : les pertes totales à X=0,25L

Pourcentage des pertes totales

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{pi \text{ total}}}{\sigma_{P_0}} \times 100$$

σ_{P_0} : Tension à l'origine.

$$\sigma_{P_0} = 1560,85 \text{ MPa}$$

sections	0,5L		0,25L		0,00L	
Abscisse (m)	13,275		6,638		0,00	
$\% \Delta\sigma_f$	1	15,609	1	15,609	1	15,609
$\% \Delta\sigma_{\theta_{max}}$	6,97	108,75	6,97	108,75	6,97	108,75
$\% \Delta\sigma_g$	0,12	1,90	0,12	1,90	0,12	1,90
$\% \Delta\sigma_{rac}$	5,03	78,354	5,47	85,320	1,71	26,708
$\% \Delta\sigma_r$	1,42	22,14	1,42	22,14	1,64	25,515
$\% \Delta\sigma_{fl}$	3,95	61,593	6,28	97,924	3,53	54,959
$\% \Delta\sigma_{\xi}$	3,25	50,716	3,20	49,82	3,69	57,533
$\% \Delta\sigma_{total}$	21,74	339,062	24,46	381,463	18,66	290,974

Tableau.8.21 : La perte totale dans les différentes sections

Conclusion

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à X=0,25L (24,46% 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.

8.4 Vérification des contraintes

8.4.1 Pour la section intermédiaire ($X=0,5 L$)

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 que suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\begin{array}{l} \text{Construction} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} >? \sigma_{\text{ts}} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} <? \sigma_{\text{ci}} \end{array} \right. \\ \\ \text{Service} \left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} >? \sigma_{\text{cs}} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} <? \sigma_{\text{ti}} \end{array} \right. \end{array}$$

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

$$M_p = 77,272 \text{ t.m}$$

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 %

$$M(x) = 77,272 \times 0,3 + 77,272 = 100,454 \text{ t.m}$$

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_i \times n \times A_p$$

$$\Delta p_0 = 47,57 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,156 - 38,056 = 332,100 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0$$

$$p_2 = 355,640 - 57,084 = 298,556 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 315,328 \text{ t}$$

- ✓ Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire

$$B = 3369,51 \text{ cm}^2, V = 68,66 \text{ cm}; V' = 61,34 \text{ cm}; I = 6599870,266 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,78 \text{ cm}$$

- **A mi travée sans hourdis.**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_P \times V}{I} = 9,86 - 14,78 + 10,45 = 5,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_P \times V}{I} = 8,86 - 13,29 + 10,45 = 6,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_P \times V'}{I} = 9,86 + 13,20 - 9,34 = 13,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_P \times V'}{I} = 8,86 + 11,87 - 9,34 = 11,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,95 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,95 \text{ MPa} \dots C V$$

- **A mi travée avec hourdis**, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type D240.

- ❖ Caractéristique de la section

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_{\text{Total}} \times n \times A_p$$

$$\Delta p_0 = 78,83$$

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_1 = 370,15 - 63,06 = 307,09 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0$$

$$p_2 = 355,64 - 94,60 = 261,04 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 284,07 \text{ t}$$

$$M_M = 302,915 \text{ t.m}$$

$$B = 5489,51 \text{ cm}^2 ; V = 58,96 \text{ cm} ; V' = 91,68 \text{ cm} ; I = 14645773,59 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 73,12 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} = 5,59 - 9,04 + 12,19 = 8,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} = 4,76 - 7,68 + 12,19 = 9,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} = 5,59 + 14,06 - 17,96 = 1,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} = 4,76 + 11,95 - 17,96 = -1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

8.4.2 Pour la section d'about ($X=0,00L$)

- **En construction (A mi travée sans hourdis)**

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_0 = 116,13 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 11,38 \text{ t}$$

$$p_1 = 118,45 - 9,10 = 109,35 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0$$

$$p_2 = 113,81 - 13,67 = 100,14 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 107,75 \text{ t}$$

- ❖ **Caractéristique de la section**

$$B = 4906,76 ; V = 68,90 \text{ cm} ; V' = 61,10 \text{ cm} ; I = 7317688,101 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,54 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_P \times V}{I} = 2,23 - 4,38 = -2,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_P \times V}{I} = 2,04 - 4,01 = -1,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_P \times V'}{I} = 2,23 + 3,88 = 6,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_P \times V'}{I} = 2,04 + 3,56 = 5,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

▪ **En service (A mi travée avec hourdis)**

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_0 = 116,13 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 21,65 \text{ t}$$

$$p_1 = 118,45 - 17,32 = 101,13 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0$$

$$p_2 = 113,81 - 25,98 = 87,83 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 94,48 \text{ t}$$

❖ Caractéristique de la section

$$B = 7026,76 \text{ cm}^2 ; V = 65,09 \text{ cm} ; V' = 84,91 \text{ cm} ; I = 16682070,14 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 68,12 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_P \times V}{I} = 1,44 - 2,69 = -1,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M_P \times V}{I} = 1,25 - 2,33 = -1,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_P \times V'}{I} = 1,44 + 3,51 = 4,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M_P \times V'}{I} = 1,44 + 3,05 = 4,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

8.4.3 Pour la section (X=0,25L)

On prend un coefficient de majoration pour le moment de poutre

$$M(x) = 57,955 \times 0,3 + 57,955 = 75,342 \text{ t.m}$$

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 49,19 \text{ t}$$

$$p_1 = 370,16 - 39,35 = 330,81 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0$$

$$p_2 = 355,64 - 59,03 = 296,61 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 313,71 \text{ t}$$

❖ Caractéristique de la section

$$3369,51 \text{ cm}^2, V = 68,66 \text{ cm}; V' = 61,34 \text{ cm}; I = 6599870,266 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 42,78 \text{ cm}$$

▪ **En construction (A mi travée sans hourdis)**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} = 9,82 - 14,72 + 7,84 = 2,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} = 9,82 + 13,15 - 7,00 = 15,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} = 8,80 - 13,20 + 7,84 = 3,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} = 8,80 + 11,93 - 7,00 = 13,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPa} \dots C V$$

▪ **En service (A mi travée avec hourdis)**

❖ Caractéristique de la section

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0$$

$$p_0 = 362,898 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 88,69$$

$$p_1 = 370,16 - 70,95 = 299,21 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0$$

$$p_2 = 355,64 - 106,43 = 249,21 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 274,21 \text{ t}$$

$$B = 5489,51 \text{ cm}^2 ; V = 59,32 \text{ cm} ; V' = 91,68 \text{ cm} ; I = 14645773,59 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 73,12 \text{ cm}$$

$$M_M = 227,186 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} = 5,45 - 8,86 + 9,20 = 5,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} = 5,45 + 13,70 - 14,22 = 4,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \times e_0 \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} = 4,53 - 7,38 + 9,20 = 6,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \times e_0 \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} = 4,53 + 11,41 - 14,22 = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPa} < \sigma_s < 17,95 \text{ MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPa} < \sigma_{\text{ci}} < 17,95 \text{ MPa} \dots C V$$

8.5 Calcul Ferrailage Passif Longitudinal

On a deux types des armatures

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

8.5.1 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.

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times P \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 0,1\% B \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 374,924 \times 10^{-2} = 11,248 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 3270 = 3,27 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \\ A_s = 11,248 \text{ cm}^2$$

On adopte **10 HA12** (11,31 cm²) avec un espacement de $e = 16$ cm.

8.5.2 Armatures dans La Zone Tendue

Les armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

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.

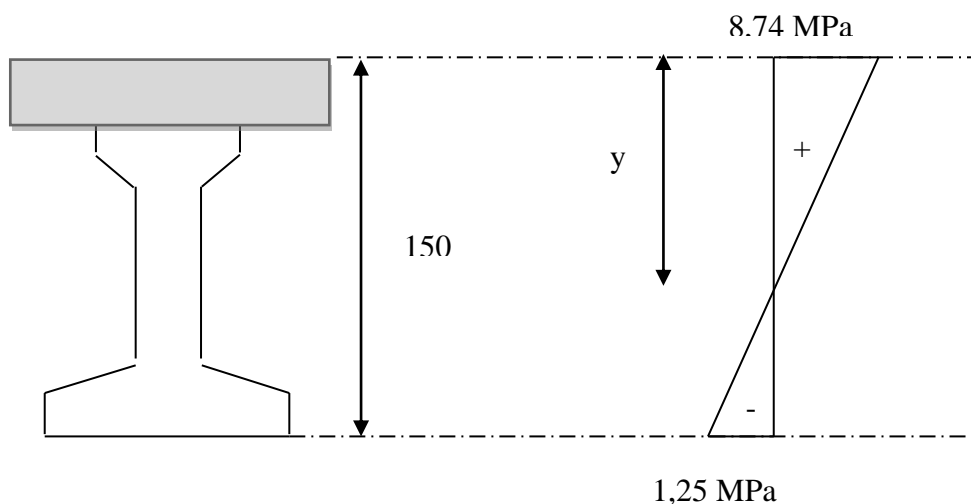


Figure.8.6 : Diagramme des contraintes normales

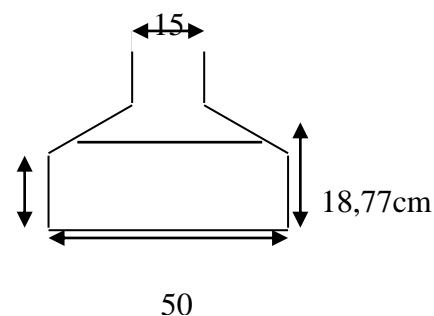
$$\frac{y}{8,74} = \frac{150-y}{1,25} \Rightarrow y = 131,231 \text{ cm}$$

La zone tendue se trouve à une distance de $X = 18,77$ cm

$$X = 18,77 \text{ cm}$$

$$B_t = 15 \times 50 + 3,77 \times (50 + 36,80)/2 = 913,618 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \times \sigma_t}{2} = \frac{913,618 \times 1,3}{2} = 0,0594 \text{ MN}$$



$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

$$N_{Bt} = \frac{913,618}{1000} + \frac{0,0594}{500} \times \frac{2,7}{1,3} \times 10^4 = 3,381 \text{ cm}^2$$

Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section **4HA12= 4,52cm²**.

8.6 Justification aux ELU

8.6.1 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.

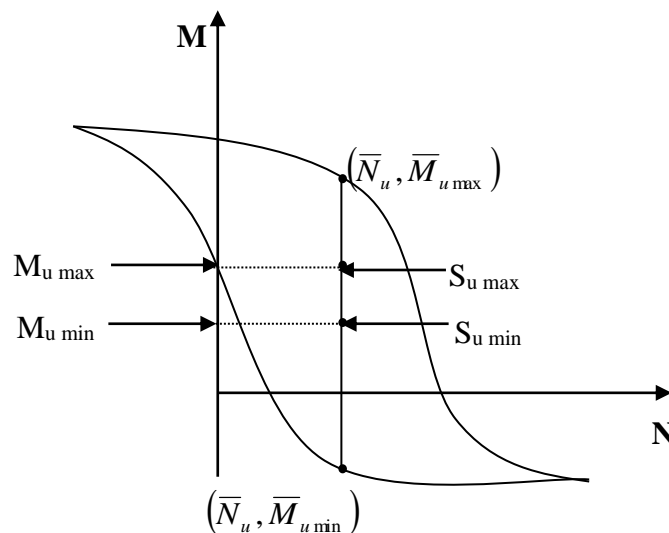


Figure.8.7 : Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_U (\bar{N}_U, \bar{M}_U)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermée dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant). cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_{UN} 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.

8.6.2 Démarche à suivre

a. On fixe $\bar{N}_U < w$

b. On détermine les deux moments résistant ultimes ($M_{U_{min}}; M_{U_{max}}$) correspondant 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 $M_{U_{min}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$

8.6.3 Les sollicitations à L.E.L.U

En admettant le diagramme des contraintes suivant

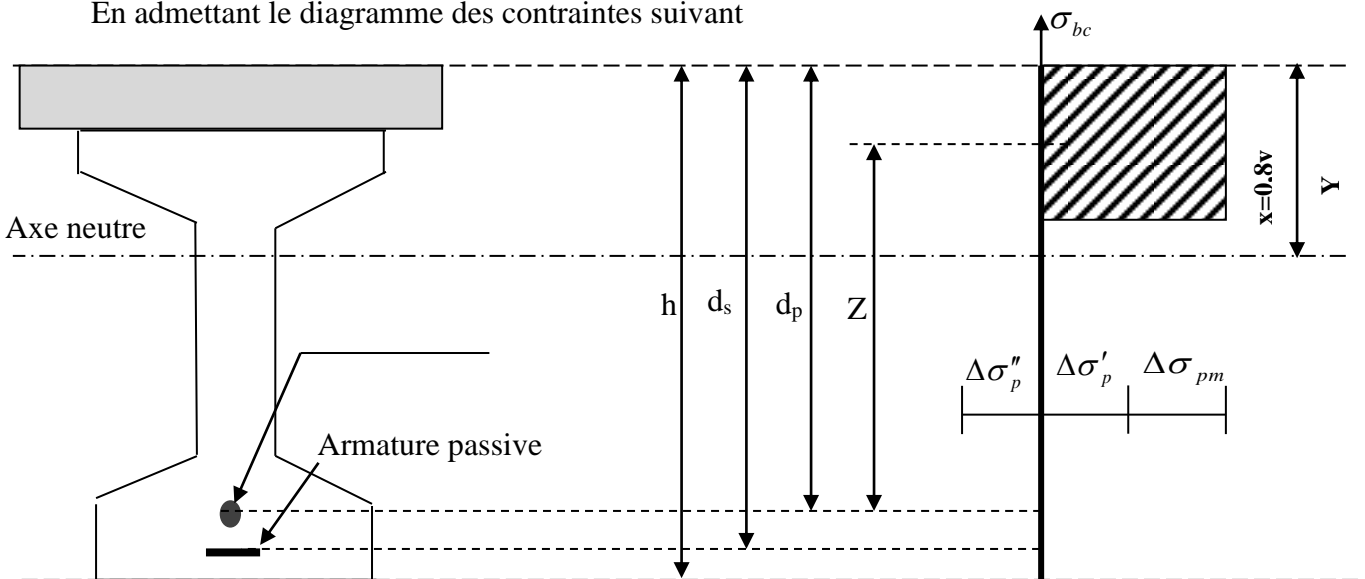


Figure.8.8 : Diagramme de la contrainte à L'ELU

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 :

$$N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \Delta\sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$M'_{UMAX} = B(x) \times \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \times Z + A_s \times (d_s - d_p) \times \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec $A_p \times \Delta\sigma_p$: surtention de la prétention.

$A_p \times \Delta\sigma_p$: 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.

8.6.4 Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \times d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

Tout en ne 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).

8.6.5 Equations traduisant le comportement de l'acier

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \times \epsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

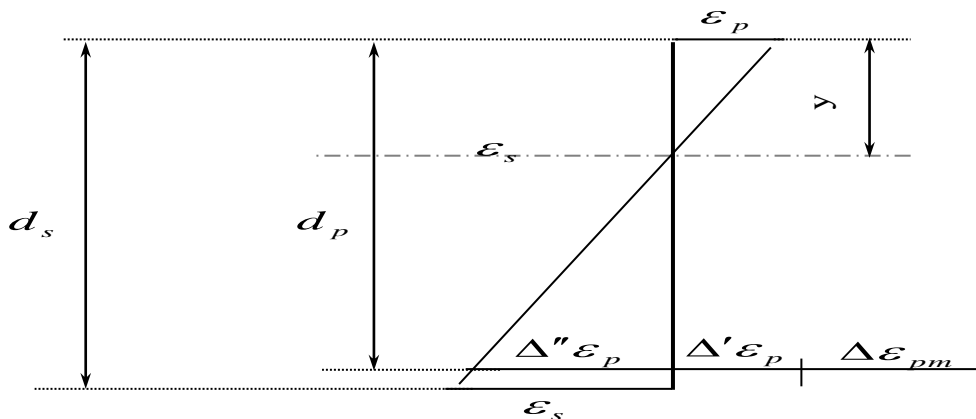


Figure.8.9 :Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée

$$\Delta\sigma_p = f \cdot \epsilon_{pm} + \Delta'\epsilon_b + \Delta''\epsilon_b) - f(\epsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_b, \varepsilon_b, \varepsilon_s, \bar{M}_U$$

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) ;

$$\text{Nous avons dans (1) : } N_{Ul} = B(x) \times \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \Delta\sigma_s = \bar{N}_U$$

On fait une comparaison entre N_{Ul} et N_U

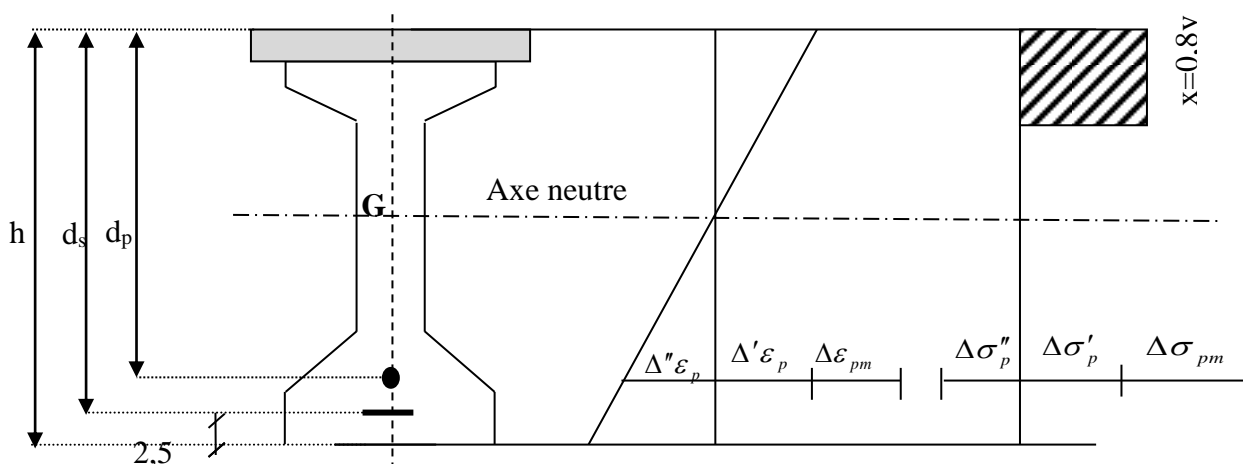
☞ Si $N_{Ul} = N_U$: on calcule directement M_U

☞ Si $N_{Ul} > N_U$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on 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) :



à L'ELU : $M_{min} = 1,35 M_g$ et $M_{max} = 1,35 M_g + 1,6 M_q$ ((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	-55,69	147,5	143,5	23,25	4,52	193,280	408,935

Donc : $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \times n \times A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 346,467) \times n \times A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 346,467) \times 25 \times 0,93 \times 10^{-4} = 2,8234 \text{ MN}$

\Rightarrow Dans (1) : $N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \times 10^3 - 2,325 \times \Delta\sigma_p - 0,452 \times \sigma_s$

$2823,4 = B(x) \times 19,833 \times 10^3 - 2,325 \times \Delta\sigma_p - 0,452 \times \sigma_s$

Dans (2) : $\bar{M}_{Umax} = B(x) \times 19,833 \times Z + 0,452 \times (0,04) \times \sigma_s$

❖ **Équations liées le l'hypothèse des sections planes**

De (3) : $\frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{143,5 - y}{y} = \frac{114,8}{x} - 1$

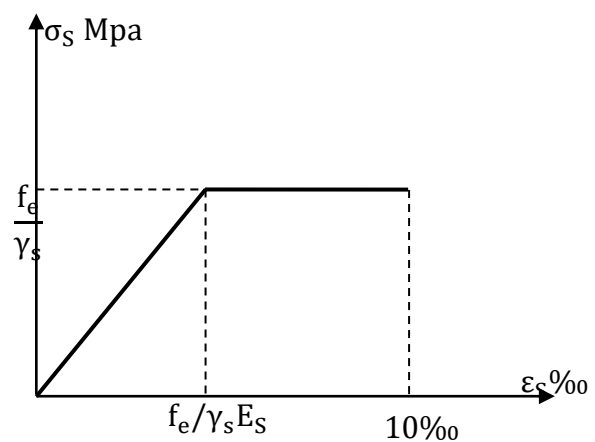
De (4) : $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 147,5}{x} - 1 = \frac{118}{x} - 1$

❖ **Équation traduisant le comportement des aciers**

▪ **Armatures passives (F_eE500)**

$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$

$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



▪ Armature actives (torons)

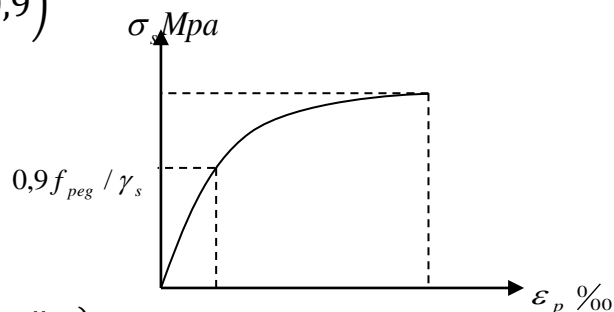
$$\sigma_p > \frac{0,9 \times f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \times \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \times f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \times f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,83 \text{ MPa}$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta''\varepsilon_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1213,462 \text{ MPa}$$



La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1213,462}{190000} = 6,39 \times 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\begin{aligned} \sigma_{bpm} &= \frac{p_m}{B} + (p_m \times e_p + M_{umin}) \frac{e_p}{I} \\ &= \frac{2821,3 \times 10^3}{548951} + (2821,3 \times 10^3 (-0,7312) + 193,280 \times 10^4) \frac{-73,12}{14645773,59} \\ \Rightarrow \sigma_{bpm} &= 5,143 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} ‰

$$\sigma_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \times \sigma_{bpm}}{E_b \times E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 1,353 \times 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU et atteinte

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

Donc :

$$\text{De(04) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_{s-y}}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{147,5 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{147,5}{3,857} = 38,24 \text{ cm}$$

$$\text{De(04) : } \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{De(03)} : \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_p} &= \frac{143,5 - y}{y} \Rightarrow \Delta''\varepsilon_p = \frac{3,50 \times 10^{-3}(143,5 - 38,24)}{38,24} \\ &= 9,634 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\Delta''\varepsilon_p = 9,634 \times 10^{-3}$$

De(06) :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_p &= \sigma_p \text{ pour } (9,634 \times 10^{-3} + 0,0152 \times 10^{-3} + 6,39 \times 10^{-3}) \\ &\quad - \sigma_p(6,39 \times 10^{-3}) \end{aligned}$$

$$\Delta \sigma_p = 16,159 \times 10^{-3} - \sigma_p \text{ Pour } (6,39 \times 10^{-3}) -$$

✓ Déterminations de σ_p

$$6,39 \times 10^{-3} \leq \frac{0,9 \times f_{prg}}{\gamma_s E_p} = 6,77 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p$$

$$\Rightarrow \sigma_p(6,39 \times 10^{-3}) = 1,9 \times 10^5 \times 6,39 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (6,39 \times 10^{-3}) = 1214,1 \text{ MPa}$$

$$16,039 \cdot 10^{-3} > 6,39 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (16,039 \cdot 10^{-3})$$

$$= \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \times y \times b_{moy} \text{ avec } y = 0,3824 \text{ m}$$

b_{moy} : La largeur moyenne (hourdis+table la poutre) calculée comme suit

$$b_{moy} = \frac{1,11 + 0,35}{2} = 0,73 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,3824 \times 0,73 = 0,223 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ul} = 3,5544 \text{ MPa}$$

$$N_{ul} = 3,5544 \text{ MN} \geq N_u = 2,8234 \text{ MN}$$

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 (cm)	$\Delta\varepsilon''$	B(x)	N_{ul}
2	24,583	0.0097	1435,472	1,0910
2,45	29,026	0.0097	1695,352	1,7123
2,88	33,023	0,00963	1928,805	2,8112

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_p = 2,88 \text{ ‰}$; $N_{ul} = 2,8234 \text{ MN} \approx N_u = 2,8112 \text{ MN}$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_p = 2,88 \text{ ‰}$$

$$\bar{M}_{umax} = B(x) \times 19,833 \times Z + 0,452 \times (0,04) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0,8 \times y = 143,5 - 0,8 \times 33,023 = 117,082 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{umax} = 1928,805 \times 19,833 \times 117,082 + 4,52 \times (4) \times 435 = 448,672 \text{ t.m}$$

$$M_{umax} = 408,935 \text{ t.m} < \bar{M}_{umax} = 448,672 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

8.7 Vérification des contraintes tangentielles

1^{ère} phase : en construction

L'effort tranchant dû au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \times l}{2} - g \times x$$

$$V_{max}(x) = 11,642 \text{ t}$$

- La contrainte de cisaillement τ

$$\tau(x) = \frac{V \times \mu}{I \times b_\tau}$$

$$\tau(x) = \frac{V \times \left(\frac{h}{2}\right)}{b_n \times z}$$

$$Z : \text{ le bras de levier : } Z = \frac{h \times (1 + \rho)}{2}$$

b_n : Largeur 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 :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p \begin{cases} p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_0 = 331,908 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{331,908}{3270} = 10,15 \text{ MPa} \\ p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_0 = 298,268 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{298,268}{3270} = 9,12 \text{ MPa} \end{cases}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$(\tau) < \min(\tau_1, \tau_2) = \tau$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \times \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 \times f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \times \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15 \right) = 8,75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 8,75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12 \right) = 8,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 8,10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 10,15) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,15 \right) = 11,42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 11,42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 9,12) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,12 \right) = 11,96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 11,96 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{22})$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(8,75 ; 11,42) = 8,75 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(8,10 ; 11,96) = 8,10 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < 8,75 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < 8,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \times Z}$$

$$Z = h \times \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 130 \times \frac{(1 + 0,4654)}{2} = 95,25 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \times z}$$

$$\tau = \frac{11,642 \times 10^4}{50 \times 10 \times 95,25 \times 10} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,24 \text{ MPa} < \tau_1 = 8,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,24 \text{ MPa} < \tau_2 = 8,10 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2^{ème} phase : en service

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

- à ELS

$$V_S = 24,543 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \times p_0 - 0,8 \times \Delta p_t = 305,53 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \times p_0 - 1,2 \times \Delta p_t = 258,72 \text{ t}$$

$$\sigma_{x1} = \frac{305,53}{5390} = 5,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{258,72}{5390} = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \times \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \times \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 5,67 \right) = 7,00 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 7,00 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,80 \right) = 6,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 6,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 5,67) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 5,67 \right) = 15,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 15,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 4,80) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,80 \right) = 14,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 14,72 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(7,00 ; 15,30) = 7,00 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(6,37 ; 14,72) = 6,37 \text{ MPa}$$

$$|\tau_1| < 7,00 \text{ MPa}$$

$$|\tau_2| < 6,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \times Z}$$

$$Z = h \times \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 150 \times \frac{(1 + 0,4932)}{2} = 111,99 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times Z}$$

$$\tau = \frac{24,543 \times 10^4}{50 \times 10 \times 111,99 \times 10} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,44 \text{ MPa} < \tau_1 = 7,00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,44 \text{ MPa} < \tau_2 = 6,37 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

▪ à ELU

$$V_U = 33,084 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{33,084 \times 10^4}{50 \times 10 \times 111,99 \times 10} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,60 \text{ MPa} < f_{cj} \dots \dots \dots \text{CV}$$

8.7.1 Minimum d'armatures transversales

Elles sont caractérisées par leur section (A_t) et leur espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(1\text{m}, 0,8h, 3b_0) = \min(1\text{m}, 0,8 \times 1,30; 3 \times 0,50) \Rightarrow S_t \leq 1,04 \text{ m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa}$$

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.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 50 \times 1,15}{500 \times 10^{-2}} = 6,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **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 : $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0690 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,0690} = \frac{2,26}{0,0690} = 32,75 \text{ cm}$$

✓ Dans la zone d'appuis

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone d'about on prend $S_t = 15\text{cm}$

8.7.2 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.

$$\tau_{\text{red}}^u \leq \left(\frac{A_t}{b_n} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \cotg\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Par le BPEL91 : } \tg2\beta = \frac{2 \times \tau_{\text{red}}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

$$\text{Avec : } \tau_{\text{red}}^u = \frac{V_{\text{red}}^U}{0,8 \times h \times b_n}$$

$$V_{\text{red}}^U = V_u - \frac{P_u}{n} \times \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{\text{umax}} = 33,084\text{t} \quad \text{et} \quad V_{\text{red}}^U = 33,084\text{t}$$

$$\tau_{\text{red}}^u = \frac{V_{\text{red}}^U}{0,8 \times h \times b_n} = \frac{33,084 \times 10^{-2}}{0,8 \times 1,5 \times 0,5} = 0,55\text{ MPa}$$

❖ Angle d'inclinaison β_U

$$P_U = (\sigma_p - \Delta\sigma_p) \times A_p = (1560,85 - 290,974) \times 0,93 \times 8 \times 10^{-4} = 0,9448\text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{0,9448}{7026,76} = 1,34\text{ MPa}$$

$$\tg2\beta = \frac{2 \times 0,55}{1,34} = 0,815$$

$$\tg\beta = 19,60^\circ$$

❖ Détermination des armatures verticales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{\text{red}}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \left(\frac{1,15 \times b_n}{f_e} \times \tg \times \beta_u \right) \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0114\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\max(0,0114 ; 6,90)\text{ cm}^2}{\text{ml}} = 6,90\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinées à reprendre l'effort tranchant.

On choisit comme ferrailage transversal 2HA12+2HA14,

Soit $A_t = 5,338 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{5,338}{6,90} = 0,774 \text{ m}$$

On prendra: $S_t = 50 \text{ cm}$: comme pour la section médiane.

❖ Armatures transversales supérieures

Elles doivent être au moins à $2\text{cm}^2 / \text{ml}$, soit un cadre HA14 tous les 25 cm

8.7.3 Justification des bielles de compression du béton

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{\text{red}}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,55)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,303 < 34,03 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8.8 Calculs justificatifs réglementaires en section particulières

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés, ce sont :

- Les zones d'application des réactions d'appuis.
- Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

8.8.1 Zone d'appuis:

On effectuera deux vérifications qui portent sur

- l'équilibre de la bielle d'about ;
- l'équilibre du coin inférieur du béton ;

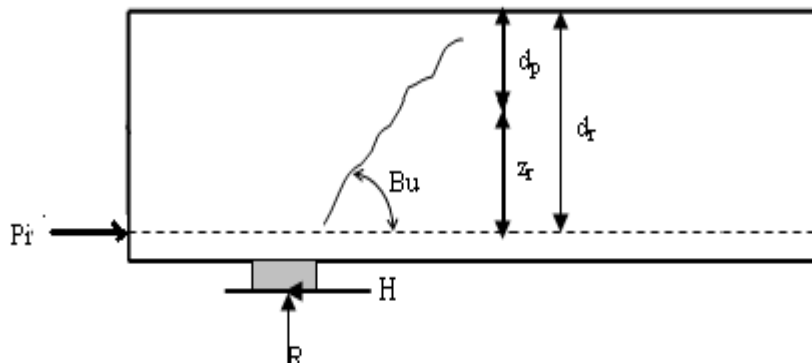
✓ l'équilibre de la bielle d'about

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 compose en :

- Un effort horizontal $H+R \cotg B_u$
- Un effort incliné $R/\sin B$

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 :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

P_i : Effort composition à la contrainte limite ;

H_u : réaction horizontale à l'ELU ;

R_u : réaction verticale à l'ELU ;

$$\beta_u \leq 30^\circ ;$$

$$R_u = 33,084t$$

▪ Calcul de P_i

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left(1,2\sigma_{pm} ; \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left(1,2 \times 1269,87 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1523,844 \text{ MPa}$$

$$p_i = 8 \times 0,93 \times 10^{-2} \times 1523,844 = 113,37 \text{ t}$$

▪ Calcul de H_u

Effort horizontal ultime

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontal a est prise, égale à 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 519,291 = 51,930$$

▪ **Recherche du niveau R**

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u \Rightarrow 113,37 - 51,930 > 33,084$$

$$61,44 > 33,084 \dots \dots \dots cv$$

Le niveau r est le niveau a partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau a partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$$d_p = \frac{h}{10}: \text{Hauteur e la membrane comprimée ;}$$

$$d_r = h - y_r: \text{Distance de R à la fibre supérieure ;}$$

$$z_r = d_r - d_p: \text{Hauteur de bielle ;}$$

$$z = 2 \frac{h}{3}$$

Si: $z_r < z$: La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par z/z_r et placée sur la longueur $z_r \cotg \beta_u$.

Si: $z_r \geq z$: La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur $z \cotg \beta_u$

➤ **Pour notre cas**

$$d_r = 1,30 - 0,1528 = 1,1472 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,1472 - \frac{1,30}{10} = 1,0472 \text{ m}$$

$$Z = 1,30 \times \left(\frac{2}{3}\right) = 0,8667 \text{ m} \Rightarrow Z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 0,8667 \times \cotg 30^\circ = 1,5012 \text{ m}$$

$$A_t = 5,338 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau, soit :

2 cadres **HA14** +2 cadres **HA12** ($A_t=5,338 \text{ cm}^2$).

✓ **équilibre du coin inferieur**

$$R = R_U - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_U + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P est inférieur à ce angle de frottement interne du béton:

$$\text{tg}\alpha \leq \text{tg}\varphi \text{ avec } \text{tg}\alpha = \frac{R \cos \theta - H \times \sin \theta}{R \sin \theta + H \times \cos \theta}$$

Il faut donc vérifier que

$$H > \frac{R(1 - \text{tg}\varphi \times \text{tg}\theta)}{\text{tg}\varphi \times \text{tg}\theta} \quad \text{tg}\varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} \dots \dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontaux Al tel que :

$$H = Al \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

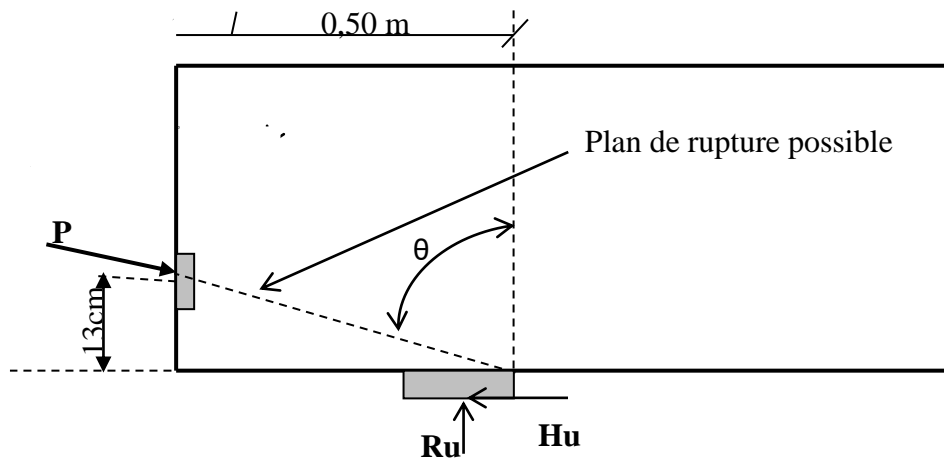


Figure.8.10 Rupture de coin inférieur.

Remarque

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c à d même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \times R_U \times \gamma_s}{f_e} \times (5 - 4k)$$

Avec : $0 < K < 1$

➤ **application**

$\varphi = 0$ (Car les câbles est rectiligne) ;

$R = 33,084t$ et $H = 61,44t$

$$61,44 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 29,51 \quad \dots \text{C. vérifier.}$$

$$A_{\text{tmin}} = \frac{0,04 \times 3308,4 \times 1,15}{500} \times (5 - 4k) = 0,30 \text{ cm}^2$$

En prend : $K = 1$

D'où : $A_{\text{tmin}} = 0,30 \text{ cm}^2$.soit à prendre une section de 2HA12 ($2,26 \text{ cm}^2$).

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

8.8.2 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 ;

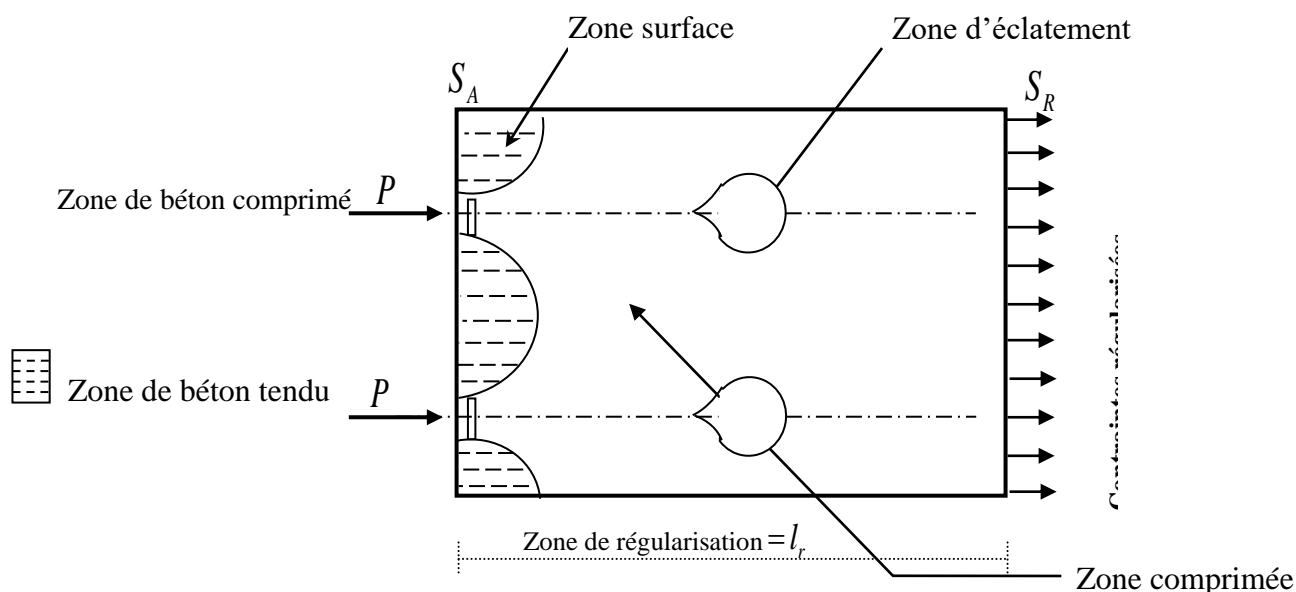


Figure.8.11 :Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle ou 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 :

$$A_S = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \dots \dots \dots (8) ; \quad \sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

F_{j0} : Force à l'origine du câble au niveau(j) ;

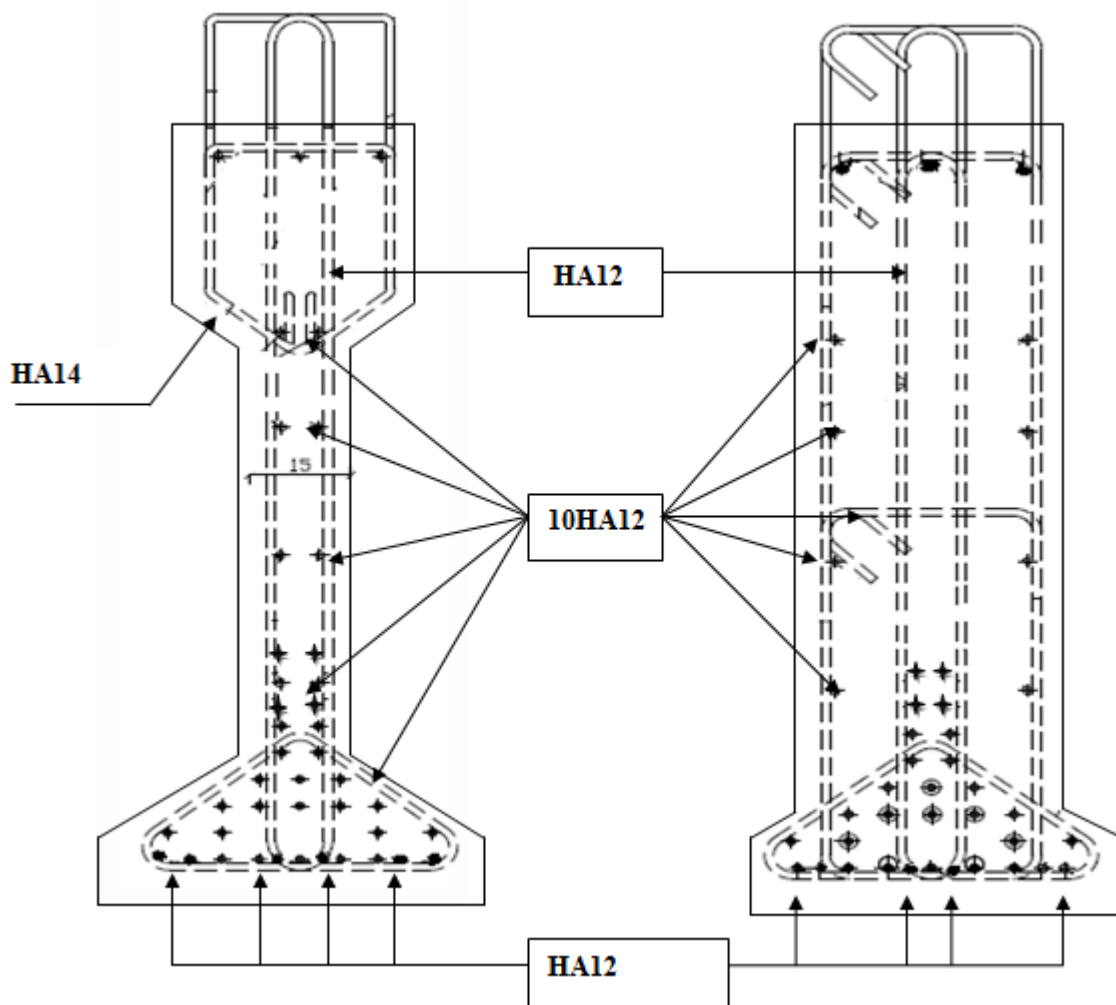
✓ **Plan Horizontal**

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 8 \times 1560,85 \times 0,93 = 1161,272 \text{ KN}$$

$$A_S = 0,04 \times \frac{1161,272}{\frac{2}{3} \times 500} = 0,139 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre **2HA12** ($2,26 \text{ cm}^2$)

8.9 Ferrailage de la poutre



La section intermédiaire

la section d'about

Figure.8.12 :Schéma de ferrailage de la poutre

8.10 Conclusion

Dans ce chapitre, une étude de la précontrainte par pré tension a été effectuée avec la présentation des différentes vérifications correspondes aux pertes des charges, et un ferrailage adéquat de la poutre.



Chapitre 09

*Etude de la dalle et de l'entretoise
d'about*

9.1 Etude de l'hourdis

9.1.1 Définition

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).

9.1.2 Ferrailage de l'hourdis

9.1.2.1 Etude de la flexion transversal

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'ELU et l'ELS :

ELU: (1,35G + 1,35D240)ROBOT

ELS :(G + D240) ROBOT

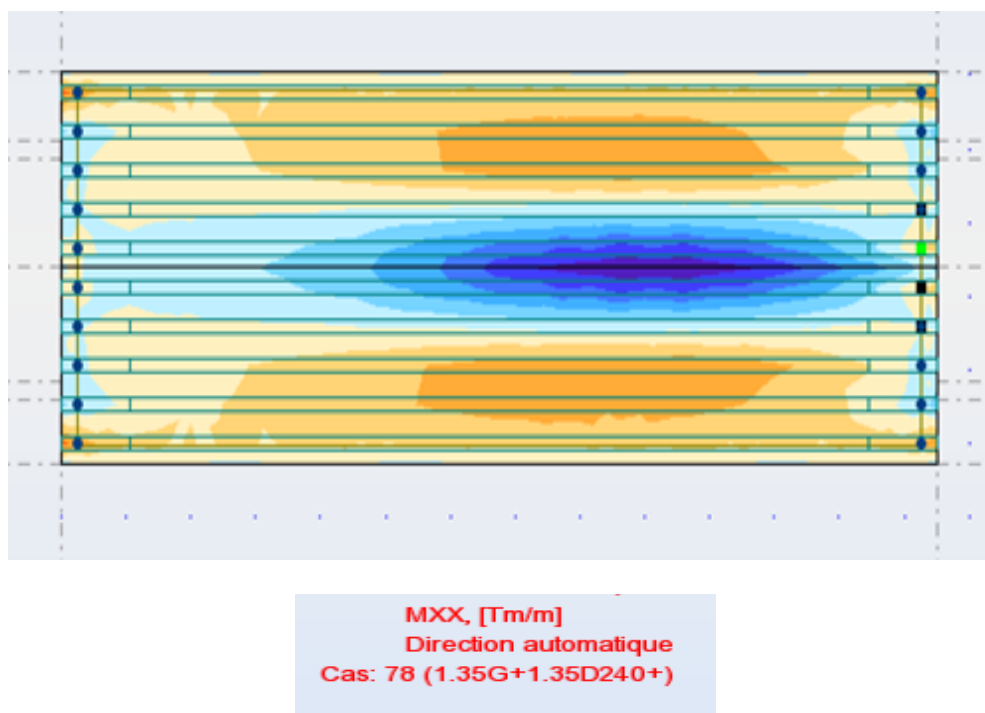


Figure.9.1 : cartographie du moment transversale

➤ ELU

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MX Y [Tm/m]
MAX	4,04	0,84	0,85
Panneau	32	32	32
Noeud	57	57	290
Cas	ELU D240/28	ELU D240/28	ELU D240/28
MIN	-5,81	-3,32	-0,87
Panneau	32	32	32
Noeud	225	225	82
Cas	ELU D240/5	ELU D240/5	ELU D240/28

Tableau.9.1 : valeurs max des moments fléchissant a L'ELU

➤ ELS

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MX Y [Tm/m]
MAX	2,99	0,62	0,63
Panneau	32	32	32
Noeud	57	57	290
Cas	ELS D240/28	ELS D240/28	ELS D240/28
MIN	-4,30	-2,46	-0,64
Panneau	32	32	32
Noeud	225	225	82
Cas	ELS D240/5	ELS D240/5	ELS D240/28

Tableau.9.2 : valeurs max des moments fléchissant à L'ELS

Moment en travée

$$M_U = -5,81 \text{ t. m/ml}$$

$$M_S = -4,30 \text{ t. m/ml}$$

Moment sur appui

$$M_{au} = 4,04 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{as} = 2,99 \text{ t. m/ml}$$

9.1.2.2 Etude de la flexion longitudinal

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

ELU : (1,35G + 1,35D240) (ROBOT)

ELS : (G + D240) (ROBOT)

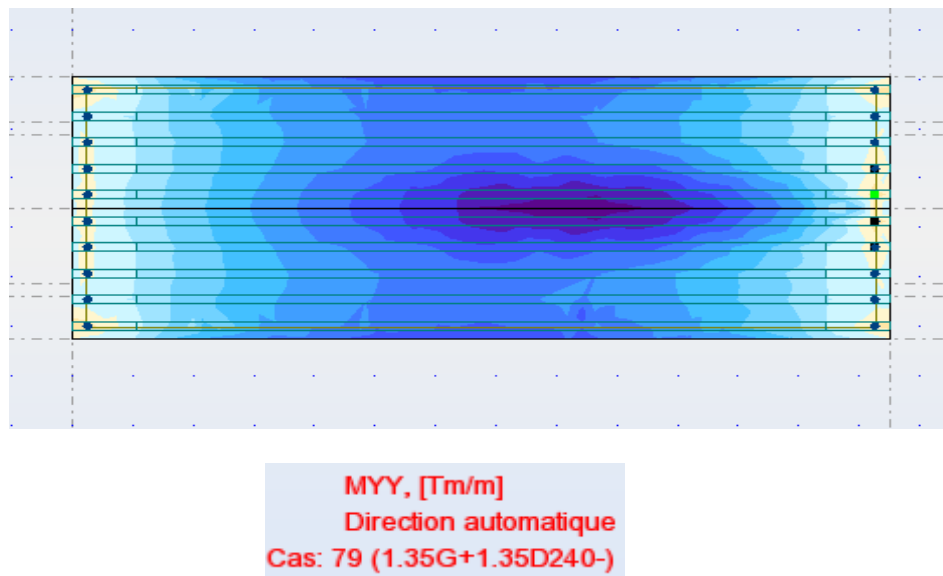


Figure.9.2 : cartographie du moment longitudinale

- Moment en travée
 - $M_U = -3,32 \text{ t.m/ml}$
 - $M_S = -2,46 \text{ t.m/ml}$
- Moment sur appui
 - $M_{au} = 0,84 \text{ t.m/ml}$
 - $M_{as} = 0,62 \text{ t.m/ml}$

9.1.2.3 Ferrailage sous la flexion transversal

- En travée
 - **ELU**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel **SOCOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Béton $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;
- ✓ Acier FeE 500 MPa ;

Section rectangulaire :

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,2 \text{ m} \\ d_1 = 0,17 \text{ m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : **Asc = 0**

Section d'armature tendue : **Asu = 8,41 cm²**

➤ **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,529$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 14,002 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{11,33 \text{ t.m}} \geq \mathbf{4,30 \text{ t.m}} \rightarrow \text{Asc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{12,80 \text{ cm}^2}$$

- **Sur appui**

➤ **ELU**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : **Asc = 0**

Section d'armature tendue : **Asu = 5,72 cm²**

➤ **ELS :**

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{1,85 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s_{\min}} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 17 = \mathbf{1,877 \text{ cm}^2}$$

❖ **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{s_{\text{ult}}} ; A_{s_{\text{ser}}} ; A_{s_{\min}})$$

• **En travée**

$$A_s = \max (8,41; 12,80; 1,877) = \mathbf{12,80 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9HA14 (13,85cm²)

• **Sur appui**

$$A_s = \max (5,72 ; 1,85; 1,877) = \mathbf{5,72 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6HA12 (6,79 cm²)

9.1.2.4 Ferrailage sous la flexion longitudinale

• **En travée**

➤ **ELU**

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel **SOCOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Béton $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;
- ✓ Acier FeE 500 MPa ;

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{m} \\ h = 0,20\text{m} \\ d_1 = 0,17\text{m} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : **Asc = 0**

Section d'armature tendue : **Asu = 4,66 cm²**

➤ **ELS**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,529$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 14,002 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{11,33 \text{ t.m}} \geq \mathbf{2,46 \text{ t.m}} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{7,32 \text{ cm}^2}$$

• **Sur appui**➤ **ELU**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : **A_{sc} = 0**

Section d'armature tendue : **A_{st} = 1,15 cm²**

➤ **ELS**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \mathbf{1,84 \text{ cm}^2}$$

❖ **Section des armatures**

$$A_s = \max (A_{sult} ; A_{sSer} ; A_{s \min})$$

• **Sur appui**

$$A_s = \max (1,15 ; 1,84 ; 1,877) = \mathbf{1,877 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4HA10 (3,14 cm²)

• **En travée**

$$A_s = \max (4,66 ; 7,32 ; 1,877) = \mathbf{7,32 \text{ cm}^2}$$

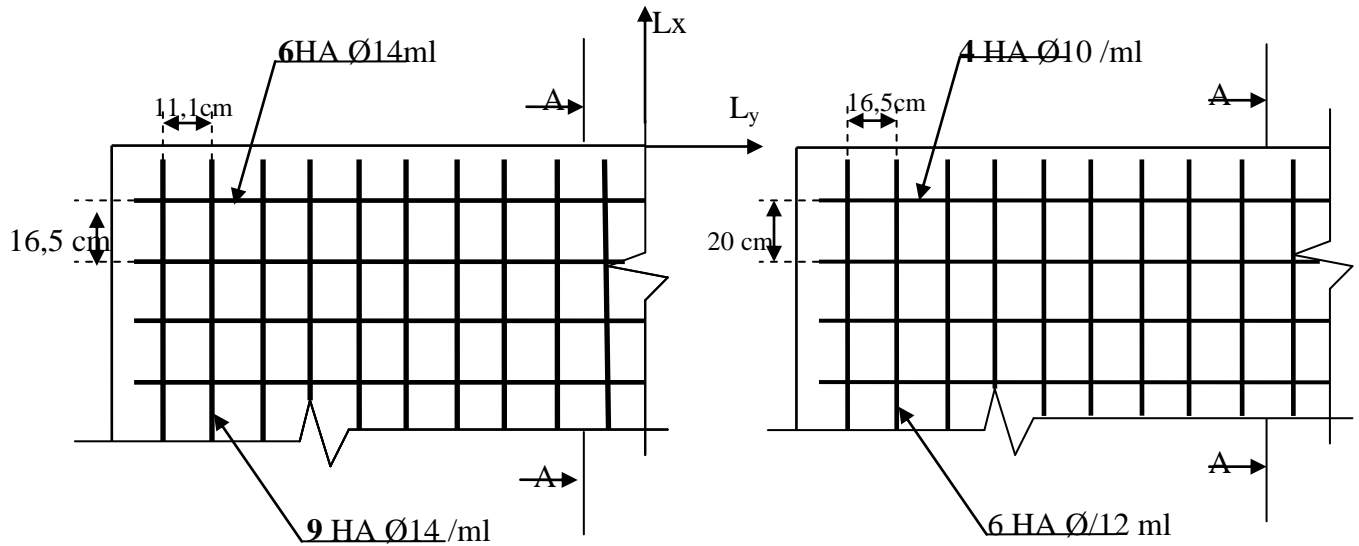
Soit : 6HA14 (9,24 cm²)

➤ **Espacement**

suivant X : $S_t \leq \text{Min}\{2h ; 22\text{cm}\} = \text{Min}\{2 \times 20 ; 22\text{cm}\} = 22 \text{ cm}$

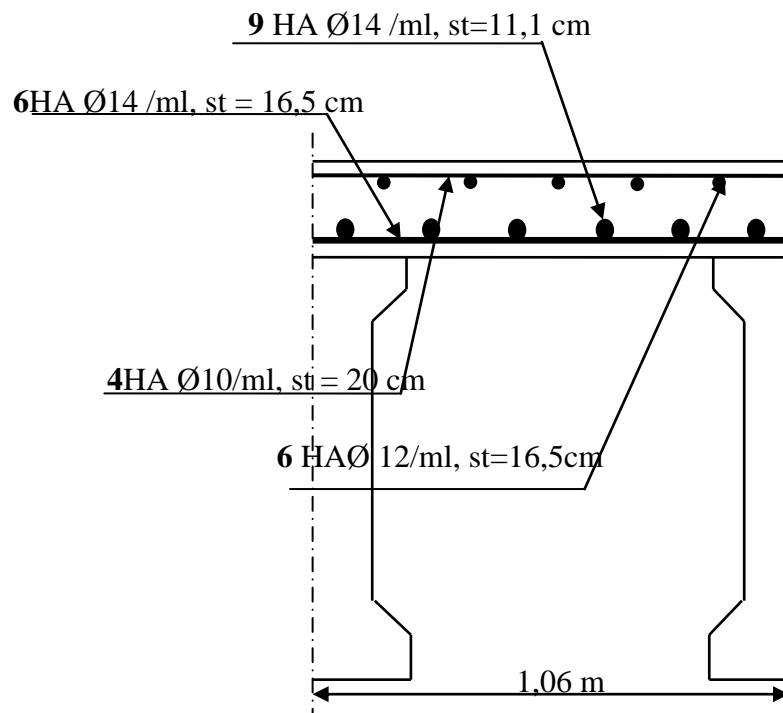
suivant Y : $S_t \leq \text{Min}\{3h ; 33\text{cm}\} = \text{Min}\{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$

Plan de ferrailage



La nappe inferieure.

La nappe superieure.



La coupe A-A

Figure.9.3 : Schéma de ferrailage de la dalle (tablier BP)

9.2 Étude de l'entretoise d'about

9.2.1 Définition

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.

9.2.2 Dimensions de l'entretoise

L'entretoise a une hauteur de 80 cm, une largeur de 30 cm et une longueur de 9,54 m.

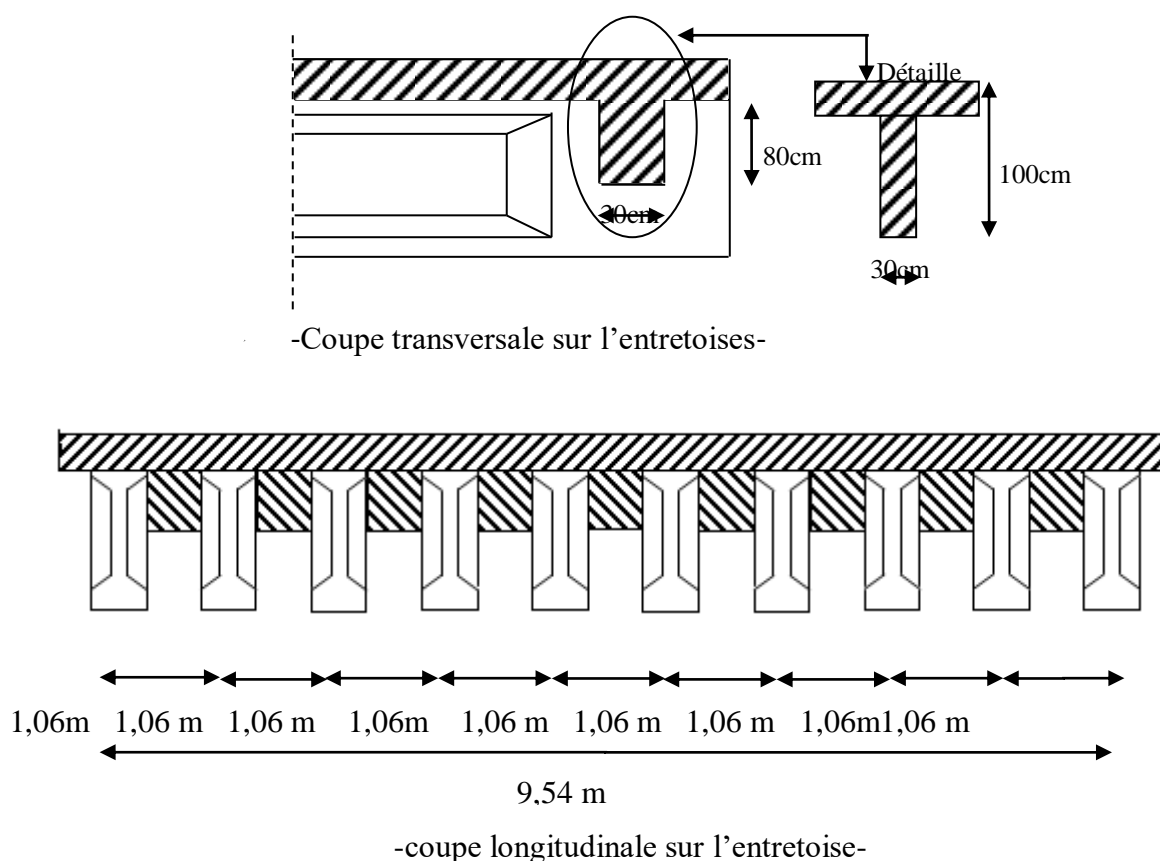


Figure.9.4 :Dimensions de l'entretoise

9.2.3 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).

9.2.3.1 Calcul des efforts

a) le poids propre :

$$S_{ent} = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,71 \times 9 \times 2,5 = 3,834 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{L} = \frac{3,834}{9,54} = 0,402 \text{ t/ml}$$

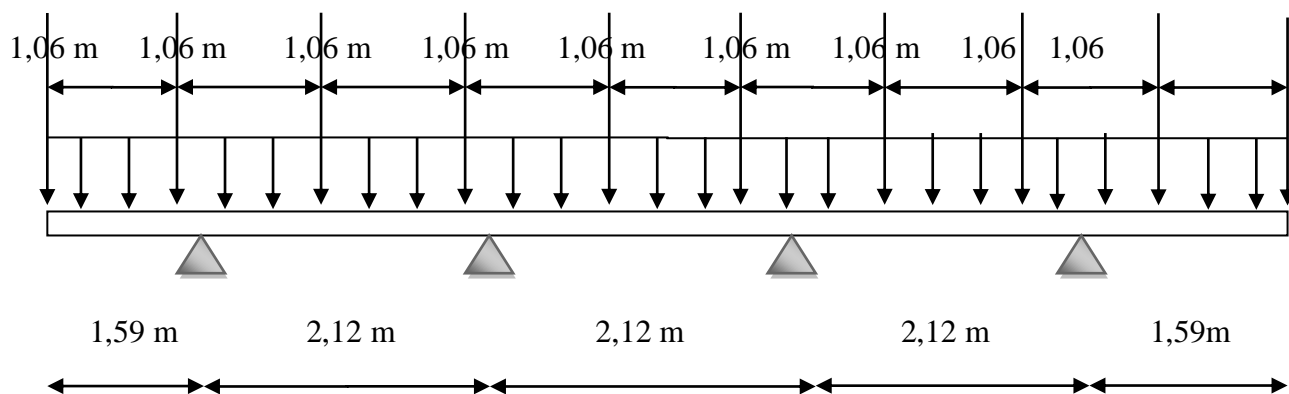
b) L'effort du au tablier :

$$G_{tab} = G_{total \text{ tablier}} - G_{ent} = 519,291 - 7,668 = 511,623 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G_{tab}}{2} = 255,812 \text{ t/entretoise}$$

$$P_{tab} = \frac{P_{tab}}{10} = 25,581 \text{ t/poutre}$$

9.2.3.2 Emplacement des vérins

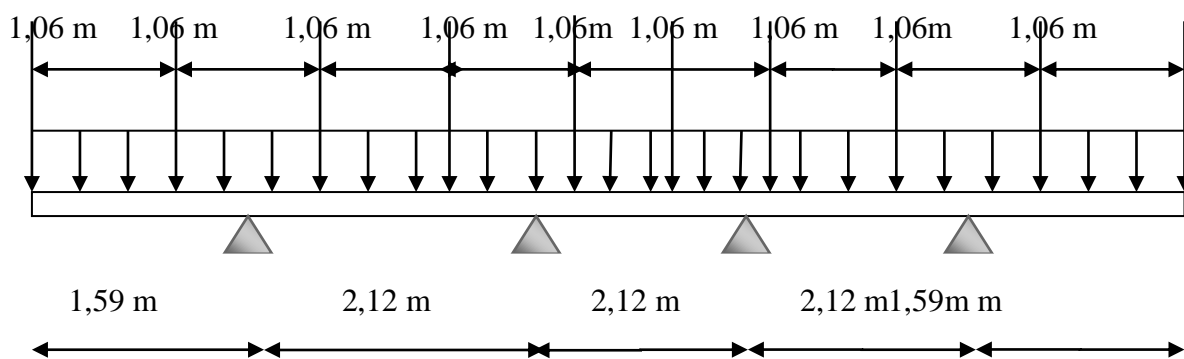


9.2.3.3 Calcul des sollicitations

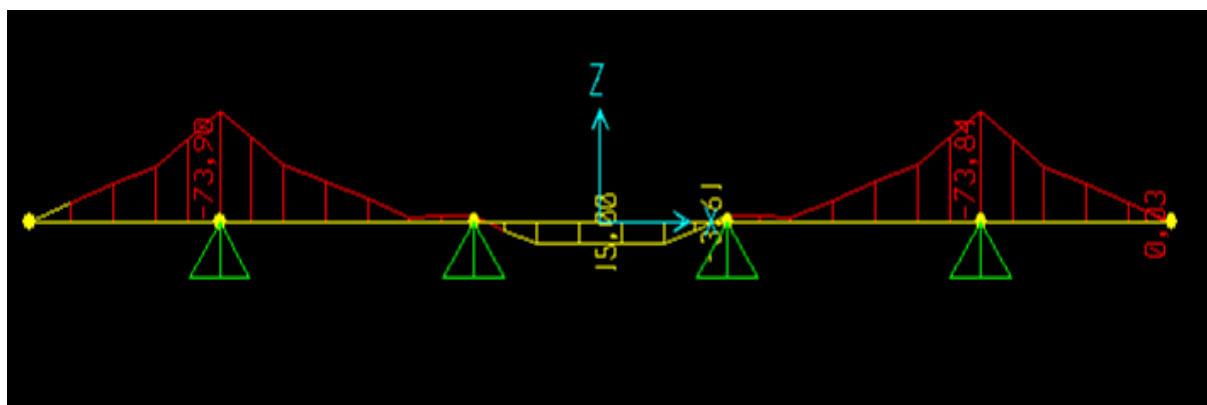
Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **sap2000** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	$1,35 \times 0,402 = 0,543$	$1,35 \times 25,581 = 34,534$
ELS	0,402	25,581

➤ **ELU :** 34,534



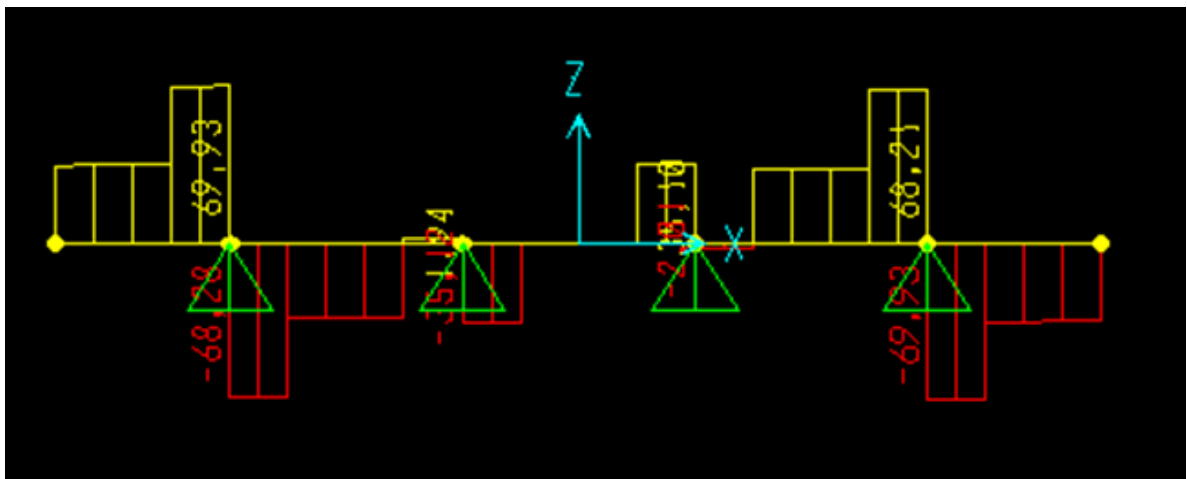
❖ **Diagramme des moments :**



$$M_{u\text{ rav}} = 15,00 \text{ t.m}$$

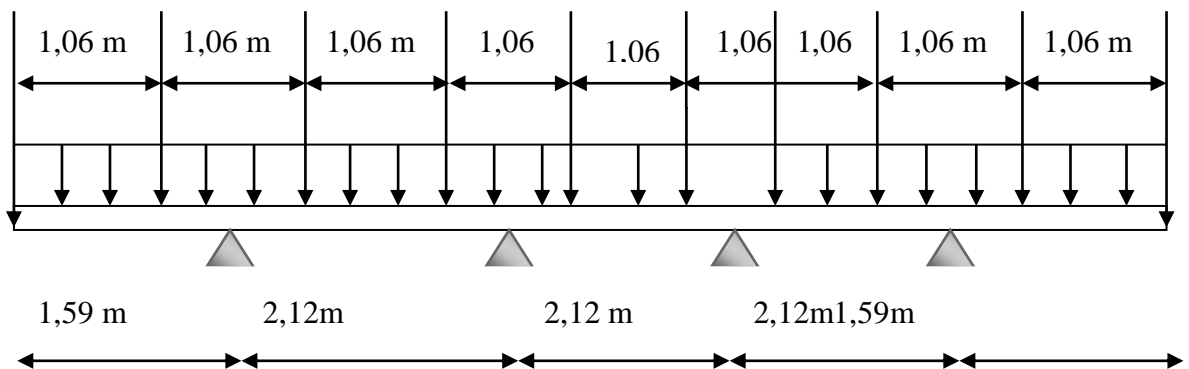
$$M_{u\text{ app}} = 73,90 \text{ t.m}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants :

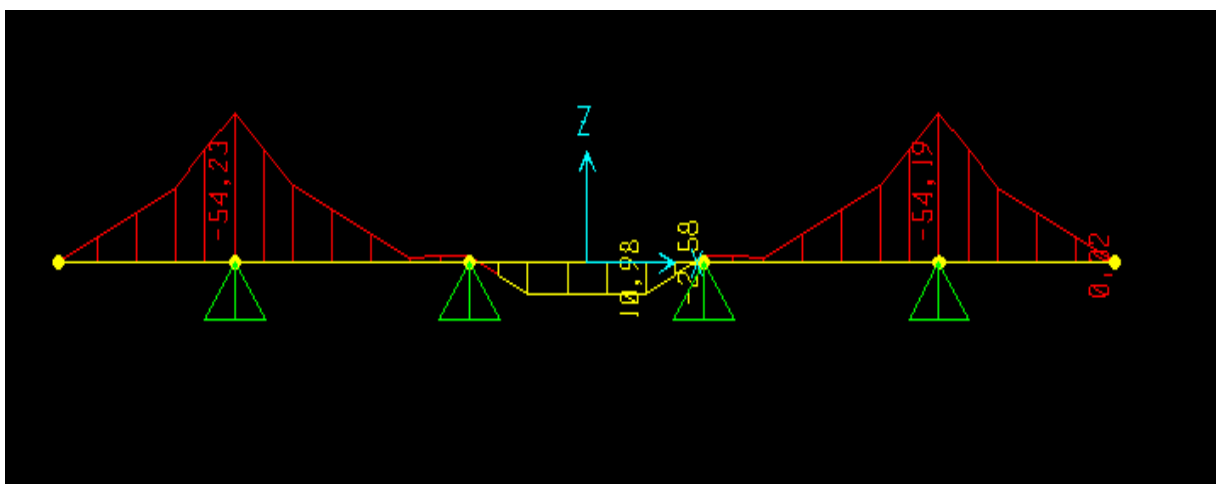


$T_{u \max} = 69,93 \text{ t}$

➤ ELS : 25,581



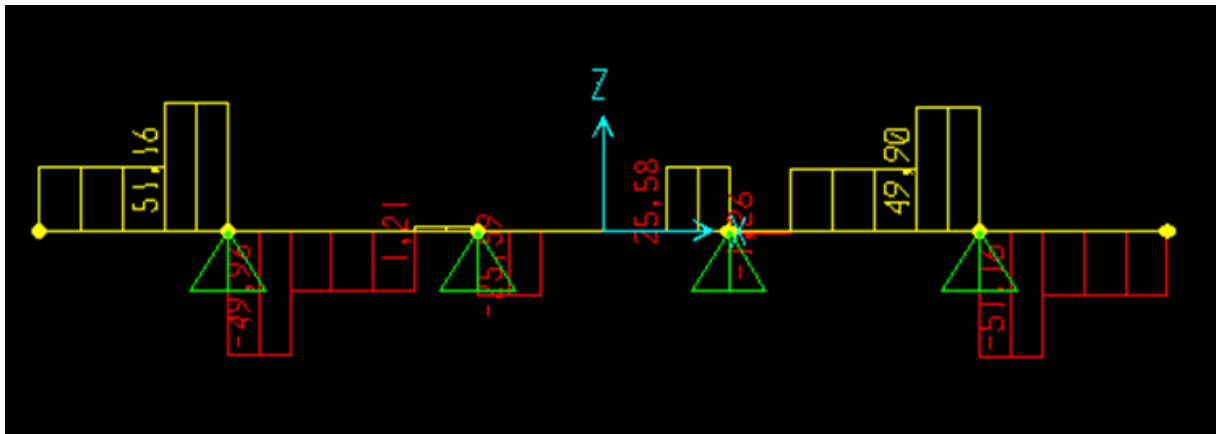
❖ Diagramme des moments :



$M_{\text{ser app}} = 54,23 \text{ t.m}$

$M_{\text{ser trav}} = 10,98 \text{ t.m}$

❖ Diagramme des efforts tranchants :



$$T_{ser\ max} = 51,16\ t$$

9.2.4 Ferrailage de l'entretoise

➤ **Hypothèses :** Fissuration préjudiciable.

Acier FeE 500 ;

$$f_{c28} = 30\ MPa ;$$

$$\gamma_b = 1,50\ \text{et}\ \gamma_s = 1,15 ;$$

$$b = 0,3\ m ;\ d = 0,95\ m ;\ c = 0,05\ m$$

➤ **En travée :**

$$M_U = 15,00\ t.m$$

$$M_S = 10,98\ t.m$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{15,00}{10,98} = 1,366$$

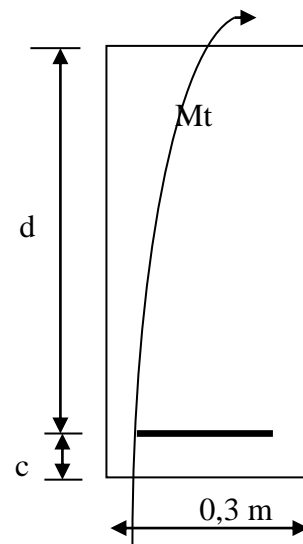
➤ **ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 17\ MPa$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,783\ MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,00 \times 10^{-2}}{0,30 \times 0,95^2 \times 17} = 0,0326$$

$$\mu_{bu} = 0,0326 < \mu_{lu} = 0,3920 \Rightarrow A_{sc} = 0$$



La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0414}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = \mathbf{0,9834}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 3,693 \text{ cm}^2}$$

➤ **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{18 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = \mathbf{240 \text{ Mpa}}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,3920 \times 0,30 \times 0,95^2 \times 17 = \mathbf{1,804 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,804}{1,366} = \mathbf{1,321 \text{ MN.m}}$$

$$M_s = 0,1098 \leq M_{ls} = 1,321 \text{ MN.m} \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{10,98 \times 10^{-2}}{0,30 \times 0,95^2 \times 18} = \mathbf{0,0225}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0457}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = \mathbf{0,9817}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 4,88 \text{ cm}^2}$$

On a que: $A_{ser} > A_{su} \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 4,88 \text{ cm}^2}$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 73,90 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{as} = 54,23 \text{ t.m}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{73,90}{54,23} = \mathbf{1,363}$$

➤ **ELU :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73,90 \times 10^{-2}}{0,30 \times 0,95^2 \times 17} = \mathbf{0,1606}$$

$$\mu_{bu} = 0,1606 < \mu_{lu} = 0,3920 \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,2201}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = \mathbf{0,9120}$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 20,04 \text{ cm}^2}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{1,804}{1,363} = \mathbf{1,3236 \text{ MN.m}}$$

$$M_{as} = 0,5423 \leq M_{ls} = 1,3236 \text{ MN.m} \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{54,23 \times 10^{-2}}{0,30 \times 0,95^2 \times 18} = \mathbf{0,1113}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,2421}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = \mathbf{0,9032}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 25,87 \text{ cm}^2}$$

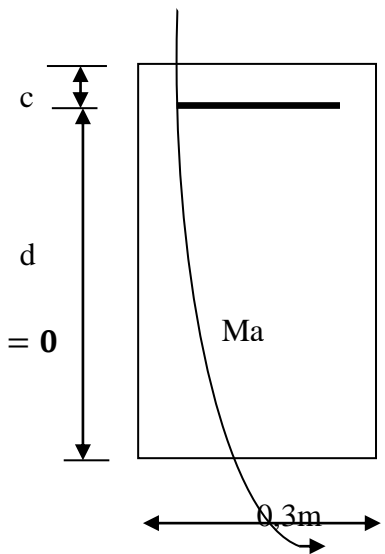
On a que: $A_{ser} > A_{su} \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 25,87 \text{ cm}^2}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,30 \times 0,95 \times 10^4 \times \left(\frac{2,40}{500} \right)$$



$$A_{S_{\min}} > 3,15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Finalement : } \begin{cases} A_{S_{\text{travée}}} = 4,88 \text{ cm}^2 \text{ soit } 04 \text{ HA } 14 (6,16 \text{ cm}^2) \\ A_{S_{\text{appui}}} = 25,87 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 25 (29,25 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$T = T_{U_{\max}} = 69,93 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{69,93}{0,30 \times 0,95} \right) 10^{-2} = 2,454 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures droites sont suffisantes).}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \times f_{t28}}{0,90 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad ; \quad K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,30(2,454 - 0,30 \times 1 \times 2,40)}{0,90 \times 500(0 + 1)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 8,651$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \right\} = 1,227 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 13,583$$

$$\frac{1}{8,651} > \frac{1}{13,583} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Choix des armatures : $\emptyset \leq \text{Min} \left\{ \emptyset_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$

$$\begin{cases} \text{sur appuis : } \emptyset \leq \text{Min}\{25 ; 28,57 ; 30\} & \Rightarrow \emptyset \leq 25 \text{ mm} \\ \text{en travée : } \emptyset \leq \text{Min}\{14 ; 28,57 ; 30\} & \Rightarrow \emptyset \leq 14 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,734 \text{ cm}^2$, soit 04 HA 8(2,01 cm²).

➤ **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 [6], 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 :

$$A_{s,peau} = 3 \times (1 + 1) = 6,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,peau} \\ = 6,00 \text{ cm}^2, \text{ soit } 06 \text{ HA } 12 (6,79 \text{ cm}^2).$$

9.3 Schéma de ferrailage de l'entretoise

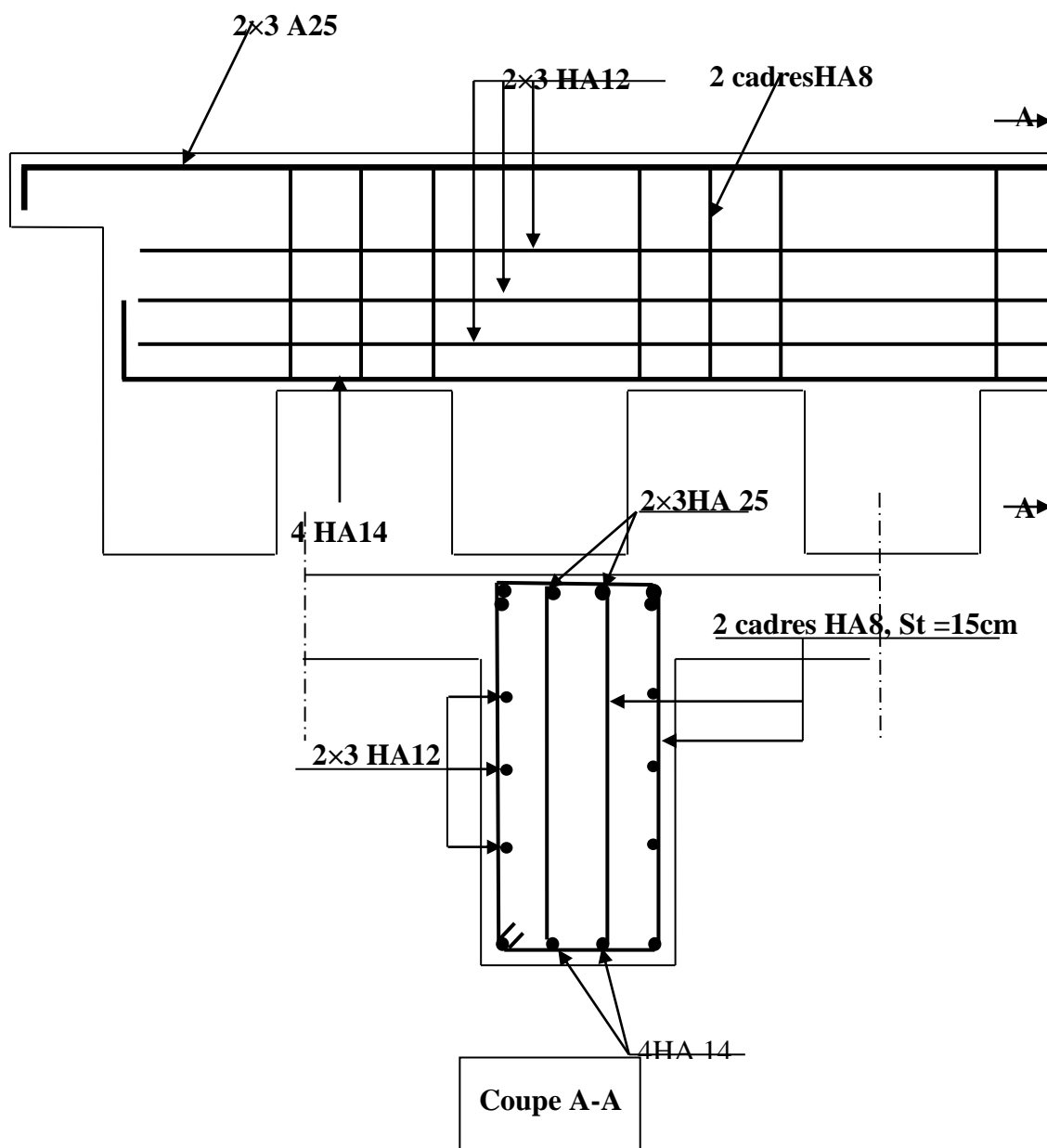
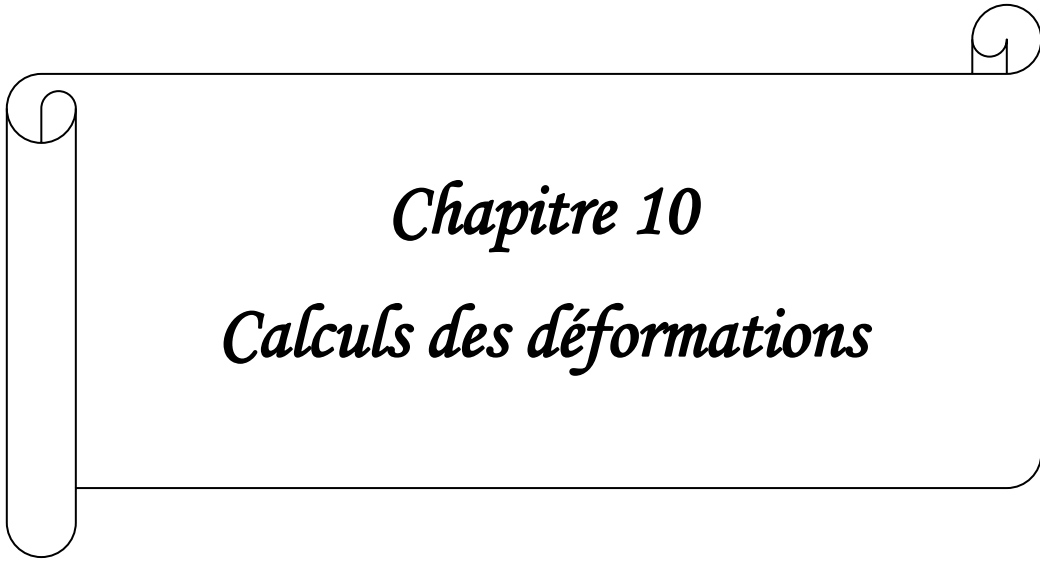


Figure.9.5 : Schéma de ferrailage de l'entretoise (tablier BP)

9.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la dalle au premier lieu à partir des sollicitations déterminée par le logiciel robot, puis nous avons effectué l'étude de l'entretoise sous l'effet des sollicitations du tablier avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.



Chapitre 10
Calculs des déformations

10.1 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.

10.2 Déformation de la poutre

10.2.1 Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_G = \frac{5 \times g \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_{\text{sur}} \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

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.

10.2.2 Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_G = 143,170 \text{ t.m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,945 \text{ MPa}$$

$$I_G = 14117563,94 \text{ cm}^2$$

$$F_g = \frac{5 \times 143,170 \times (26,55)^2}{48 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14117563,94 \times 10^{-8}} = 0,0615 \text{ m}$$

$$F_g = \mathbf{6,15 \text{ cm}}$$

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à ELS.

$$M_{\text{sur}} = 302,915 - 143,170 = 159,745 \text{ t.m}$$

$$F_{\text{sur}} = \frac{5 \times g \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_{\text{sur}} \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

$$F_s = \frac{5 \times 159,745 \times (26,55)^2}{48 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14117563,94 \times 10^{-8}} = 0,0686\text{m}$$

$$F_{\text{sur}} = 6,86 \text{ cm}$$

10.2.3 Contre flèche de la précontrainte

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre ' f_s ' sera donnée par la formule suivante.

$$f_s = - \int_0^l \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \times dx$: 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 :

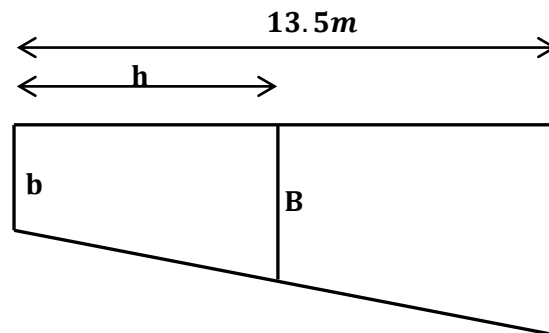


Figure. 10. 1 : Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée on a:

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{p0} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

N_p : Effort de précontrainte ;

e : Excentricité ;

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de graviter à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)}$$

et on à : $f_i = \frac{X_i \times A_i}{EI}$

	N(t)	e(m)	M(t.m)
0	94,458	0,6635	62,673
L/4	229,205	0,7213	165,326
L/2	236,902	0,7213	170,877

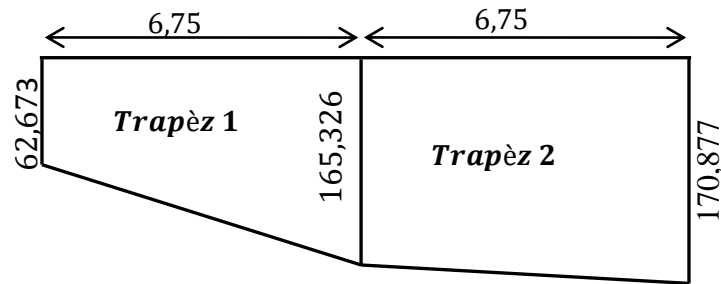


Figure. 10.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.

Trapèze 1 :

$$A_1 = \frac{(62,673 + 165,326) \times 6,75}{2} = 769,497 \text{ m}^2$$

$$X_1 = \frac{6,75}{3} \left(\frac{2 \times 165,326 + 62,673}{165,326 + 62,673} \right) = 3,882 \text{ m}$$

$$X_1 \times A_1 = 3,882 \times 769,497 = 2987,187$$

Trapèze 2 :

$$A_2 = \frac{(165,326 + 170,877) \times 6,75}{2} = 1134,685 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 6,75 + \frac{6,75}{3} \left(\frac{2 \times 170,877 + 165,326}{170,877 + 165,326} \right) = 10,144 \text{ m}$$

$$X_2 \times A_2 = 10,144 \times 1134,685 = 11510,245$$

Ainsi le moment statique de cette aire par rapport à l'appui de gauche.

$$X_1 \times A_1 + X_2 \times A_2 = 14497,432$$

$$f_p = \frac{-14497,432}{12102,94 \times 10^2 \times 13724557,18 \times 10^{-8}} = -0,0873 \text{ m}$$

$$f_p = -8,73 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

10.2.4 Flèche de constriction

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(8,73 - 6,15) = \mathbf{1,935\text{cm}}$$

10.2.5 Flèche total

10.2.5.1 En service à vide

$$f = f_c + f_G + f_p = 1,935 + 6,15 - 8,73$$

$$f = \mathbf{-0,645\text{ cm}} < \frac{L}{300} = \frac{2655}{300} = \mathbf{8,850\text{cm}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

10.2.5.2 En service en charge

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = 1,935 + 6,15 - 8,73 + 6,86$$

$$f = \mathbf{6,215\text{ cm}} < \frac{L}{300} = \frac{2655}{300} = \mathbf{8,850\text{cm}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

10.3 Calcul des rotations

10.3.1 Sous le poids propre

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\beta_G = \frac{q_G \times L^3}{24 \times E_v \times I_G} = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\beta_G = \frac{143,170 \times 26,55}{3 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14117563,94 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00742\text{ rad}}$$

$$\beta_G = \mathbf{7,42 \times 10^{-3}\text{rad}}$$

10.3.2 Sous les surcharges

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \times L^3}{24 \times E_v \times I_G} = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{140,960 \times 26,55}{3 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14117563,94 \times 10^{-8}} = \mathbf{0,00730\text{rad}}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \mathbf{7,30 \times 10^{-3}\text{rad}}$$

10.3.3 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 :

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = \frac{2 \left(\frac{(62,673+165,326) \times 6,75}{2} + \frac{(165,326+170,877) \times 6,75}{2} \right)}{2 \times 12102,94 \times 10^2 \times 14117563,94 \times 10^{-8}}$$

$$= -0,01114 \text{ rad}$$

10.3.4 Rotation résultante

10.3.4.1 En service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,00742 - 0,01114 = -0,00372 \text{ rad}$$

10.3.4.2 En service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{\text{sur}} = 0,00742 - 0,01114 + 0,00827 = 4,55 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

10.4 Calcul des déplacements d'appuis

10.4.1 Déplacements due à la rotation

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \times h}{2} = \frac{4,55 \times 10^{-3} \times 150}{2} = 0,3412 \text{ cm}$$

10.4.2 Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 2,04 \times 10^{-4} \text{ m}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{2,04 \times 10^{-4} \times 26,55}{2} = 0,271 \text{ cm}$$

10.4.3 Déplacements due au fluage

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} \times L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_b}{E_i}$$

σ_b : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 5,143 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 5,143}{35981,73} = 2,859 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = 2,859 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{2,859 \times 10^{-4} \times 26,55}{2} = \mathbf{0,380 \text{ cm}}$$

10.4.4 Déplacement du a la variation de la température

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2655}{10000} = \mathbf{0,266 \text{ cm}}$$

10.4.5 Déplacement total

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 0,3412 + 0,271 + 0,380 + 0,266$$

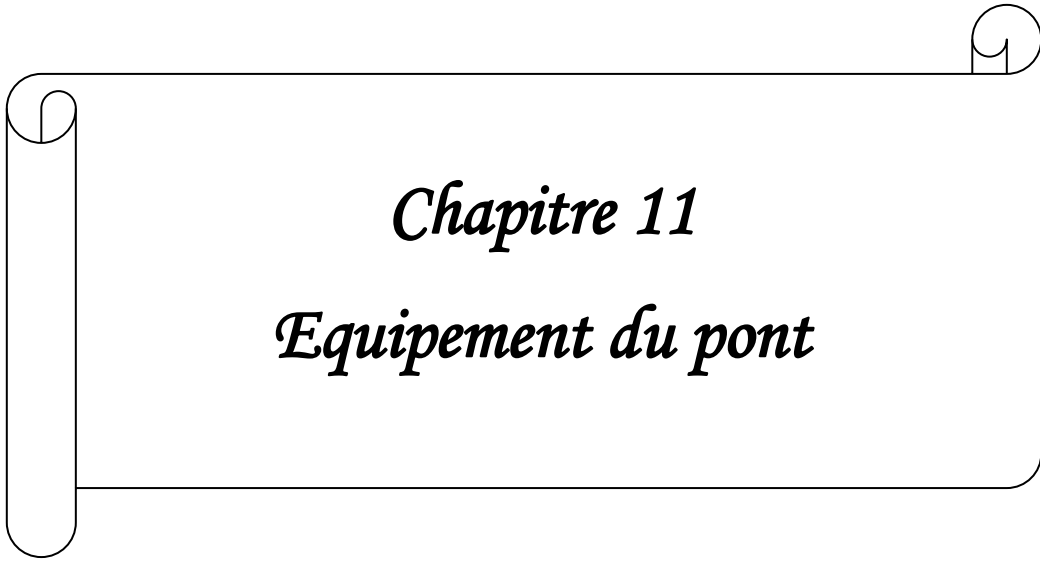
$$\Delta_{\text{max}}^+ = \mathbf{1,258 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = 0,3412 + 0,271 + 0,380 - 0,266$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \mathbf{0,726 \text{ cm}}$$

10.5 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 du pont

11.1 Introduction

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 ;

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté.

11.2 Les appareils d'appui en élastomère fretté

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par (adhésion) au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8, 10 ou 12 mm (parfois 20 mm). Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillettes de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps

- ✓ d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure ;

Les avantages

- ✓ Ils sont économiques ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;

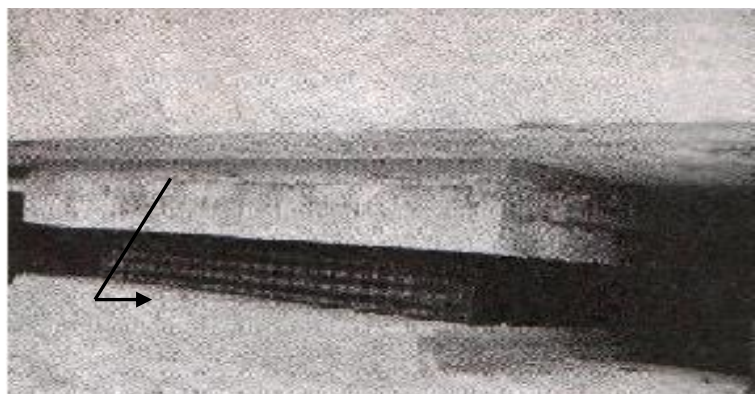
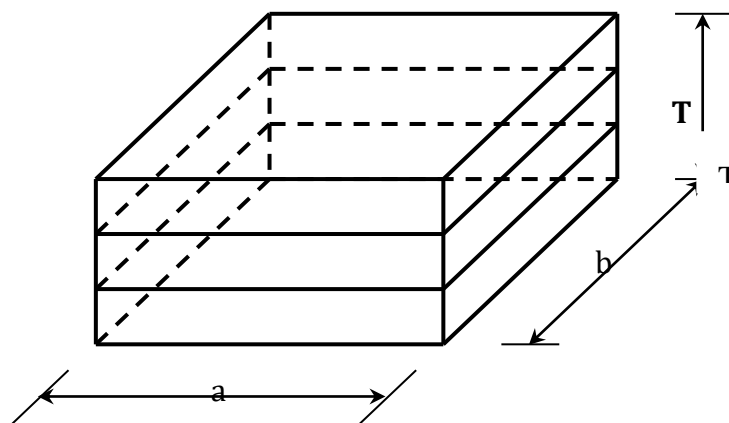


Figure.11.1 : Appareil d'appui en élastomère fretté

11.3 Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G . [12]



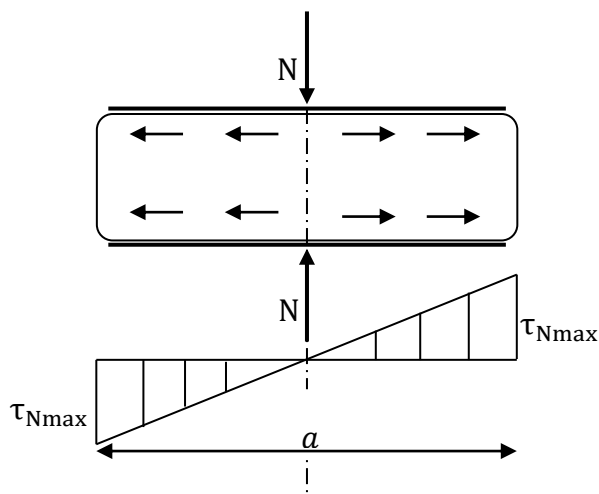
Appareil d'appuis

11.3.1 Aire de l'appareil d'appui

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a \times b}$$

Avec :



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).

$$a \times b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$N_{max} = 24,543t \Rightarrow a \times b \geq 0,0164 \text{ m}^2$$

11.3.2 Hauteur nette de l'élastomère

La contrainte de cisaillement (τ_H) du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0,5 G$$

$$\tau_H = G \times \text{tg } \gamma = G \times \left(\frac{U}{T}\right)$$

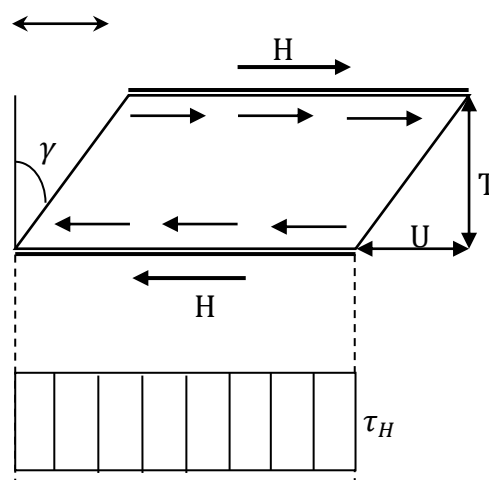
Avec :

G :Module d'élasticité transversale.

Pour les ponts routiers : G = 80 t/m²

U: Déformation lente dû au retrait, fluage et température.

$$U = 0,271 + 0,380 + 0,266 = 0,917 \text{ cm}$$



$$\Rightarrow G \times \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0,5 G \Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5} \Rightarrow T \geq 1,834 \text{ cm}$$

On prend : **T = 4cm**

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur **t = 10 mm**.

11.3.3 Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui

Il faut que la condition de non flambement soit vérifiée.

$$\text{On a : } a \times b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} \quad \text{avec : } N_{\max} = \mathbf{24,543 \text{ t}}$$

N_{\max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis (effort tranchant dans la poutre).

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui, $\sigma_m = 15 \text{ MPa}$.

a.b : Longueur et largeur de l'appareil d'appui

$$\begin{cases} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \\ a \leq b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T \leq a \leq 10T \\ a \leq b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 20 \leq a \leq 40 \text{ cm} \\ a \leq b \end{cases}$$

On prend : **a = 25cm**

Sachant que :

$$a \times b \geq 193 \text{ cm}^2 \Rightarrow b \geq \frac{193}{25} = 7,72 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } b \geq a = 25 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30cm**

11.4 Répartition des efforts sur les appuis

11.4.1 Action dynamique (efforts du au freinage)

11.4.1.1 Système Bc

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$

Chaque appareil d'appui supporte une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 10} = \mathbf{1,500 \text{ t}}$$

11.4.1.2 Système A(L)

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A}{20 + 0,0035 \times S}$$

$$H_{A(l)} = F_A = 10,376 \text{ t (Calculé dans le chapitre 04)}$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{10,376}{2 \times 10} = \mathbf{0,5188t}$$

11.4.2 Effort due au vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p = 250 \text{ Kg/m}^2$) sur toute la surface du pont. [5]

$$S = 27 \times 1,70 = \mathbf{45,90 \text{ m}^2}$$

$$H_{ve} = 250 \times 10^{-3} \left(\frac{45,90}{2 \times 10} \right) = \mathbf{0,574 \text{ t}}$$

11.4.3 Effort due au séisme

Horizontalement : $F_{ah} = 0,20 \text{ G}$

Verticalement : $F_{av} = \mp 0,07 \text{ G}$

Avec le poids propre du tablier : $G = 519,291 \text{ t}$

$$F_{ah} = 0,2 \times 519,291 \text{ t} = \mathbf{103,858 \text{ t}}$$

$$F_{av} = 0,07 \times 519,291 \text{ t} = \mathbf{36,350 \text{ t}}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme :

$$F_{ah} = \frac{103,858}{2 \times 10} = \mathbf{5,193 \text{ t}}$$

$$F_{av} = \frac{36,350}{2 \times 10} = \mathbf{1,818 \text{ t}}$$

11.4.4 Effort due à la déformation (déplacements)

$$\Delta_{max} = \mathbf{1,258 \text{ cm}} \quad \text{avec : } \varepsilon = \Delta_{max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère ; $e : T = 4 \text{ cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \times T}{G \times a \times b} \Rightarrow H = \frac{G \times a \times b \times \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(25 \times 30 \times 1,258)10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{1,887 \text{ t}}$$

11.5 Vérification des appareils d'appui

11.5.1 Calcul des contraintes de cisaillement

11.5.1.1 Contrainte due à l'effort normal (N)

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{\max}}{\beta \times a \times b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} = \frac{25 \times 30}{2 \times 1(25 + 30)} = \mathbf{6,818}$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{24,543 \times 10^{-2}}{6,818 \times 0,25 \times 0,30} \right) = \mathbf{0,720 \text{ MPa}}$$

$$\tau_N = 0,720 < 3G = 2,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

11.5.1.2 Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U}{T} = \frac{0,8 \times 0,917 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,183 \text{ MPa}}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \times b} \right) = \left(\frac{5,193 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} \right) = \mathbf{0,692 \text{ MPa}}$$

$$0,183 + 0,5 \times 0,692 = \mathbf{0,529 \text{ Mpa}} < 0,7 \times 0,80 \\ = \mathbf{0,560 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \times b} \right) = \left(\frac{1,818 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} \right) = \mathbf{0,242 \text{ Mpa}}$$

$$0,183 + 0,5 \times 0,242 = \mathbf{0,304 \text{ Mpa}} < 1,3 \times 0,80 = \mathbf{1,040 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

11.5.1.3 Contrainte de cisaillement due à la rotation

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \times a^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2 \times t^2 \times n}$$

$\alpha_0 = 1\% \text{ rad}$: Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = -0,00278 \text{ rad}$: Rotation en service à vide.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8 \times 250^2(-0,00278 + 0,01)}{2 \times 10^2 \times 4} = \mathbf{0,451 \text{ MPa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5G$$

$$0,720 + 0,529 + 0,451 = \mathbf{1,700 \text{ Mpa}} < 5 \times 0,8 = \mathbf{4 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

11.5.1.4 Condition de non soulèvement

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

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \text{ min}}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \text{ min}} = \frac{N_{\text{min}}}{a \times b}$$

avec : N_{min} L’effort due au poids propre de la poutre intermédiaire.

$$\sigma_{c \text{ min}} = \frac{21,571 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} = \mathbf{2,876 \text{ MPa}}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} = \frac{-0,00278 + 0,01}{4} = \mathbf{0,0018 \text{ rad}}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 2,876}{6,818 \times 250^2 \times 0,8} = \mathbf{0,0025 \text{ rad}}$$

$$\alpha = 0,0018 \leq 0,0025 \text{ rad} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

11.5.1.5 Condition de non glissement

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \\ H \leq f \times N_{\min} \text{ avec : } f \text{ coefficient de frottement.} \end{array} \right.$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{21,571 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} = 2,876 \text{ MPa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,329$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \times U}{T} (a \times b) = \frac{0,8 \times 0,917 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} (0,25 \times 0,30) = \mathbf{0,0138 \text{ MN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 2,876 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,0138 \text{ MN} \leq f \times N_{\min} = 0,329 \times 21,571 \times 10^{-2} = 0,0710 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 2,876 \text{ Mpa} \geq 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ H_{\epsilon_h} = 0,0182 \text{ MN} \leq f \times N_{\min} = 0,0710 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

11.5.1.6 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 :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec : } t_s \geq 2 \text{ mm}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{24,543 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,3} = 3,272 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq \frac{200 \times 3,272}{6,818 \times 220} = 0,436 \text{ mm} \Rightarrow t_s \geq 2 \text{ mm}$$

On prend : $t_s = 3 \text{ mm}$

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 3 + 3 \times 4 + 5 \times 2 = 52 \text{ mm}$

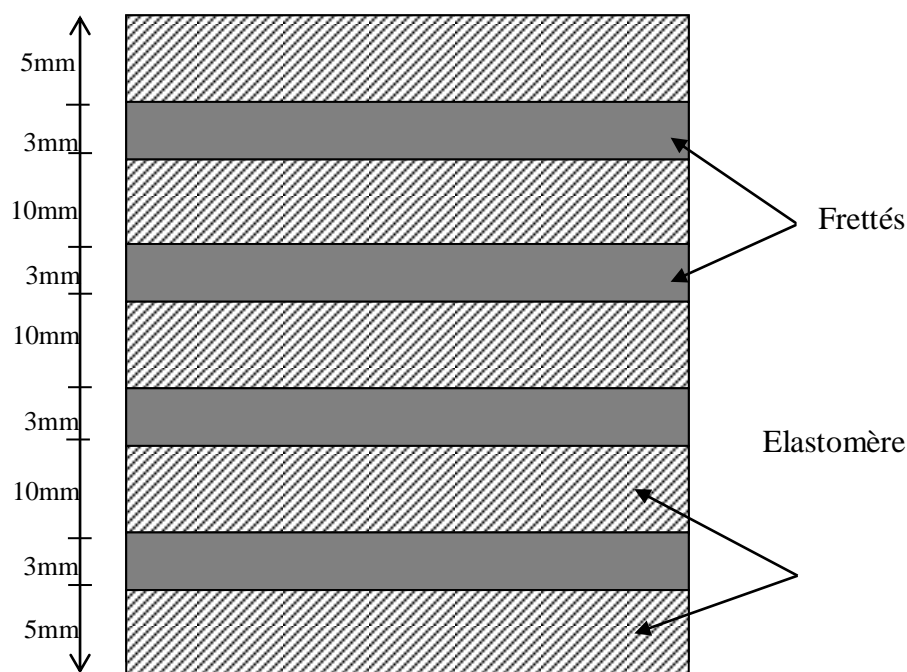


Figure.11.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis

11.6 Les dés d'appuis

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pille des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles-ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5 % pour les évacuations des eaux.

11.6.1 Armatures de chaînages

Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } N_{\max} = 33,084t = 0,33084 \text{ MN}$$

$$\text{ELS : } N_{\max} = 24,543t = 0,24543 \text{ MN}$$

Dou :

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\sigma_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 0,33084}{435} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,24543}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max}\{1,90 \text{ cm}^2 ; 2,56 \text{ cm}^2\}$$

$A_S = 3,01 \text{ cm}^2$ Soit **4HA12** Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

11.6.2 Armatures de diffusion

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferraillage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

❖ Frettes inférieures :

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\sigma_S} \right) \right\} = \text{Max}\{0,304 \text{ cm}^2; 0,409 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = 0,409 \text{ cm}^2$$

❖ Frettes supérieures:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\sigma_S} \right) \right\} = \text{Max}\{0,761 \text{ cm}^2 ; 1,02 \text{ cm}^2\}$$

$$A_S = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S_{\text{sup}}} + A_{S_{\text{inf}}} = 1,429 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA } 12$$

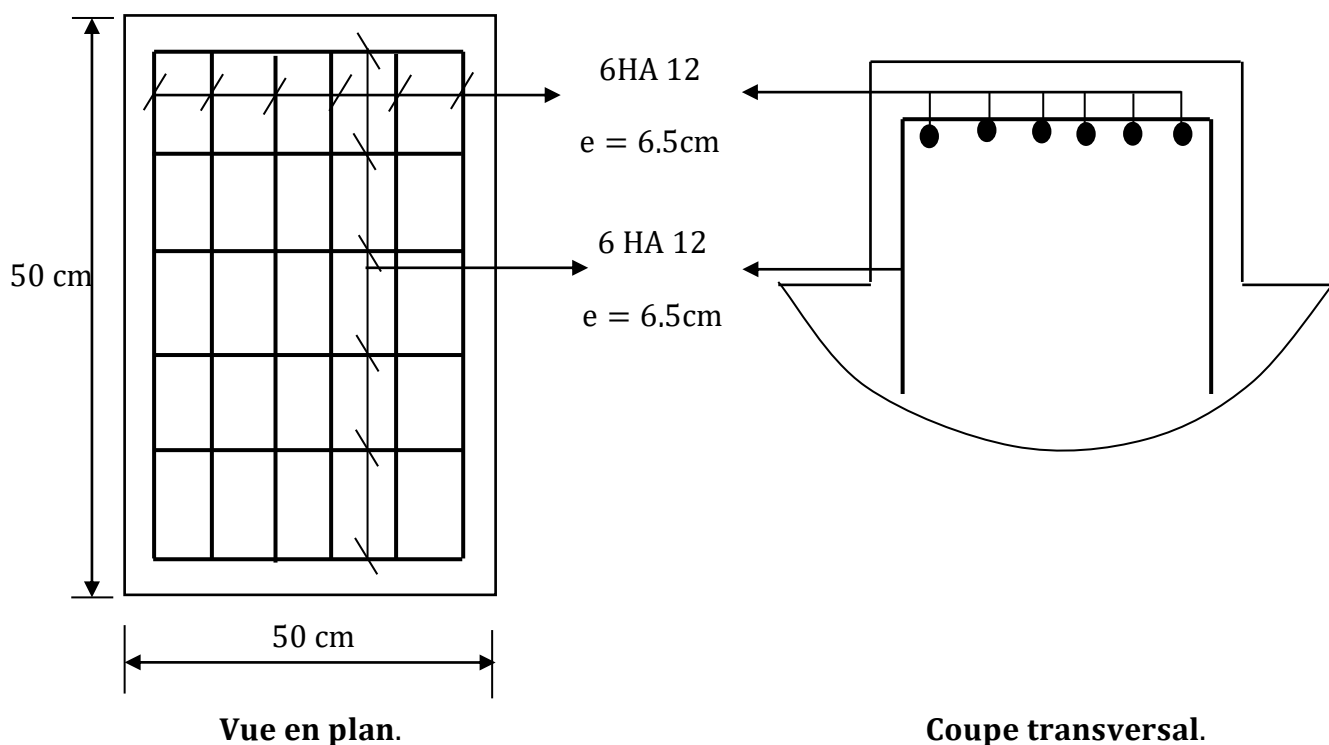


Figure.11.3:ferrailage des dés d'appuis

Cette armature est disposée dans les deux sens.

11.7 Les joints de chaussée

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux : [13]

- ✓ 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.

11.7.1 Les différents types de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- ✓ 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 situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou se mi-lourd dont l'ouverture (souffle) est $\geq 50\text{mm}$.

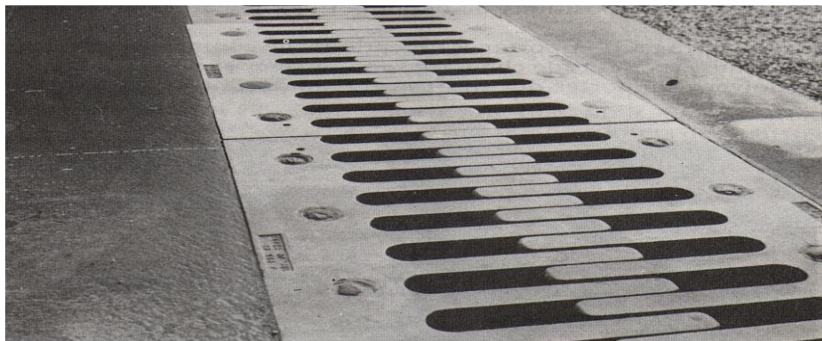


Figure.11.4 : joint de chaussée (type WP alu.300)

11.8 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.11.5: 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.

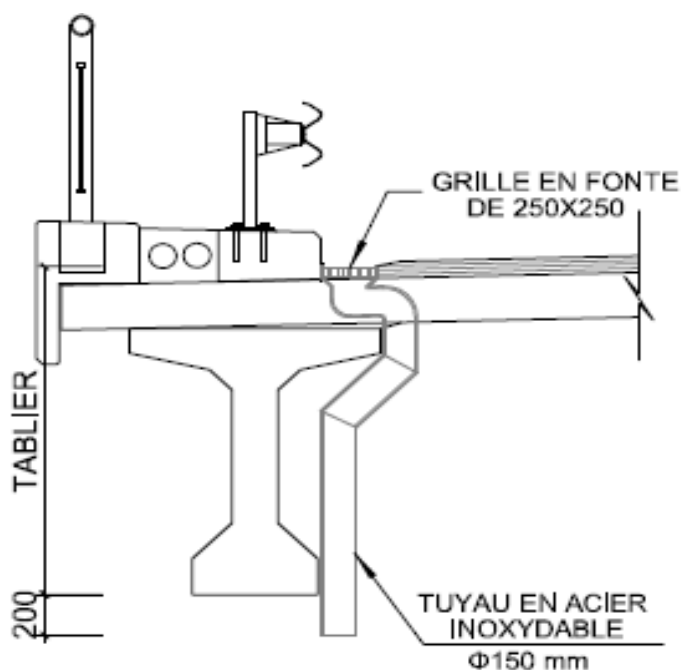
La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

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, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

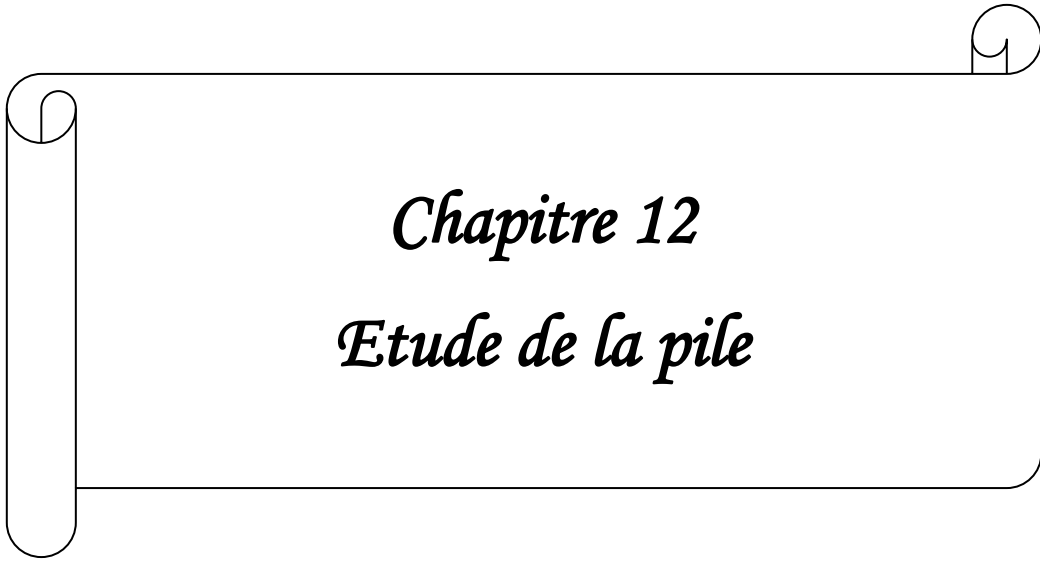
Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

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.



11.9 Conclusion

Dans ce chapitre, un dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage a été fait ; à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joints de chaussée. Les choix adoptés pour ces équipements ont été vérifié par rapport aux normes et aux guides techniques.



Chapitre 12
Etude de la pile

12.1 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 ;

12.2 Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantations de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Il y a trois types des fondations :

- **Fondation superficielle**

La hauteur d'encastrement D dans le sol n'excède pas 4 Ou 5 fois la largeur B ($D \leq (4 \div 5) B$), avec B : la petite largeur de la semelle.

- **Fondation profonde**

Le choix des fondations profondes est obligatoire lorsqu'on ne peut pas trouver à faible profondeur une couche de sol suffisamment résistance.

On distingue :

- ✓ **Pieux**

Il s'agit d'un type de fondation dont la largeur est très faible par rapport à la profondeur d'ancrage.

Selon leur mode de réalisation, on distingue les pieux forés, pieux battus, pieux coulés sur place avec chemise récupérable ou non.

- **Fondation semi-profonde**

- ✓ **Puits**

Ce sont des fondations semi profondes de largeur relativement importante, creusé à la main, qu'on fonde en profondeur pour atteindre une d'une couche d'assise résistance.

Le choix d'un type de pieu dépend des caractéristiques géotechniques des sols en place, hydrauliques (les nappes d'eau, risque de liquéfaction dans le cas de sable fin saturés d'eau).

Les principaux types de fondation à rencontrer en pratique sont les : les fondations superficielles et les fondations profondes où les pieux se distinguent selon leur mode de réalisation : pieux forés, pieux battus, pieux moulés sur place avec chemise récupérée, ou laissé sur place.

Le rapport de sol propose des fondations superficielles.

12.3 Pré dimensionnement de la pile

12.3.1 Le chevêtre

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il a les dimensions suivantes

- Longueur : $L = 1,06 \times 9 + 0,58 \times 2 = 10,70$ m.
- Largeur : $b = 2$ m.
- Hauteur : $h = 1,2$ m.

12.3.2Le fut

Leur rôle est de transmette les efforts à la semelle. Il est un élément rectangulaire solide (type mur)de section $1 \times 7,5$ m et de hauteur de 8,50 m.

12.3.3La semelle

D'après le rapport du sol, le système de fondation recommandé est une semelle superficielle ancrée à 3 m de profondeur.

D'après FOND72 (fascicule 04).

- Épaisseur : 1,50 m.
- Largeur : 6,00 m.
- Longueur : 10,00 m.

12.4 Calcul de la pile

La hauteur de la pile $h = 8,50$ m.

Les surcharges de calcul sont :

- ✓ A(L) ;
- ✓ Bc ;
- ✓ Mc120 ;
- ✓ D240 ;
- ✓ les surcharges sur trottoirs ;

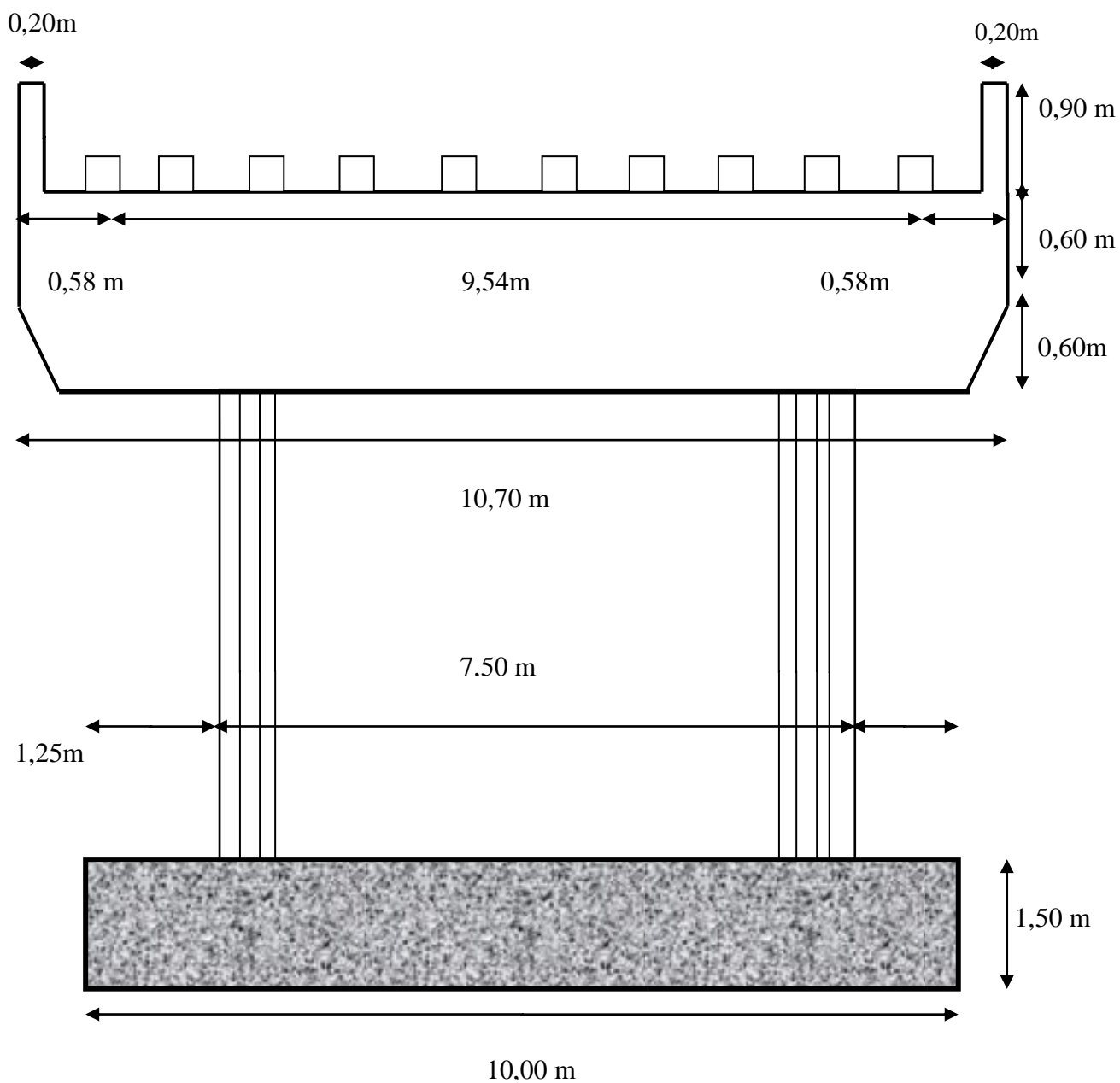


Figure.12.1 : Coupe transversale B-B

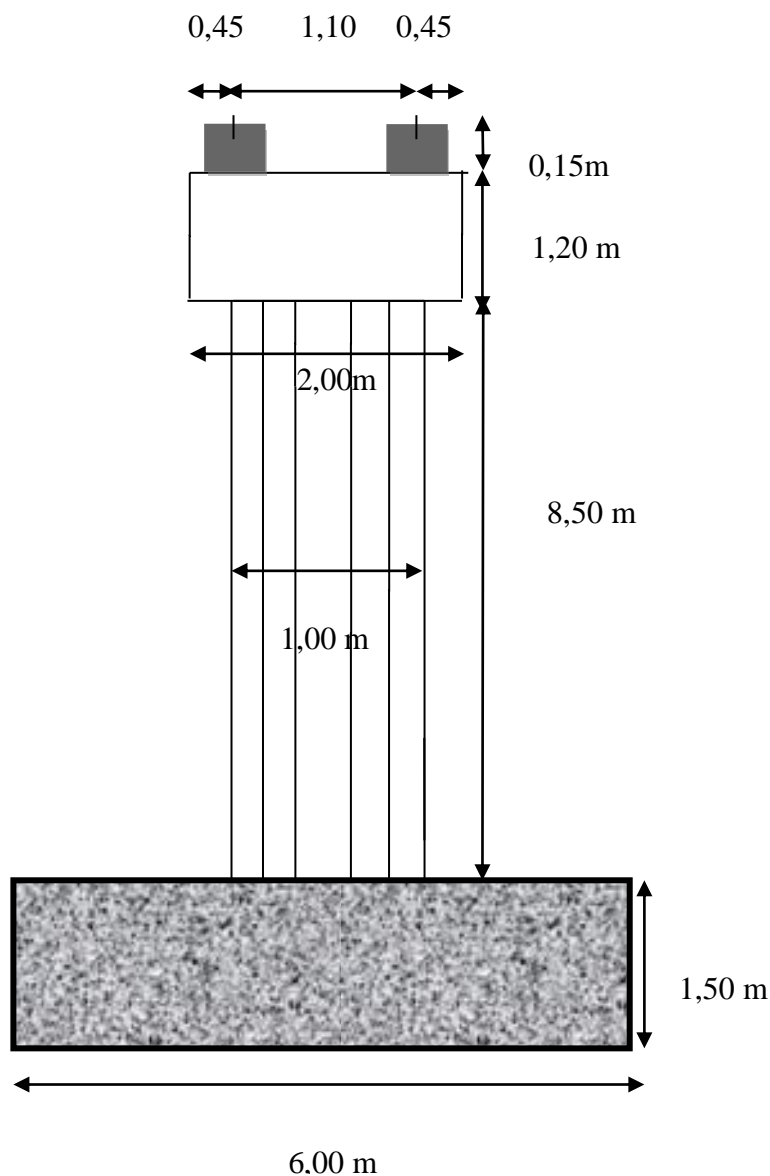


Figure.12.2 :Coupe longitudinale A-A

12.4.1 Répartition des charges et surcharges

12.4.1.1 Charge permanente

Le poids du tablier $G_T = 519,291t$.

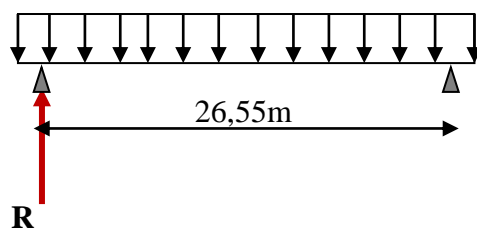
- La réaction due à la charge permanente

Pour une seule travée chargée :

$$R = \frac{G_T}{2} = 259,645 t$$

Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 519,291 t$$



12.4.1.2 Surcharges

a) Système A(L)

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{12 + L}$$

$$a_1 = 1 ; a_2 = 1,167$$

Il existe 4 cas de chargements :

▪ Une seule travée chargée

➤ Une seule voie chargée

$$L = 26,55 \text{ m}$$

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{12 + 26,55} = 1,164 \text{ t/m}^2$$

$$R_1 = A(L) \times 3 \times 26,55 / 2 \times 1,167 = 54,098 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \left(\frac{1,1}{2}\right) = 29,754 \text{ t.m}$$

➤ Deux voies chargées

$$R_1 = A(L) \times 6 \times \frac{26,55}{2} \times 1,167 = 108,196 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1 / 2 = 59,509 \text{ t.m}$$

▪ Deux travées chargées

➤ Une seule voie chargée

$$L' = (26,55 \times 2) + 1,1 = 54,20 \text{ m}$$

$$A(L') = 0,774 \text{ t/m}^2$$

$$R_1 = \frac{A(L') \times 3 \times 26,55}{2} \times 1,167$$

$$= 35,972 \text{ t}$$

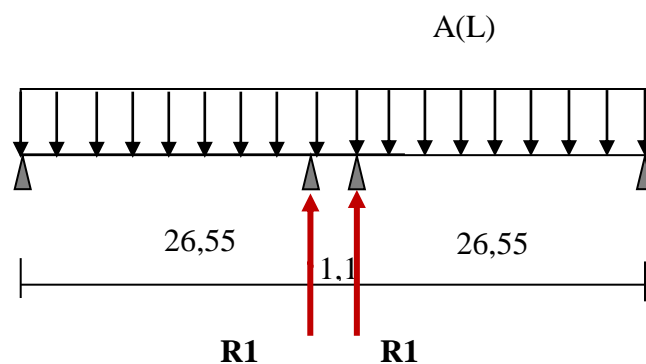
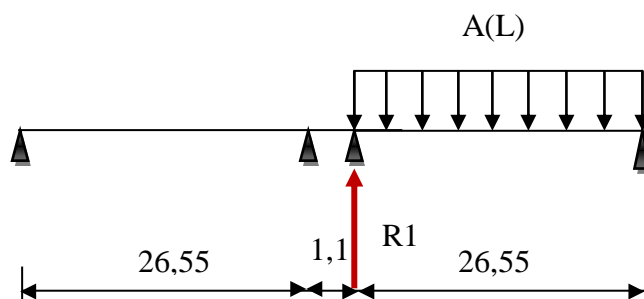
$$R_T = 2 \times R_1 = 71,943 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

➤ Deux voies chargées

$$R_T = (A(L') \times 6 \times 26,55) \times 1,167 = 143,888 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

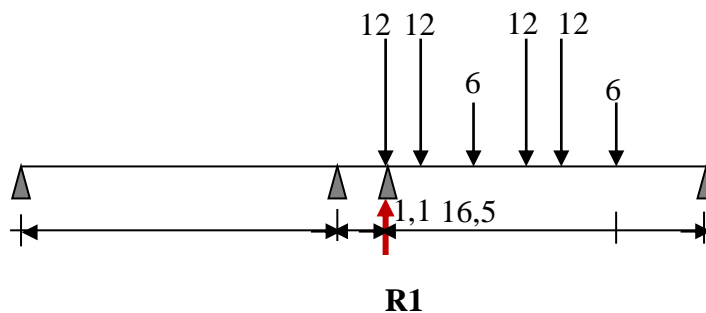


b) Système Bc

$$\delta_{BC} = 1,099$$

$$b_C = 1,2 \text{ Pour } 1vc$$

$$b_C = 1,1 \text{ Pour } 2vc$$



Il existe 4 cas de chargements :

▪ **Une seule travée chargée**

➤ **Une seule voie chargée : $b_C = 1,2$**

$$26,55 \times R_1 = 6(10,05 + 20,55) + 12(14,55 + 16,05 + 25,05 + 26,55)$$

$$R_1 = 44,068 \times 1,2 \times 1,099$$

$$R_1 = 58,117t$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 31,964 \text{ t.m}$$

➤ **Deux voies chargées : $b_C = 1,1$**

$$R_1 = 44,068 \times 2 \times 1,1 \times 1,099$$

$$R_1 = 106,548 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 58,601t.m$$

▪ **Deux travées chargées**

➤ **Une seule voie chargée : $b_C = 1,2$**

$$R_1 \times 26,55 = 6(20,55) + 12(26,55 + 25,05)$$

$$R_1 = 27,966 \times 1,2 \times 1,099$$

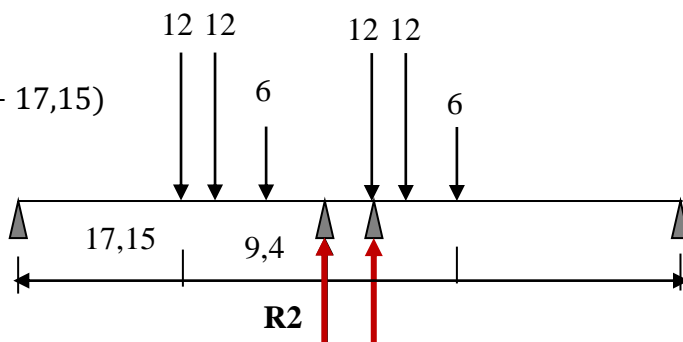
$$R_1 = 36,882 \text{ t}$$

$$R_2 \times 26,55 = 6(23,15) + 12(18,6 + 17,15)$$

$$R_2 = 21,389 \times 1,2 \times 1,099$$

$$R_2 = 28,208 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 65,09 \text{ t}$$



$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 4,771 \text{ t.m}$$

Deux voies chargées : bc = 1, 1

$$R_1 = 2 \times 27,966 \times 1,1 \times 1,099$$

$$R_1 = 67,616$$

$$R_2 = 2 \times 21,389 \times 1,1 \times 1,099$$

$$R_2 = 51,714 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 119,33 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 8,746 \text{ t.m}$$

c) Système Mc120

$$\delta_{MC} = 1,093$$

Il y a deux cas :

- Une seule travée chargée

$$26,55 \times R_1 = 110 \times (20,45 + 6,1/2) \times 1,093$$

$$R_1 = 106,418 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 58,529 \text{ t.m}$$

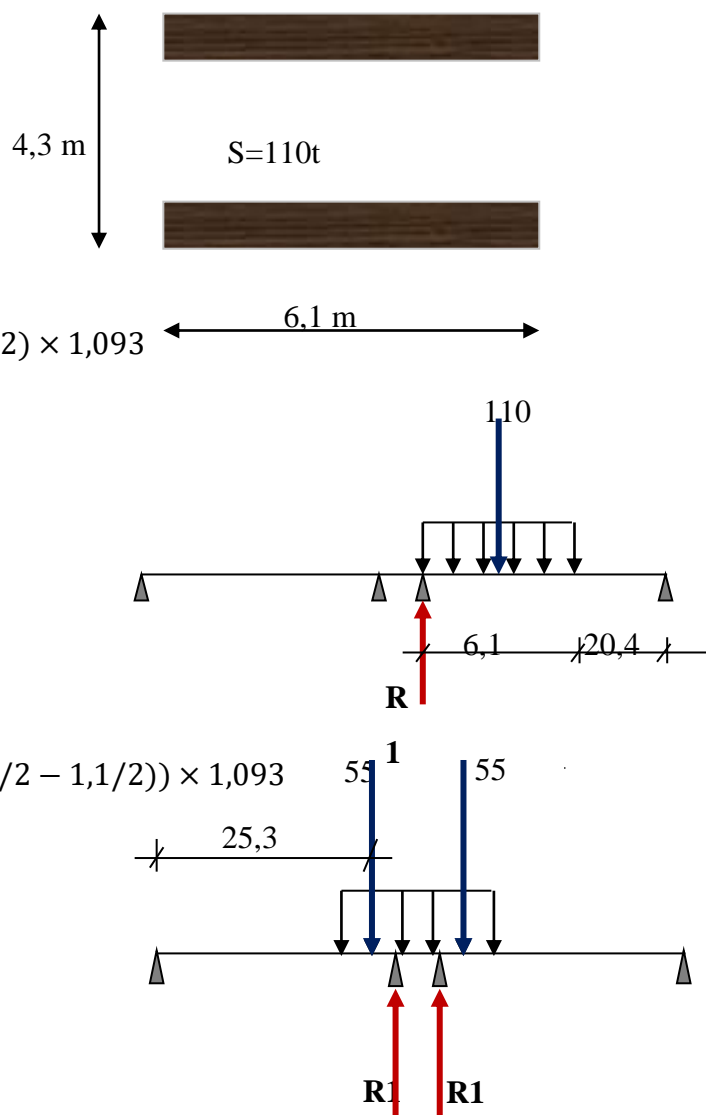
- Deux travées chargées

$$26,55 \times R_1 = 55 \times (26,55 - (3,05/2 - 1,1/2)) \times 1,093$$

$$R_1 = 57,907 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 115,815 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



d. Système D240

Il y a deux cas :

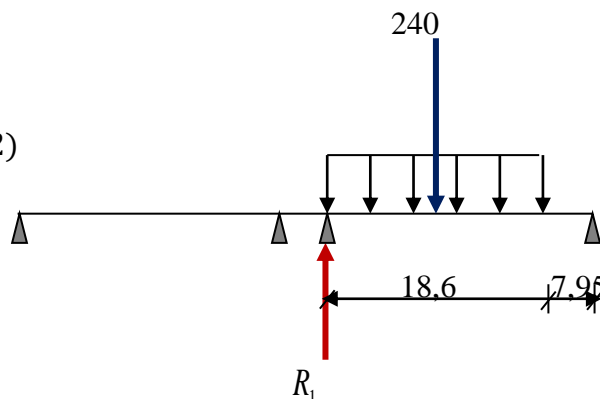
- Une seule travée chargée

$$26,55 \cdot R_1 = 240 \times (26,55 - 18,6/2)$$

$$R_1 = 155,932 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 85,763 \text{ t}$$



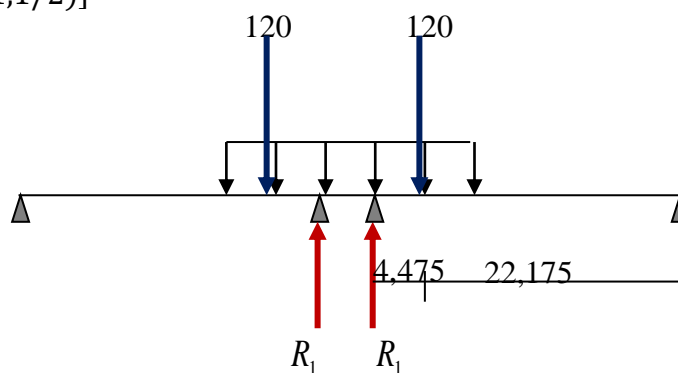
- Deux travées chargées

$$26,55 \times R_1 = 120 \times [26,55 - (9,3/2 - 1,1/2)]$$

$$R_1 = 101,469 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 202,938 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$



e) Surcharges sur trottoirs

Nous avons quatre cas :

- Une seule travée chargée

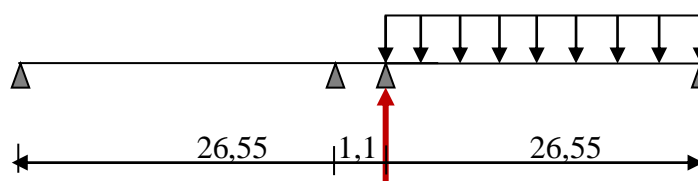
- Un seul trottoir chargé

$$26,55 \times R_1 = 0,15 \times 1,75 \times (26,55)^2/2$$

$$R_1 = 3,485 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

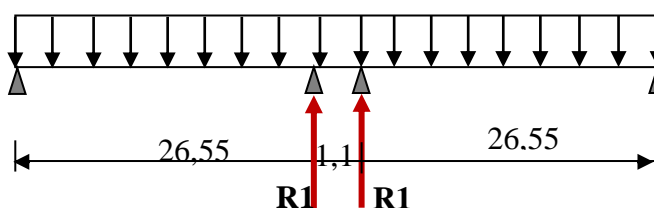
$$M_{LONG} = 1,917 \text{ t.m}$$



- Deux trottoirs chargés

$$R_1 = 3,485 \times 2 = 6,970 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$



▪ Deux travées chargées

➤ Un seul trottoir chargé

$$26,55 \times R_1 = 0,15 \times 1,75 \times (26,55)^2 / 2$$

$$R_1 = 3,485 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1$$

$$R_T = 6,969 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

➤ Deux trottoirs chargés

$$R_1 = 2 \times R_T$$

$$R_1 = 13,939 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

f) La réaction minimale sous le système Bc

Nous avons deux cas :

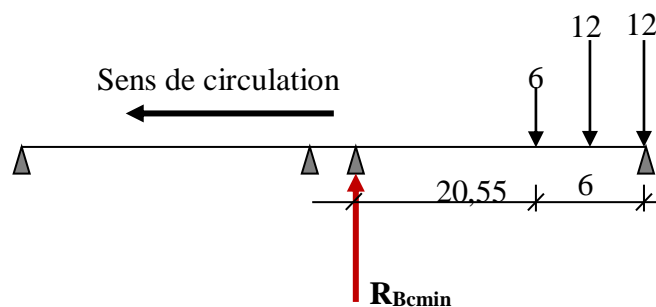
- 1^{er} cas :

$$26,55 \times R_{BCmin} = [(12(1,5) + 6(6)) \times 1,2 \times 1,099]$$

$$R_{BCmin} = 2,682 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 1,475 \text{ t.m}$$



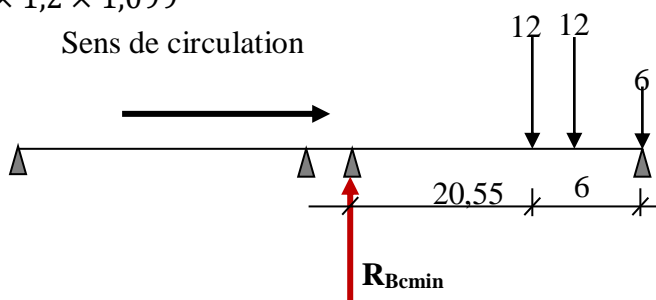
- 2^{ème} cas

$$26,55 \times R_{BCmin} = [(12(4,5 + 6)) \times 1,2 \times 1,099]$$

$$R_{BCmin} = 6,259 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BCmin} \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 3,442 \text{ t.m}$$



➤ Tableaux récapitulatifs

▪ Une seule travée chargée

		R(t)	M_{LONG}(t.m)
A(L)	1 vc	54,098	29,754
	2 vc	108,196	59,509
Bc	1 vc	58,117	31,964
	2 vc	106,548	58,601
R_{BCmin} ←		2,682	1,475
Mc120		106,418	58,529
D240		155,932	85,763
Trottoir	1 tr	3,485	1,917
	2 tr	6,970	0

Tableau.12.1 : moment longitudinal pour une seule travée chargée

▪ Deux travées chargées

		R(t)	M_{LONG}(t.m)
A(L)	1 vc	71,943	0
	2 vc	143,888	0
Bc	1 vc	65,09	4,77
	2 vc	119,33	8,746
Mc120		115,815	0
D240		202,938	0
Trottoir	1 tr	6,969	0
	2 tr	13,939	0

Tableau.12.2 : moment longitudinal pour deux travées chargées

12.4.2 Les efforts horizontaux

a) Freinage

▪ Système A(L)

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{54,20 + 12} = 0,774 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit : $S = (26,55 \times 2 + 1,1) \times 6 = 325,20 \text{ m}^2$

$$A = 0,774 \times 1 \times 1,167 \times 325,20 = 293,740 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 325,20} \times 293,740$$

$$H_{A(l)} = 12,904 \text{ t}$$

Soit : 6,452 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 6,452 \times (0,15 + 8,50 + 1,50 + 1,20) = 73,230 \text{ t.m}$$

▪ 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 créé par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,15 + 8,50 + 1,50 + 1,20) = 170,250 \text{ t.m}$$

b) Séisme

- Le poids total de la superstructure

$$G_{SUP} = 519,291 \text{ t.}$$

- Le poids du chevron

$$P_{CH} = \left[\left(2 \times 1,2 - 2 \times \frac{0,14 \times 0,60}{2} \right) \times 10,70 + (0,20 \times 0,90 \times 2) \times 2 \right] \times 2,5 = 63,753 \text{ m}^3$$

-

- **Le poids des dés d'appuis**

$$P_d = 0,50 \times 0,50 \times 0,15 \times 2,5 \times 20 = 1,875t$$

$$P_{CH} + P_d = 65,628t$$

- **Le poids du fut**

$$P_{fu} = 8,5 \times 1 \times 7,5 \times 2,5 = 159,375 t$$

- **Le poids de la semelle**

$$P_s = 10 \times 6 \times 1,5 \times 2,5 = 225t$$

- **Le poids de la terre sur la semelle**

$$P_t = 1,5 \times [10 \times 6 - 7,5 \times 1] \times 2 = 157,5t$$

- **Le poids total de la pile**

$$P_T = P_{CH} + P_d + P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 63,753 + 1,875 + 159,375 + 225 + 157,5 = 607,503 t$$

- **Le poids total : $607,503 + 519^2, 291 = 1126,794t$**

▪ **L'effort sismique horizontal**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,2 \times 1126,794 = 225,359t$$

▪ **L'effort sismique vertical**

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1126,794 = 1047,918$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1126,794 = 1205,667$$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique**

$$M_{FS}/0 = \varepsilon_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{Sfu} \times Y_{fu} + F_{SSol} \times Y_{Sol} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS}/0 = 0,2 (519,29 \times 11,35 + 65,63 \times 10,6 + 159,37 \times 5,75 + 157,5 \times 2,25 + 225 \times 0,75)$$

$$M_{FS}/0 = 0,2 \times (7783,476 t) = 1605,824 t.m$$

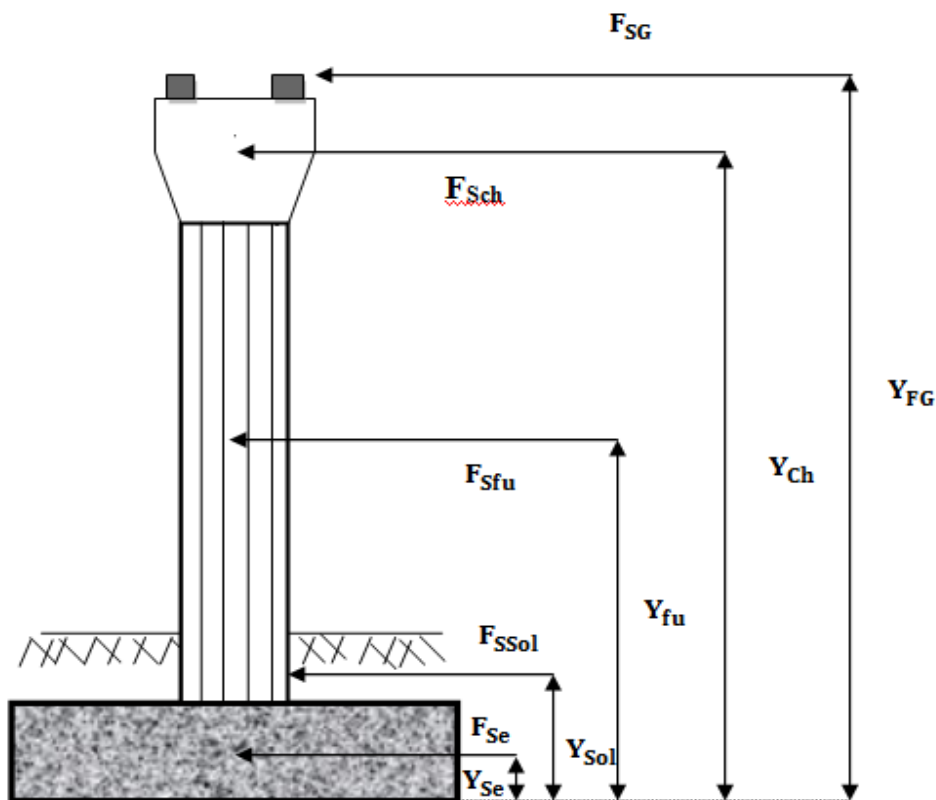


Figure.12.3 :Charge applique à la semelle

12.4.3 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 sur un appui continu (voile).

Le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie donnée par les combinaisons suivant :

Combinaison	ELU	ELS
I	$1,35G+1,6(\text{Max (A, B) } +tr)$	$G+1,2(\text{Max (A, B) } +tr)$
II	$1,35 G + 1,35 (\text{Max (Mc120,D240)})$	$G+\text{Max (Mc120,D240)}$

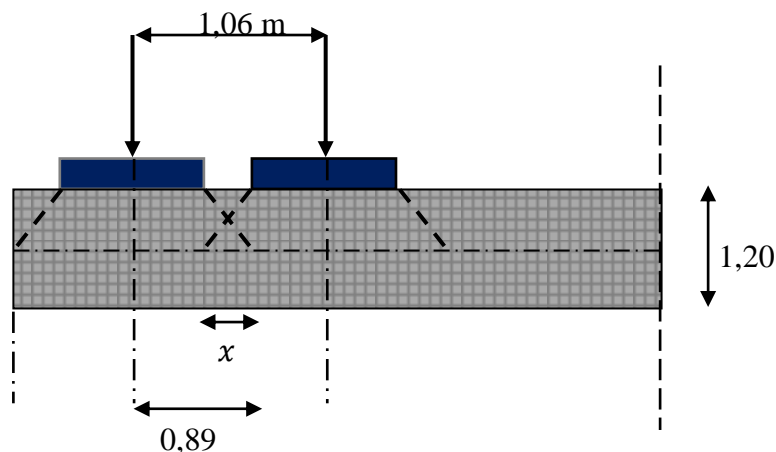


Figure.12.4 : phénomène d'interférence

Suivant le phénomène d'interférence:

$$x = 2 \times \left(0,6 + \frac{0,50}{2} \right) - 1,06 = 0,64 \text{ m}$$

Il y a une interférence de **64 cm.**²

$$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{chevêtre}}$$

$$G = 519,291 + 65,628 = 584,919\text{t}$$

combinaison	ELU	ELS
I	$1,35(584,919) + 1,6(123,298 + 13,939)$ $= 1009,219\text{t}$	$584,919 + 1,2(123,298 + 13,939)$ $749,603 =$
II	$1,35(584,919) + 1,35(202,938)$ $= 1063,607\text{t}$	$584,919 + 202,938$ $= 787,857\text{t}$

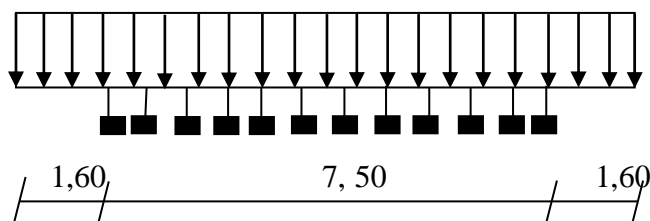
12.4.3.1 Calcul des sollicitations

✓ ELU

$$q_u = \frac{1063,607}{10,70} = 99,402/\text{ml}$$

✓ ELS

$$q_s = \frac{787,857}{10,70} = 73,631 \text{ t/ml}$$



Pour calculer les efforts internes (M, T), on utilise le logiciel **SAP2000**.

Les résultats sont :

L'ELU

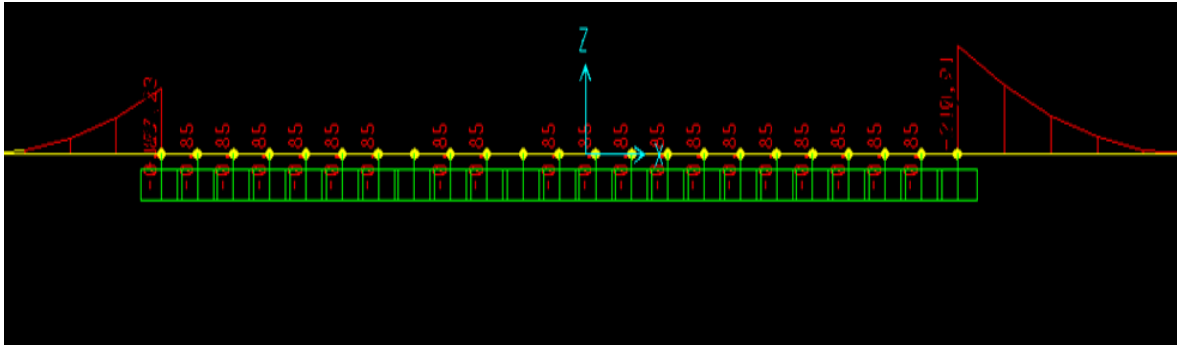


Figure.12.5 :Diagramme des moments fléchissant(ELU)

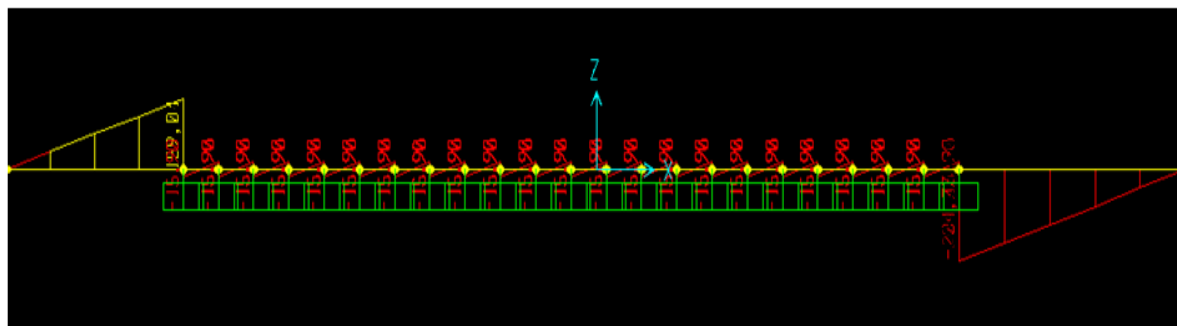


Figure.12.6 :Diagramme des efforts tranchant(ELU)

L'ELS

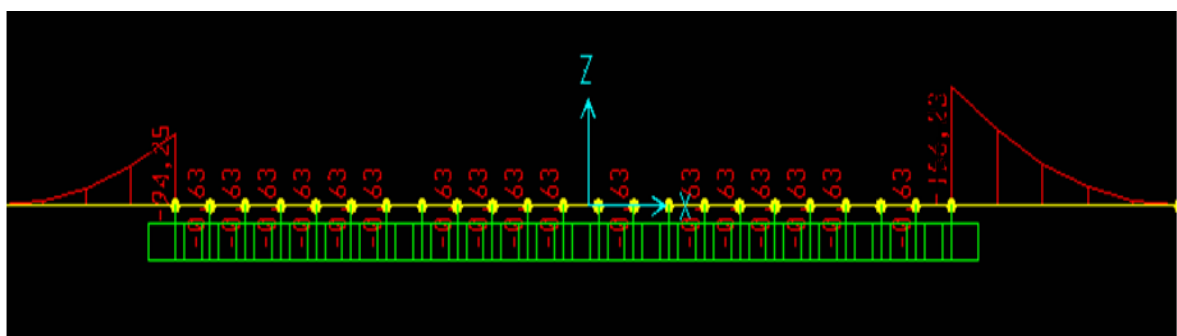


Figure.12.7 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

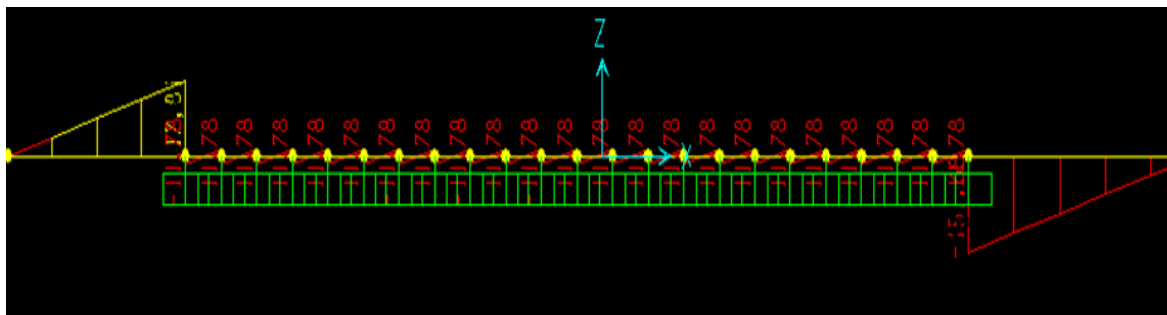


Figure.12.8 :Diagramme des efforts tranchant(ELS)

▪ Résultats

	ELU		ELS	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
M (t.m)	127,21	55,41	94,25	41,04
T(t)	190,60	/	141,18	/

12.4.3.2 Ferrailage du chevêtre

a) Les armatures longitudinales

- 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 $f_{c28} = 27$ MPa ;
- ✓ Acier FeE 500 MPa ;

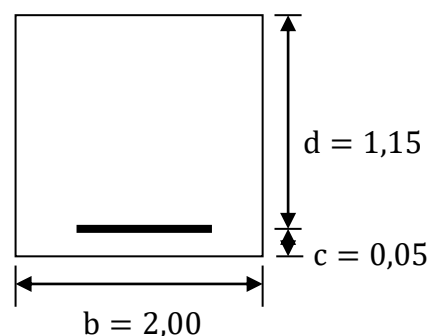
Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 2,00 \text{ m} \\ h = 1,2 \text{ m} \\ d = 1,15 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0$

Section d'armature tendue : $A_{su} = 25,87 \text{ cm}^2$



➤ ELS

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 16,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{bs} = \text{MIN} \left(\frac{2}{3} \times 500 ; 150 \times 1,6 \right) = 240 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15,30 \text{ MPa}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2 \times 1,15^2 \times 15,30 = 15,864 \text{ MN.m}$$

$$M_{IU} = 15,864 \text{ MN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1,350$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{15,864}{1,350} = 11,751 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,9425 \text{ MN.m} \leq M_{IS} = 11,751 \text{ MN.m}$$

⇒ section sans armatures comprimée

$$A_{SC} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{94,25 \times 10^{-2}}{2 \times 1,15^2 \times 16,20} = 0,02200$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \times \mu_{ser}} \right) = 0,0447$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2 \times \sigma_s} = \frac{0,0447 \times 2 \times 1,15 \times 16,20}{2 \times 240} = 34,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{Ser} > A_{Su} \Rightarrow A_S = 34,70 \text{ cm}^2$$

• En travée

➤ ELU

$$M_U = 55,41 \text{ t.m}$$

$$M_{Ser} = 41,04 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{55,41 \cdot 10^{-2}}{2 \times 1,15^2 \times 15,30} = 0,01370$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{55,41}{41,04} = 1,35$$

$$\mu_{bu} = 0,01370 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{Sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,01724$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9931$$

$$A_{Su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{Su}} = \frac{55,41 \cdot 10^{-2}}{0,9931 \times 1,15 \times 435} = 11,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{Su} = 11,15 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**

$$M_{Ser} = 41,04 \text{ t.m}$$

$$M_{IU} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 2 \times 1,15^2 \times 15,30 = 15,864 \text{ MN.m}$$

$$M_{IS} = \frac{M_{IU}}{\gamma} = \frac{15,864}{1,35} = 11,75 \text{ MN.m}$$

$$M_{IS} = 11,75 \text{ MN.m}$$

$$(M_{ser} = 0,4104) < M_{IS} A_{Sc} = 0.$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{41,04 \cdot 10^{-2}}{2 \times 1,15^2 \times 16,20} = 0,0096$$

$$\alpha = 1,5 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \cdot \mu_{ser}} \right) = 0,0193$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9923$$

$$A_{Ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,0193 \times 2 \times 1,15 \times 16,20}{2 \times 240} = 14,982 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ser} = 14,982 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{Ser} > A_{Su} \quad \Rightarrow \quad A_S = A_{Ser} = 14,982 \text{ cm}^2$

➤ **ELS**

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad A_{Smin} > \frac{0,23 \times 2 \times 1,15 \times 2,22}{500} = 23,487 \text{ cm}^2$$

Finalement on adopte :

Sur appui : $A_S = 34,70 \text{ cm}^2$; Soit 12 HA20 ($37,70 \text{ cm}^2$)

En travée : $A_S = 23,487 \text{ cm}^2$; Soit 8 HA20 ($25,13 \text{ cm}^2$)

b) Les armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T}{b \times d} \quad \text{avec } T = 190,60 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{190,30 \times 10^{-2}}{2 \times 1,15} = 0,827 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,70 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 90^\circ$$

Les armatures droites sont suffisantes.

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \times f_{t28}}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple ; } f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,827 - 0,3 \times 2,22) \times 2}{0,8 \times 500} = 0,081 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ Le pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e > \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,414 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,414 \times 2}{500} = 0,1656 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$0,1656 > 0,081 \quad \Rightarrow \quad \frac{A_t}{S_t} > 0,1656 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ Choix des armatures

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{MIN} \{ 20 ; 34,29 ; 200 \}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,1227 \quad A_t = 0,1656 \times 15 = 2,484 \text{ cm}^2$$

12.4.3.3 Ferrailage du chevêtre à la torsion

La poutre à section se comporte comme des sections tubulaires vis à vis de la résistance à la torsion. La partie inférieure ne contribue 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.

Pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de paroi est égal au 1/6 du diamètre du cercle qui peut être inscrit dans le contour extérieur.

Le moment de torsion M_t est donné par la relation suivante :

$$M_t = R \times e$$

R:la réaction due aux surcharges (la réaction du poids propre est nulle par la symétrie) Pour avoir le cas le plus défavorable, on charge une seule travée, donc R est la réaction du au système **D240** pour une travée chargée.

$$R_{\max} = R(D240) = 155,932 \text{ t (une travée chargée).}$$

$$M_t = R \times e = \left(\frac{155,932}{11} \right) \times 0,55 = 7,797 \text{ t.m}$$

On considère le chevêtre comme une console

$$M_u = 1,35 \times M_t$$

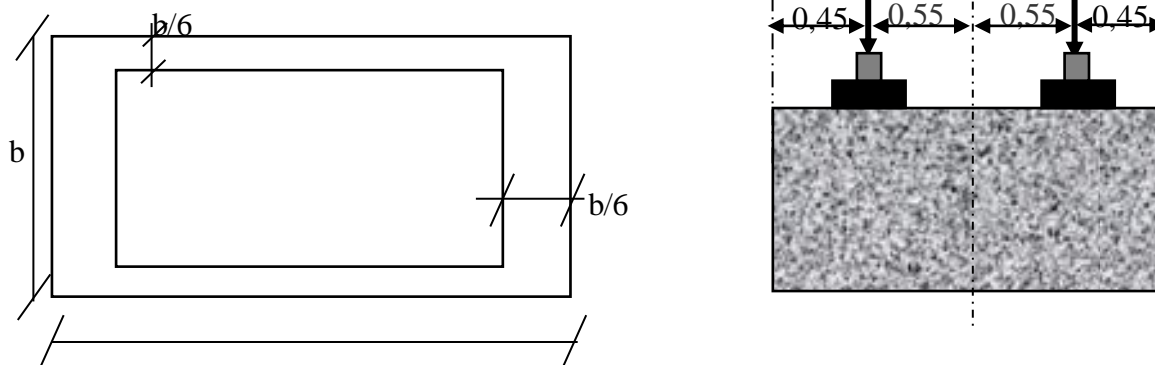


Figure.12.9 : Coupe transversale du chevêtre

a) Les armatures long

$$A_L = \frac{v \times M_u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

v : Périmètre du contour.

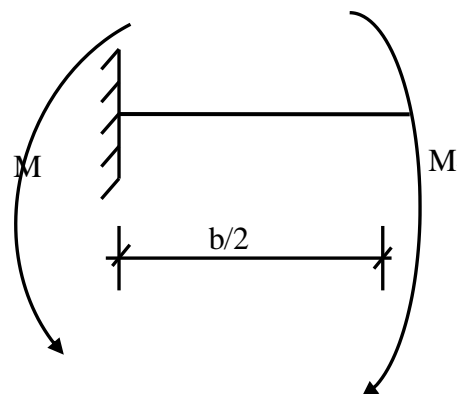
$$v = 2 \times \left[\left(1,2 - \frac{2 \times h}{6} \right) + \left(2 - \frac{2 \times b}{6} \right) \right]$$

$$v = 4,266 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(1,2 - \frac{2 \times h}{6} \right) \left(2 - \frac{2 \times b}{6} \right) = 1,066 \text{ m}^2$$

$$M_u = 1,35 \times M_t = 1,35 \times 7,797 = 10,526 \text{ t.m}$$

$$A_L = \frac{4,266 \times 10,526 \times 10^{-2}}{2 \times 1,066 \times \frac{500}{1,15}} = 4,844 \text{ cm}^2$$



b) Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \times \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{10,526 \times 10^{-2}}{2 \times 1,066 \times \frac{500}{1,15}} = 1,136 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,0136 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 15 \times 0,0136 = 0,204 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures du chevron

$$A_{s \text{ appui}} = 34,70 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{12 HA20}$$

$$A_{s \text{ travée}} = 23,487 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{8 HA20}$$

$$A_{\text{tran}} = 2,484 + 0,204 = 2,688 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA12, St 15}$$

$$A_{s \text{ torion}} = 4,844 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{4HA12}$$

12.4.3.4 Schéma de ferrailage

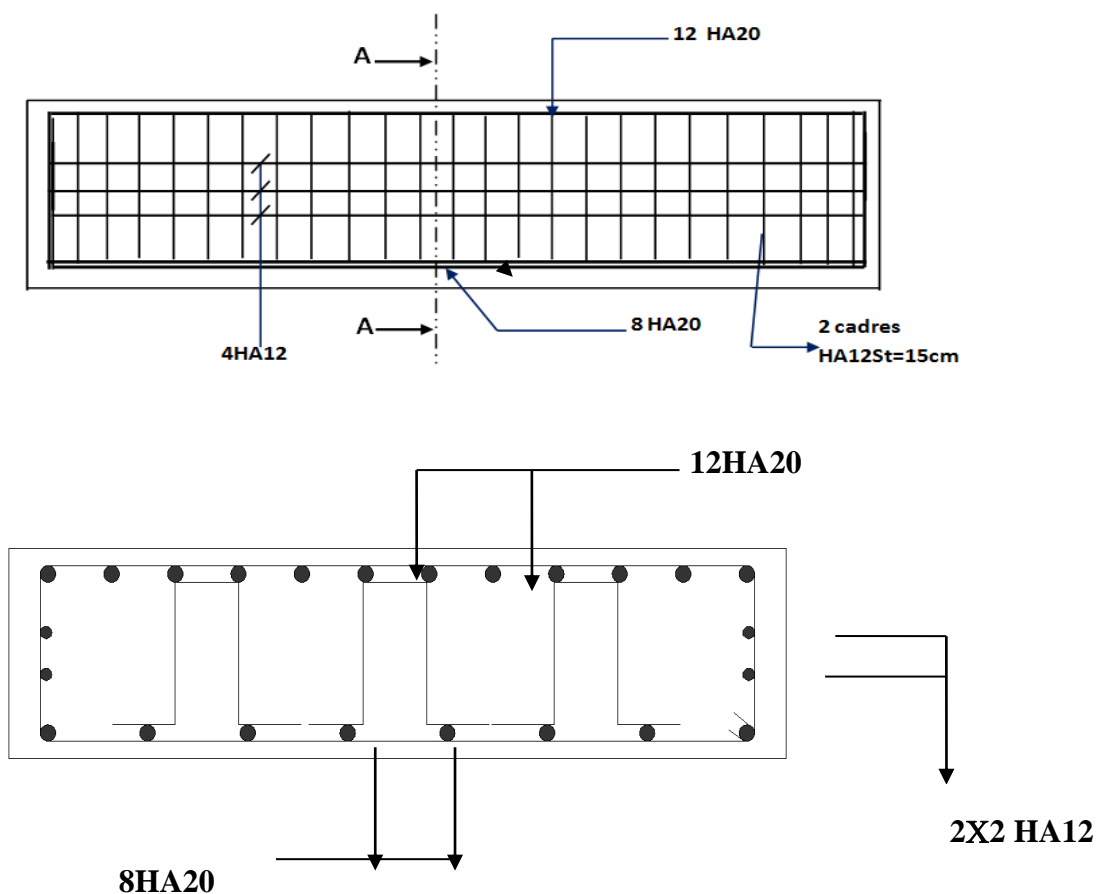


Figure.12.10 :Schéma de ferrailage de chevêtre

12.4.4 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).

12.4.4.1 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 ;

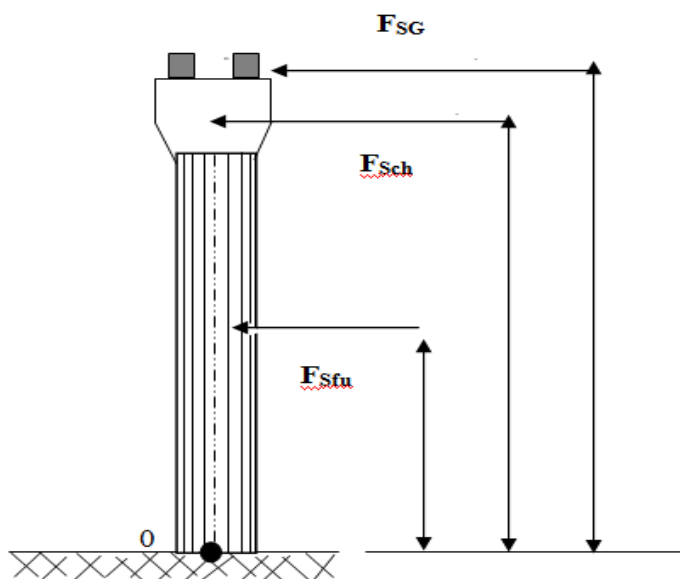


Figure.12.11 : Charges appliquées au fut

a) Le poids du fut

$$G_f = 7,5 \times 1 \times 8,5 \times 2,5 = 159,375 \text{ t}$$

b) Réaction du au poids du tablier

$$R_{\text{tab}} = 519,291 \text{ t}$$

$$G = G_f + R_{\text{tab}} + R_{\text{ch}} = 159,375 + 519,291 + 65,628\text{t} = 744,294\text{t}$$

$$G = 744,294 \text{ t.}$$

c) Réaction dues aux surcharges

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1travée chargée	2travées chargées
A(L)+trot	1vc	57,583	78,912
	2vc	115,166	157,827
Bc+trot	1file	61,602	72,059
	2files	113,518	133,269
	Bc_{min}	2,682	/
Mc120		106,418	115,815
D240		155,932	202,938

Tableau.12.3 : Réaction dues aux surcharges

d) Le freinage

▪ Système A(L)

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

Exemple de calcul pour 02travée chargée, 02voies chargée(le cas le plus défavorable) :

- $A(L) = 0,230 + \frac{36}{54,20+12} = 0,774 \text{ t/m}^2$
- S : Surface chargée, soit : $S = (26,55 \times 2 + 1,1) \times 6 = 325,20\text{m}^2$
- $A = 0,774 \times 1 \times 1,167 \times 325,20 = 293,740 \text{ t}$
- $H_{A(L)} = \frac{1}{20+0,0035 \times 325,20} \times 293,740$
- $H_{A(L)}=12,904 \text{ t}$
- Soit : 6,452 t par appuis.

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(L) :

$$M_{A(L)} = HA(L) \times (0,15 + 1,2 + 8,5) = HA(L) \times 9,85\text{t}$$

$$M_{A(L)} = 6,452 \times (0,15 + 8,5 + 1,50 + 1,20) = 73,230 \text{ t.m}$$

➤ Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 26,55m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	3	79,65	1,164	5,335
2vc	6	159,3	1,164	10,526

➤ Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 54,20m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1vc	3	162,60	0,774	7,140
2vc	6	325,20	0,774	12,904

- **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 :

$$M_{BC} = 15 \times (0,15 + 8,5 + 1,20) = 147,75 \text{ t.m}$$

$$M_{BC} = 147,75 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	5,335	52,550
		2vc	10,526	103,681
	2trav	1vc	7,140	70,329
		2vc	12,904	127,10
Bc			15	147,75

d) Le séisme

- **L'effort sismique horizontal pour la fut**

Tablier : $F_{th} = \varepsilon_h \times R_t = 0,2 \times 519,291 = 103,858 \text{ t}$

Chevêtre : $\varepsilon_h \times G_{ch} = 0,2 \times 65,628 = 13,126 \text{ t}$

Fut : $F_{fuh} = \varepsilon_h \times G_{fut} = 0,2 \times 159,375 = 31,875 \text{ t}$

sol sur semelle : $F_{solh} = \varepsilon_h \times G_{sol} = 0,2 \times 157,5 \text{ t} = 31,5 \text{ t}$

$$F_{htot} = 166,213 \text{ t}$$

- **L'effort sismique vertical**

$$G_T = R_{tab} + R_{fu} + R_{ch} = 714,666 \text{ t}$$

➤ **Minimal** : $F_{VMIN} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 519,291 = 488,134 \text{ t}$

➤ **Maximal** : $F_{VMAX} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 519,291 = 550,448 \text{ t}$

- **Le moment dû à l'effort sismique horizontal**

$$M_{FS/0} = (F_{th} \times Y_t + F_{ch} \times Y_{ch} + F_{fuh} \times Y_{FU} + F_{SOLh} \times Y_{SOL})$$

$$M_{FS/0} = (103,858 \times 9,85 + 13,126 \times 9,10 + 31,875 \times 4,25 + 31,5 \times 0,75) = 1301,542 \text{ t.m}$$

12.4.4.2 Calcul des combinaisons

Dans cette partie, on va calculer l’effort normal **N**, le moment longitudinal **M_{long}** qui se résulte dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu’on va calculer la section d’armature pour chaque combinaison en utilisant **SECOTEC**.

a) 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 M_{C120}

$$N = G + R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})^{\wedge}$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _s (cm ²)
01trav	A(L)	1vc	801,877	131,686	0,164	0
		2vc	859,460	261,104	0,304	0
	Bc	1file	805,896	287,542	0,357	0
		2files	857,812	330,162	0,385	0
		Bc _{min}	746,976	238,362	0,319	0
Mc120			850,712	79,014	0,093	0
D240			900,226	115,780	0,129	0
02 trav	A(L)	1vc	823,206	112,526	0,137	0
		2vc	902,121	203,360	0,225	0
	Bc	1file	816,353	244,032	0,299	0
		2files	877,563	250,394	0,285	0
	Mc120			860,109	0	0
D240			947,229	0	0	0

Tableau.12.4 :combinaison 01 et 02

b) Conditions sismique

- **Combinaison 03** :G+E

$$N = F_{Vmin} = 482,941t$$

$$M_{long} = 1301,542t.m$$

$$A_S = 309 \text{ cm}^2$$

- **Combinaison 04** : G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siésme} + 0,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _S (cm ²)
01trav	A(L)	1vc	517,491	1362,824	2,634	315
		2vc	552,041	1399,454	2,535	319
	Bc	1file	519,902	1409,370	2,711	325
		2files	551,052	1425,353	2,587	325
		Bcmin	484,550	1391,077	2,871	325
02trav	A(L)	1vc	530,288	1343,737	2,534	310
		2vc	577,637	1377,800	2,385	312
	Bc	1file	526,176	1393,054	2,648	321
		2files	562,902	1395,434	2,479	317
Combinaison 03			482,941	1301,542	2,695	307

Tableau.12.5 :combinaison 03 et 04

❖ Exemple de calcul

Pour la Combinaison 04 (cas de Bc 2fils ; 1 travée chargée).

G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir

$$N = +F_{Vmin} + 0,6 \times R_{BC} (1travée, 2 voies)$$

$$N = 482,941 + 0,6 \times 113,518 = 551,052t$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}Bc(1travée, 2 vois) + M_{frei}Bc)$$

$$M_{long} = 1301,542 + 0,6(58,601 + 147,75) = 1425,353 t.m$$

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par **SOCOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc chargée),

$$\text{Avec : } \begin{cases} e = 2,871 \text{ cm} \\ A_s = 325 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

12.4.4.3 Vérification vis-à-vis le flambement du fut

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; I = \frac{b \times h^3}{12} ; B = b \times h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}}$$

$$i = 0,288 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times l = 0,7 \times 8,50 = 5,95 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{5,95}{0,288} = 20,659$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50, \text{MIN} \left(\frac{67 \times 2,872}{1} ; 100 \right) \right] = 100 \text{ cm}$$

$\lambda = 20,659 < \lambda' = 100$: **Pas de risque de flambement**

12.4.4.4 Calcul de ferrailage

a) Longitudinal

Le résultat obtenu par **SECOTEC** est : $A_s = 337 \text{ cm}^2$

▪ La section d'armature minimale

$$A_{s\text{min}} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 325 \text{ cm}^2 < A_{s\text{min}} = 375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 375 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{30 HA 40}; \text{ avec : } st = 25 \text{ cm}$$

b) Transversal

$$T_U = F_{\text{htot}} + H_{f\text{Bc}} = 166,213 + 0,6 \times 15 = 175,216 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{175,216 \times 10^{-2}}{7,5 \times 0,9} = 0,260 \text{ MPa}$$



Figure.12.12 : Effet de flambement

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} \{0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}\} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,260 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,7 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

▪ **Diamètre des armatures**

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}; \phi_{\text{long}}; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35}; 25; \frac{7500}{10} \right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 25 \text{ mm}$

▪ **Espacement**

$$S_t \leq \min \{0,9b, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Section d'armature transversale**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0,260 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,2 \times 7,5 = 0,00152 \text{ m}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e > \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e > 0,4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 7,5 \times 10^2 \times \frac{0,40}{500} = 0,60 \text{ cm}$$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0,48 \times 20 = 12 \text{ cm}^2$ Soit **A_t :8 HA14 (12,32cm²)**

- Schéma de ferrailage de fut

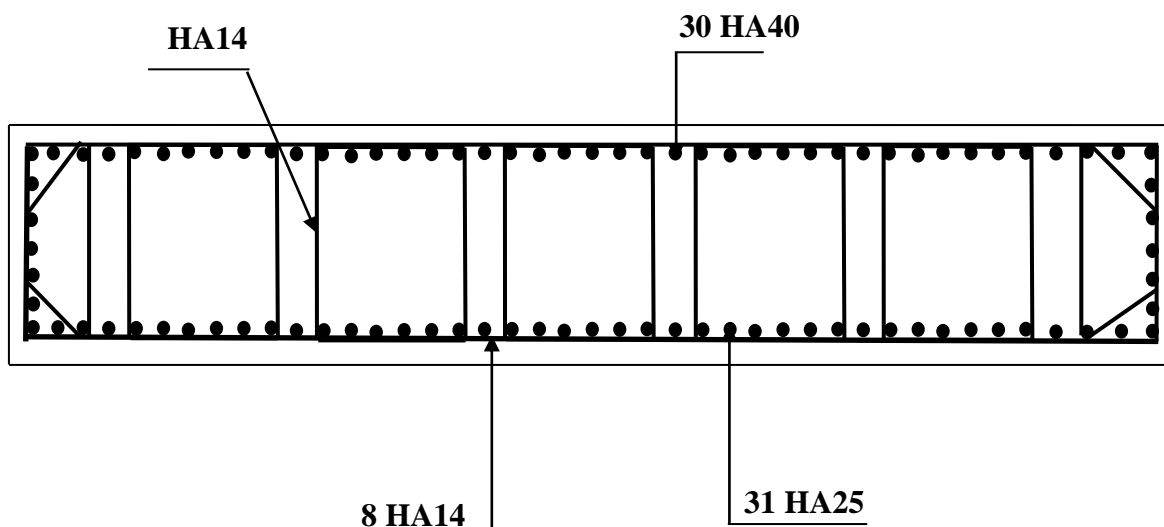


Figure.12.13 :Schéma de ferrailage de fut

12.4.5 Etude de la semelle

D'après le rapport géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage c'est les fondations superficielles.

La semelle a pour le rôle de transmettre au sol les différentes charges. On a une semelle rectangulaire sous voile, sollicitée par un effort normal N et moment M tous les deux centrés.

- Longueur : 10 m.
- Largeur : 6,00 m.
- Épaisseur : 1,50 m.

12.4.5.1 Calcul des charges

a) Charges permanentes

- Superstructure : 519,291 t
- Dés d'appuis : 1,875 t
- Fût : 159,375 t
- Le poids du chevêtre : 63,753 t
- Poids de la semelle : 159,375 t
- Poids des terres : 157,5 t
- Le poids total de la pile : 607,503 t
- Le poids total : 1126,794 t

b) Les surcharges

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2-

c) Le freinage

▪ **Système A(L)**

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,15 + 1,20 + 8,5 + 1,5) = HA(L) \times 11,4 \text{ t}$$

▪ **Système Bc**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal : $30/2 = 15 \text{ t}$

$$M_{BC} = 15 \times (0,15 + 1,20 + 8,5 + 1,5) = 171 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	5,335	60,819
		2vc	10,526	119,996
	2trav	1vc	7,140	81,396
		2vc	12,904	147,106
Bc			15	171

d) Le séisme

▪ **L'effort sismique horizontal**

$$F_{sh} = \epsilon_h \times G_T = 0,2 \times 1126,794 = 225,359 \text{ t}$$

▪ **L'effort sismique vertical**

$$\text{Minimal : } F_{V\text{MIN}} = (1 - \epsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1126,794 = 1047,918 \text{ t}$$

$$\text{Maximal : } F_{V\text{MAX}} = (1 + \epsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1126,794 = 1205,669 \text{ t}$$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique**

$$M_{FS/0} = \epsilon_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{Sfu} \times Y_{fu} + F_{SSol} \times Y_{Sol} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,2 (519,29 \times 11,35 + 65,63 \times 10,6 + 159,37 \times 5,75 + 157,5 \times 2,25 + 225 \times 0,75) = 1605,824 \text{ t.m}$$

Vérification des contraintes

- **1er cas** : une seule travée chargée.

- **2ème cas** : 2 travées chargées.

Cas 1: 1 travée chargée :

La contrainte admissible du sol est supposée égale : **45 t/m²** et ont vérifié que : $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \sigma_{ref} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

▪ Conditions normales

- **Combinaison 01** : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] + trottoir (1tro chargé, 2trav).

$$N = G + 1,2R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,2(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

- **Combinaison 02** : G+ Mc120 ou D240

$$N = G + R(M_{C120} ou D240)$$

$$M_{long} = M_{long}(M_{C120} ou D240)$$

			N (t/ml)	M _{nett} (t.m/ml)	e ₀ (m)	σ _{max} (t/m ²)	σ _{min} (t/m ²)	σ _{ref} (t/m ²)
1trav	A(L) +trot	2 vc	126,499	21,541	0,170	24,667	17,499	19,291
	Bc+trot	2 files	126,302	27,552	0,218	25,640	16,461	18,929
Bc _{min}			113,001	20,697	0,183	22,280	15,387	17,110
Mc120			125,449	5,852	0,047	22,329	20,324	20,825
D240			131,391	8,576	0,065	23,788	20,885	21,611

▪ Conditions sismiques

➤ Séisme longitudinal

- **Combinaison 03** : G+E

$$N = F_{Vmin} = 104,792 \text{ t/ml}$$

$$M_{long} = M_{siésme} = 160,582 \text{ t.m/ml}$$

- **Combinaison 04** : G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir (1tro chargé, 2trav)

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein}[A(L)(ou Bc)] + M_{trot} (0)$$

			N (t/ml)	M _{nett} (t.m/ml)	e ₀ (m)	σ _{max} (t/m ²)	σ _{min} (t/m ²)	σ _{ref} (t/m ²)
1trav	A(L) +trot	2 vc	111,702	171,353	1,534	47,175	-9,941	4,338
	Bc+trot	2files	111,603	174,358	1,562	47,636	-10,453	4,074
Combinaison 03			104,791	160,582	1,532	44,310	-9,310	4,095

Cas 2: 2 travées chargées

❖ Conditions normales

			N (t/ml)	M _{nett} (t.m/ml)	e ₀ (m)	σ _{max} (t/m ²)	σ _{min} (t/m ²)	σ _{ref} (t/m ²)
2trav	A(L) +trot	2 vc	131,619	17,653	0,134	24,876	18,997	20,446
	Bc+trot	2files	128,672	21,570	0,168	25,048	17,843	19,644
Mc120			124,261	0	0	20,752	20,752	20,752
D240			132,973	0	0	22,206	22,206	22,206

❖ Conditions sismiques

			N (t/ml)	M _{nett} (t.m/ml)	e ₀ (m)	σ _{max} (t/m ²)	σ _{min} (t/m ²)	σ _{ref} (t/m ²)
2trav	A(L) +trot	2 vc	114,261	169,409	1,483	47,285	-9,198	4,922
	Bc+trot	2 files	112,788	171,367	1,519	47,352	-9,756	4,521
Combinaison 03			104,792	160,582	1,532	44,311	-9,310	4,095

12.4.5.2 Ferrailage de la semelle

Le cas le plus défavorable est donné par Bc pour une travée chargée (conditions normale).

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 25,640/m^2 \\ \sigma_{min} = 16,461t/m^2 \\ \sigma_{ref} = 18,929t/m^2 \end{array} \right.$$

$$e_0 = 0,218$$

Le cas le plus défavorable est donné par Bc pour une travée chargée (conditions sismique).

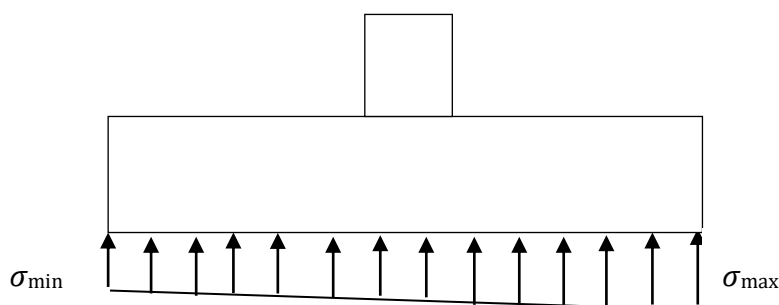
On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 47,636 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -10,453 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\text{ref}} = 4,074 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$e_0 = 1,562 \text{ m}$$

❖ Conditions normale

$e_0 = 0,218 \text{ m} < B/6 = 6/6 = 1 \text{ m}$. \Rightarrow C.A.D le diagramme des contraintes et trapézoïdal.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

❖ Conditions sismique

$e_0 = 1,562 \text{ m} > B/6 = 6/6 = 1 \text{ m}$. \Rightarrow C.A.D le diagramme des contraintes et triangulaire.

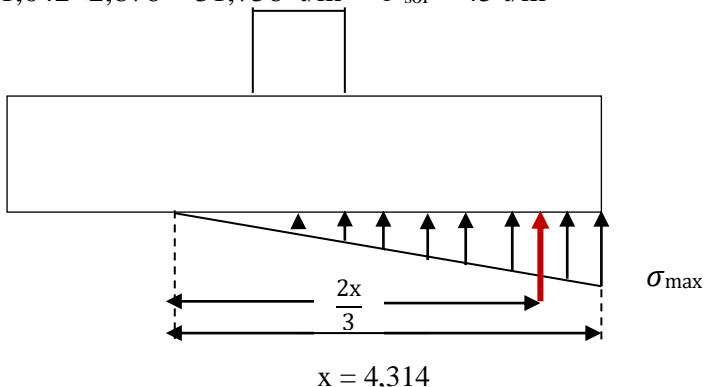
$$\frac{x}{3} = \left(\frac{B}{2} - e_0\right) \Rightarrow x = 3\left(\frac{6}{2} - 1,562\right) = 4,314 \text{ m}$$

$$\sigma = Ax + B \quad \sigma = 0 \quad x = 0$$

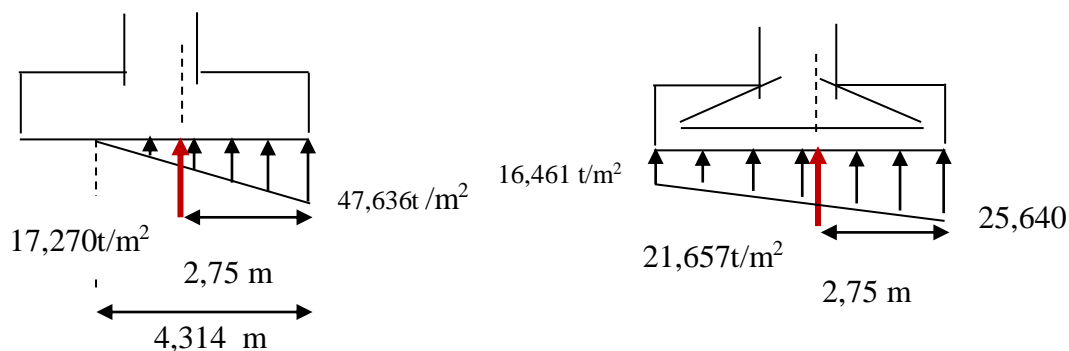
$$\sigma = 47,636 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{47,636}{4,314} = 11,042 \text{ m} \quad \text{et} \quad B = 0$$

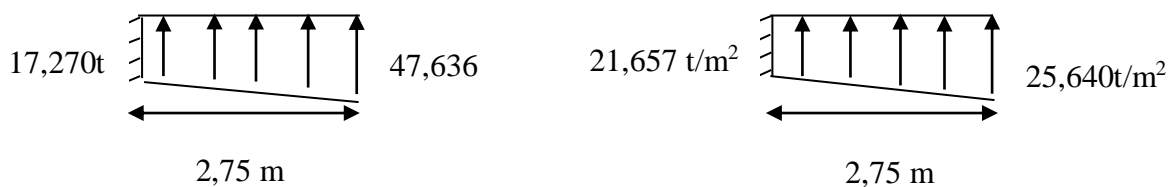
$$\text{Pour : } x = 2,876 \text{ m. } \sigma = 11,042 \times 2,876 = 31,756 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 45 \text{ t/m}^2$$



Le diagramme des contraintes est triangulaire



$\text{tg}\theta = \frac{1,45}{2,75} = 27,80^\circ < 45^\circ \Rightarrow$ On applique la méthode des consoles.



ConditionsismiqueCondition normale

- **Condition normale**

$$M_{\text{ser}} = \left((25,640 - 21,657) \times \frac{2,75}{2} \times \frac{2 \times 2,75}{3} \right) + \left(21,657 \times 2,75 \times \frac{2,75}{3} \right)$$

$$= 64,634 \text{ t.m}$$

- **Condition sismique**

$$M_{\text{ser}} = \left((47,636 - 17,270) \times \frac{2,75}{2} \times \frac{2 \times 2,75}{3} \right) + \left(17,270 \times 2,75 \times \frac{2,75}{3} \right)$$

$$= 120,082 \text{ t.m}$$

D'après RPOA ; Si A_s n'atteint pas la section minimale l'en prend :

$$A_s = 0,25\% \times A_b = 37,50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 8\text{HA}25 = 39,27\text{cm}^2$$

Nappe supérieur :

$$A_s = 0,1\% \times A_b = 15 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

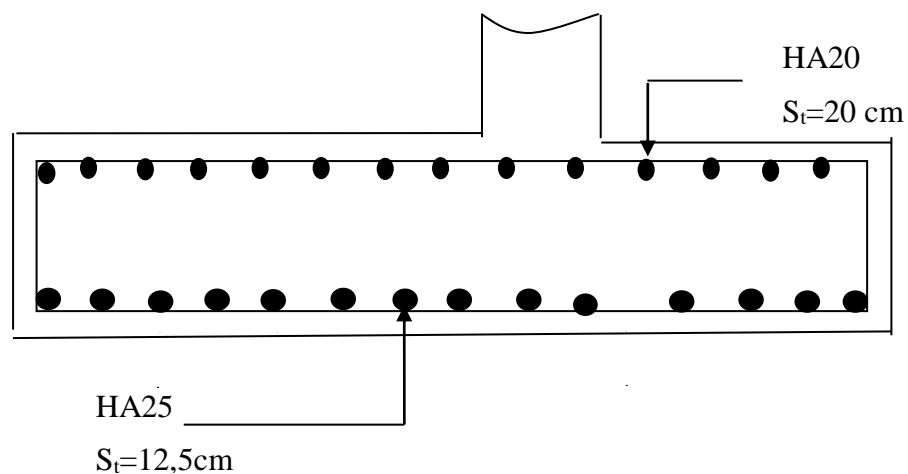
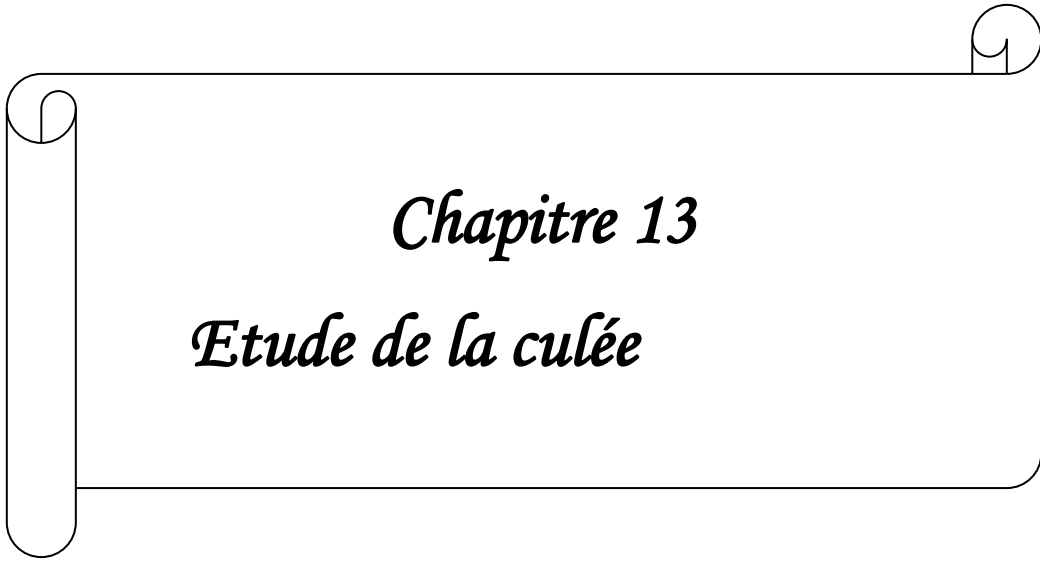


Figure.12.14 :Schéma de ferrailage de la semelle sous pile

12.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a fait le dimensionnement de la pile au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre du tablier, tous les systèmes de chargeetc.) un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle...etc.) a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.



Chapitre 13

Etude de la culée

13.1 Introduction

Les culées ce sont les appuis extrêmes qui permettent de connaître la longueur totale de la brèche à franchir. Ils assurent une liaison entre le pont et les remblais, chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception.

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.

13.2 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 :

$$L = \min[6\text{m}; \max(3\text{m}; 0,6h)]$$

Avec h: hauteur du remblai.

Une fondations superficielle.

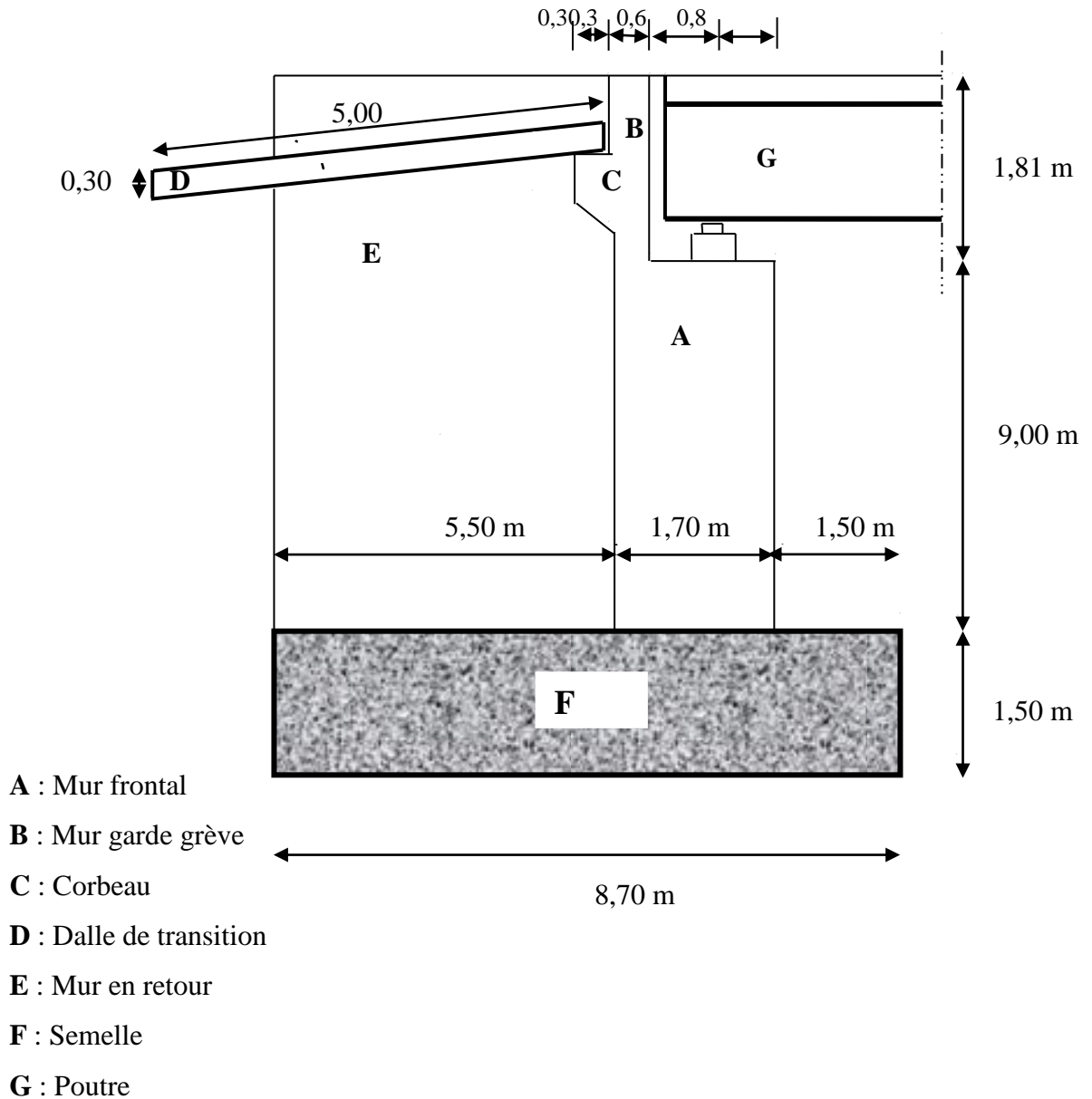


Figure.13.1 : Coupe longitudinale de la culée

13.3 Dimensionnement des éléments de la culée

13.3.1 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.

$$L_s = 9 \times 1,06 + 2 \times 0,58 = \mathbf{10,70 \text{ m}}$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

$b = \mathbf{50 \text{ cm}}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{50}{2} + 20 = 45$$

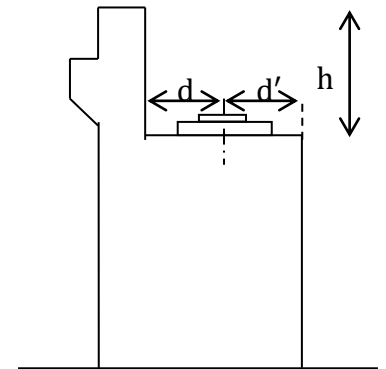
On adopte: $d' = \mathbf{80 \text{ cm}}$

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$$\mathbf{d = 60cm}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{140cm}$$



13.3.2 Le mur garde grève

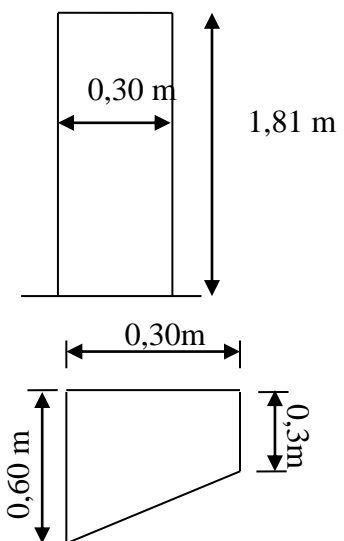
Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur $h = 1,81 \text{ m}$

Longueur = 10,70 m

$$e = \text{Max} \left(0,30 ; \frac{h}{8} \right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max} \left(0,30 ; \frac{1,81}{8} \right) = \mathbf{30cm}$$



13.3.3 Le corbeau

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

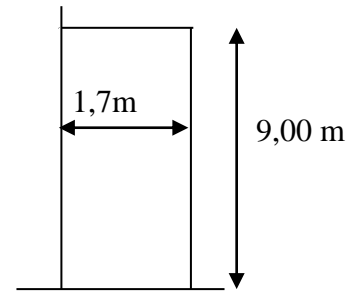
L'épaisseur courante du corbeau est 30 cm

13.3.4 Le mur frontal

Hauteur : 9,00 m

Épaisseur : 1,70 m

Longueur : 10,70 m

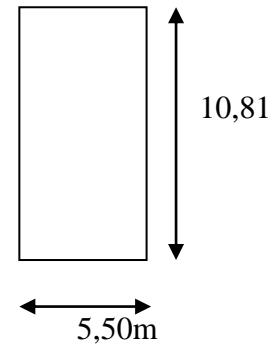


13.3.5 Le mur en retour

Longueur : 5,50 m

Hauteur : 10,81 m

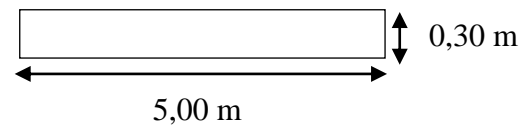
Épaisseur : 0,70 m



13.3.6 La dalle de transition

Longueur : 5 m

Épaisseur : 0,3 m



13.3.7. La fondation :

▪ **La semelle :**

Épaisseur : 1,50 m

Largeur : 8,70 m

Longueur : 12,10 m

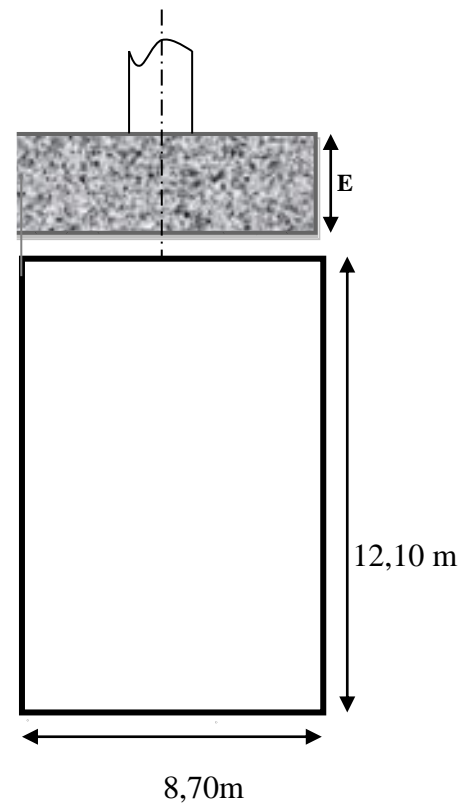


Figure.13.2 : Dimensionnement de la semelle

13.4 Vérification de la stabilité de la culée

Comme déjà dit à l'introduction, la culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

- **Les sollicitations verticales**

- ✓ Poids du tablier ;
- ✓ Poids des éléments constitutifs ;
- ✓ Les surcharges ;

- **Les sollicitations horizontales**

- ✓ Poussée de la terre ;
- ✓ Force de freinage ;
- ✓ La surcharge $Q = 1t/m^2$ (d'après le fascicule 61.titre 2) ;

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \alpha)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos^2(\varphi - \alpha + \theta)\cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times \frac{K\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \theta = \operatorname{artg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V}\right)$$

- $\varphi = 30^\circ$, angle de frottement ;
- $\alpha = 0^\circ$, angle des talus ;
- $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée ;
- $\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$, est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tout ça conduit vers $\delta = 0^\circ$) ;

Action	ϵ_H	ϵ_v	k	θ	K_{ah}	β	α	δ	φ
CN	0	0	1,0000	0,00	0,3333	0	0	0	30
SH	0,2	0	1,0198	14,04	0,5243	0	0	0	30
SH+SV1	0,2	-0,06	0,9610	12,011	0,464	0	0	0	30
SH+SV2	0,2	0,06	1,0787	10,684	0,484	0	0	0	30

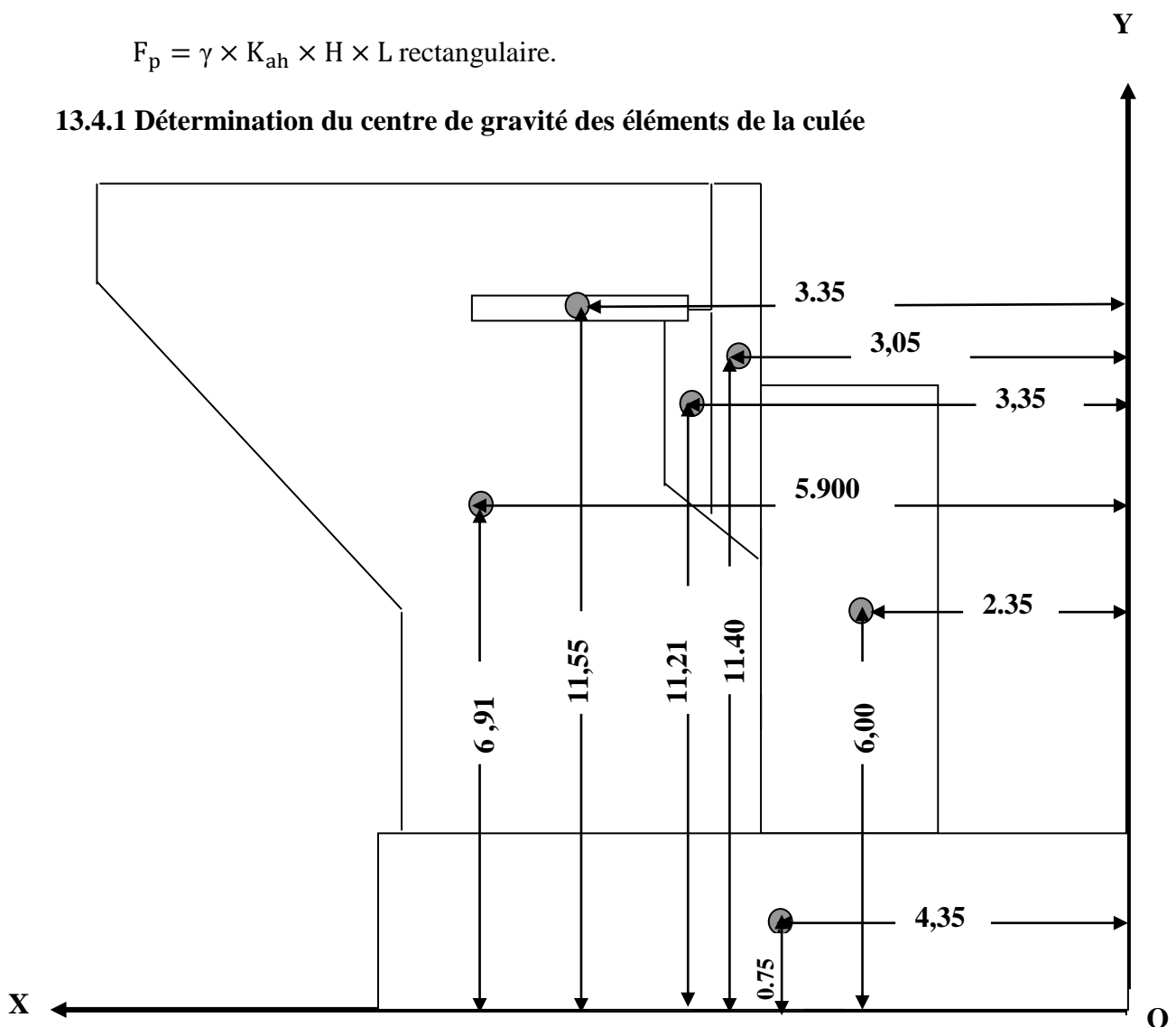
✓ poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{ah} \times H^2 \times L \text{ triangulaire.}$$

✓ La poussée due aux surcharges : $Q=1t/m^2$:

$$F_p = \gamma \times K_{ah} \times H \times L \text{ rectangulaire.}$$

13.4.1 Détermination du centre de gravité des éléments de la culée



13.4.2 Calcul des sollicitations

M_s : moment stabilisant du à F_v ;

M_r : moment de renversement du à F_h ;

Désignation		P(t)	Fh= ϵ_H *P	Fv=(1± ϵ_v)*P	H (m)	V (m)	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Mur garde grève	CN	14,52	0	14,52	3,05	11,40	44,29	0,00
	SH	14,52	2,90	14,52	3,05	11,40	44,29	33,06
	SH+SV1	14,52	2,90	13,65	3,05	11,40	41,63	33,06
	SH+SV2	14,52	2,90	15,39	3,05	11,40	46,94	33,06
Corbeau	CN	3,65	0	3,65	3,35	11,21	48,64	0,00
	SH	3,65	0,73	3,65	3,35	11,21	48,64	8,18
	SH+SV1	3,65	0,73	3,43	3,35	11,21	45,72	8,18
	SH+SV2	3,65	0,73	3,87	3,35	11,21	51,56	8,18
Mur en retour	CN	104,05	0	104,05	5,90	6,91	85,67	0,00
	SH	104,05	20,81	104,05	5,90	6,91	85,67	143,80
	SH+SV1	104,05	20,81	97,81	5,90	6,91	80,53	143,80
	SH+SV2	104,05	20,81	110,29	5,90	6,91	90,81	143,80
Mur frontal	CN	409,27	0	409,27	2,35	6,00	34,12	0,00
	SH	409,27	81,854	409,27	2,35	6,00	34,12	491,12
	SH+SV1	409,27	81,854	384,71	2,35	6,00	32,07	491,12
	SH+SV2	409,27	81,854	433,83	2,35	6,00	36,17	491,12
Semelle	CN	349,76	0	349,76	4,35	0,75	63,16	0,00
	SH	349,76	69,952	349,76	4,35	0,75	63,16	52,46
	SH+SV1	349,76	69,952	328,77	4,35	0,75	59,37	52,46
	SH+SV2	349,76	69,952	370,75	4,35	0,75	66,95	52,46
Total culée à vide	CN	881,25	0,00	881,25	/	/	3153,65	0,00
	SH	881,25	176,25	881,25	/	/	3153,65	728,63
	SH+SV1	881,25	176,25	828,38	/	/	2964,43	728,63
	SH+SV2	881,25	176,25	882,34	/	/	3157,04	728,62
Dalle de transition	CN	13,13	0	13,13	3,35	11,55	43,99	0,00
	SH	13,13	2,63	13,13	3,35	11,55	43,99	30,33
	SH+SV1	13,13	2,63	12,34	3,35	11,55	41,35	30,33
	SH+SV2	13,13	2,63	13,92	3,35	11,55	46,62	30,33
Remblais sur la dalle de transition	CN	18,90	0,00	18,90	3,35	11,85	63,32	0,00
	SH	18,90	3,78	18,90	3,35	11,85	63,32	44,793
	SH+SV1	18,90	3,78	10,21	3,35	11,85	34,19	44,793
	SH+SV2	18,90	3,78	20,03	3,35	11,85	67,11	44,793
Remblais sur la semelle	CN	294,03	0,00	294,03	5,90	6,91	1734,78	0
	SH	294,03	58,81	294,03	5,90	6,91	1734,78	406,377
	SH+SV1	294,03	58,81	158,78	5,90	6,91	936,78	406,377
	SH+SV2	294,03	58,81	311,67	5,90	6,91	1838,86	406,377
La surcharge Q (t/m ²)	CN	46,5	0,00	46,50	3,35	12,31	155,78	0
	SH	46,5	9,30	46,50	3,35	12,31	155,78	114,48
	SH+SV1	46,5	9,30	43,71	3,35	12,31	146,43	114,48
	SH+SV2	46,5	9,30	49,29	3,35	12,31	165,12	114,48
Total culée + remblais	CN	1253,81	0	1253,81	/	/	1997,85	0
	SH	1253,81	250,77	1253,81	/	/	1997,85	2053,23
	SH+SV1	1253,81	250,77	1053,42	/	/	1158,74	2053,23
	SH+SV2	1253,81	250,77	1277,25	/	/	2117,72	2053,23

➤ Poussée dues aux terres et surcharges

Désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	V	Mr=P*V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,3333	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,3333$	416,745	$10,81/3+1,5$	5,10	2125,399
	SH	0,5243	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,5243$	655,564	$10,81/3+1,5$	5,10	3343,376
	SH+SV1	0,484	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,484$	605,174	$10,81/3+1,5$	5,10	3086,387
	SH+SV2	0,464	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,464$	580,167	$10,81/3+1,5$	5,10	2958,852
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,3333	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,3333$	9,074	1,5/3	0,50	4,537
	SH	0,5243	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,5243$	14,274	1,5/3	0,50	7,137
	SH+SV1	0,484	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,484$	13,177	1,5/3	0,50	6,588
	SH+SV2	0,464	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,464$	12,632	1,5/3	0,50	6,316
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,3333	$10,81 \times 10,70 \times 0,3333$	38,552	$10,81/2+1,5$	6,905	129,155
	SH	0,5243	$10,81 \times 10,70 \times 0,5243$	60,644	$10,81/2+1,5$	6,905	203,168
	SH+SV1	0,484	$10,81 \times 10,70 \times 0,484$	55,983	$10,81/2+1,5$	6,905	386,563
	SH+SV2	0,464	$10,81 \times 10,70 \times 0,464$	53,669	$10,81/2+1,5$	6,905	370,584
Surcharge sur la semelle	CN	0,3333	$1,5 \times 12,10 \times 0,3333$	6,049	1,5/2	0,75	4,537
	SH	0,5243	$1,5 \times 12,10 \times 0,5243$	9,516	1,5/2	0,75	7,137
	SH+SV1	0,484	$1,5 \times 12,10 \times 0,484$	8,785	1,5/2	0,75	6,589
	SH+SV2	0,464	$1,5 \times 12,10 \times 0,464$	8,422	1,5/2	0,75	6,316
Total	CN	/	/	470,420	/	/	2263,628
	SH	/	/	739,998	/	/	3560,818
	SH+SV1	/	/	683,119	/	/	3485,855
	SH+SV2	/	/	654,89	/	/	3342,068

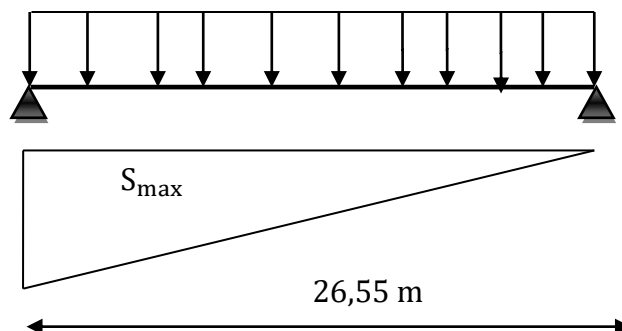
➤ Calcul des efforts dus au tablier

La réaction maximale due aux charges permanentes est : 19,552 t/ml

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max} = 13,28$$

$$R_{max} = 13,28 \times 19,552 = 259,645 \text{ t}$$



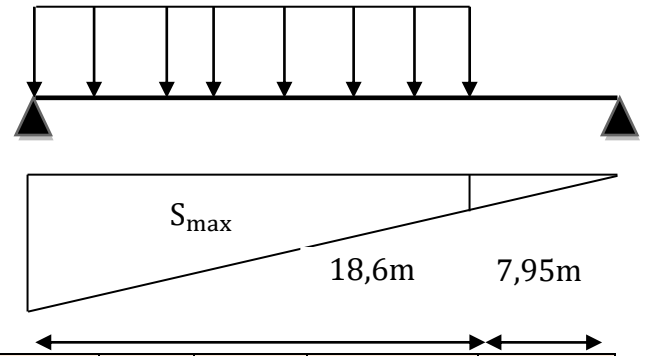
La réaction maximale due aux surcharges est donnée par **D240** :

$$R_{max} = q \times S_{max}$$

$$S_{max}=12,08$$

$$R_{max} = 12,08 \times 12,908 = 155,932t$$

12,908t/ml



désignation		Réaction	Fh= ϵ_H *P	Fv=(1 $\pm\epsilon_v$)*P	H	V	Ms=Fv*H	Mr=Fh* V
Permanente (Tablier)	CN	295,645	0	295,645	2,3	10,75	679,984	0
	SH	295,645	51,129	295,645	2,3	10,75	679,984	549,637
	SH+SV1	295,645	51,129	277,906	2,3	10,75	639,184	549,637
	SH+SV2	295,645	51,129	313,384	2,3	10,75	720,783	549,637
Surcharge (D240)	CN	155,932	0	155,932	2,3	10,75	358,644	0
	SH	155,932	31,186	155,932	2,3	10,75	358,644	383,899
	SH+SV1	155,932	31,186	146,576	2,3	10,75	337,123	383,899
	SH+SV2	155,932	31,186	165,288	2,3	10,75	380,162	383,899

13.4.3 Vérification de la stabilité

13.4.3.1. Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale ;}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique ;}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV 1) ;}$$

$$\lambda = \frac{M_S}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV 2) ;}$$

M_S :moment stabilisant du à F_v .

M_r : moment renversant F_h .

13.4.3.2 Vérification de non glissement

$$\eta = \left(\frac{F_V}{F_H}\right) \times \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_V}{F_H}\right) \times \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_V}{F_H}\right) \times \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV 1) ;}$$

$$\eta = \left(\frac{F_V}{F_H}\right) \times \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique (SH + SV 2) ;}$$

μ : coefficient de frottement terres-béton ;

$$\mu = \tan\left(\frac{2\varphi}{3}\right) \approx 0,364 \quad \text{avec } \varphi = 30^0$$

13.4.4 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 + surcharges.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère}étape: culée à vide

désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _s (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
<i>CN</i>	0	881,25	3153,65	0	∞	∞
<i>SH+ SV2</i>	176,25	882,34	3157,04	728,62	1,822	4,333

2^{ème}étape: culée à vide + Tablier

désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _s (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
<i>CN</i>	0	1176,895	3833,634	0	∞	∞
<i>SH+ SV2</i>	227,379	1195,724	3877,823	1277,637	1,914	3,035

3^{ème}étape: culée à vide + Tablier + Remblais

désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _s (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
CN	470,420	1549,455	5831.484	2263,628	3.294	2,576
SH+ SV2	882,269	1590,634	5995.543	3330.867	1,803	1,799

4^{ème} étape: culée à vide+ Tablier + Remblais + surcharges :

désignation	F _H (t)	F _V (t)	M _s (t. m)	M _r (t. m)	η	λ
CN	470,420	1705,287	6190.128	2263,628	3.63	2.735
SH+ SV2	913,455	1755,922	6375.705	3714.766	1,922	1.716

Conclusion : Lastabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée.

13.5 Etude ferrailage des éléments de la culée

13.5.1 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 ;

13.5.1.1 Evaluation ses efforts

Remarque : Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (1,81 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastree dans le mur frontal.

a) Poussée des terres

$$p_t = (1/2) \times \gamma \times H^2 \times K_a$$

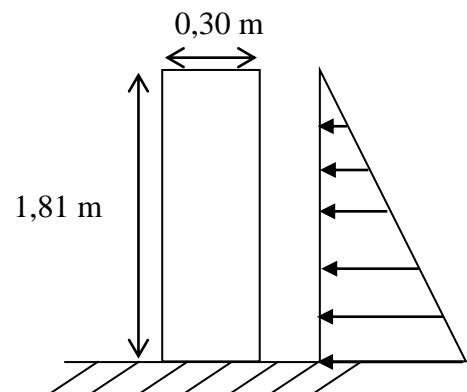
p_t : Effort de poussée.

K_a : Coefficient de poussée de la terre

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

On a : $\gamma = 2,0 \frac{t}{m^3} \Rightarrow p_t = 1,091 \text{ t/ml}$

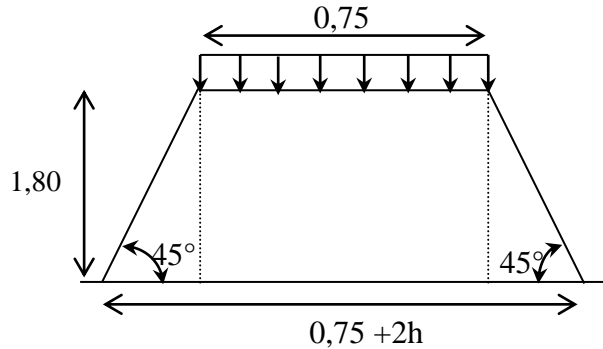
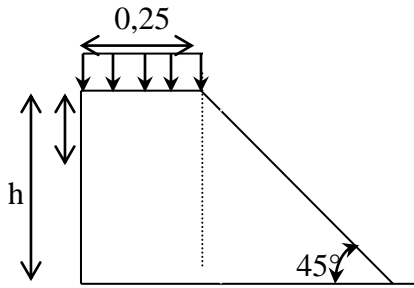
$$M_t = (1/6)\gamma \times H^3 \times K_a \Rightarrow M_t = 0,658 \text{ t. m/ml}$$



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 12 t sur un rectangle d'impact (0,25 ; 0,75)m², 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.



$$M_P = \left(\frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

↳ Démonstration :

$$M_P = q_h \times z \quad ; z = h - x (\text{bras de levier})$$

$$q_h = \frac{n \times p \times \gamma_q \times \delta \times b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

n = 2 : nombre des charges concentrées.

p = 6t : la charge concentrée.

δ = 1 : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

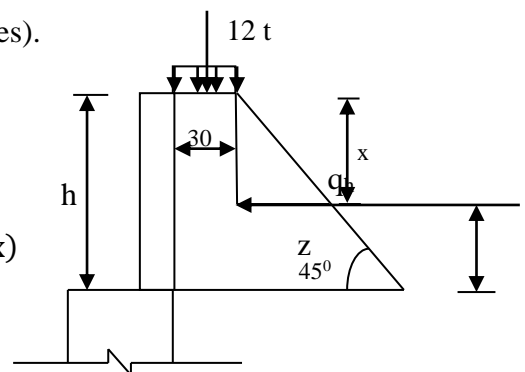
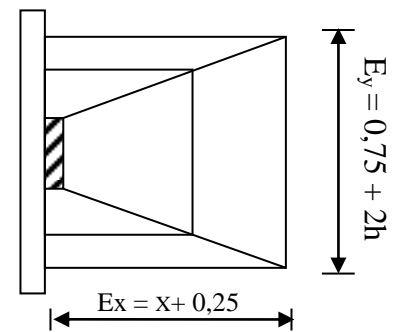
$$\gamma = \begin{cases} 1,2 & \text{à ELS} \\ 1,6 & \text{à ELU} \end{cases}$$

b_c = 1 (Pont deuxième classe avec deux voies charges).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \times \delta \times b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \times \delta \times b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_p = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} dx$$



$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \text{Ln}(0,25 + x) - x]_0^h$$

Avec :

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,333$$

Donc :

$$K = \begin{cases} 0,400 & \text{à ELS} \\ 0,533 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_P = 2,7459K[-x + (0,25 + h)\text{ln}(x + 0,25)]_0^h \quad \text{avec : } h = 1,81 \text{ m}$$

$$M_P = 6,992 K$$

$$M_P = \begin{cases} 2,797 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 3,727 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases} \text{ Sont adoptées}$$

c) Force de freinage

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

$$\text{Donc: } M_F = \begin{cases} 3,367 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 4,490 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

13.5.1.2 Combinaison des moments

$$M_T = 1,35M_t + 1,6(M_P + M_F) \text{ à ELU}$$

$$M_T = M_t + 1,2(M_P + M_F) \quad \text{à ELS}$$

✓ ELU :

$$M_{TU} = 0,888 + 5,963 + 7,184 = 14,035 \text{ t.m/ml}$$

✓ ELS :

$$M_{TS} = 0,658 + 3,356 + 4,040 = 8,054 \text{ t.m/ml}$$

13.5.1.3 Calcul des armatures

a) Ferrailage vertical

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.[8]

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,25 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{14,035}{8,054} = 1,743$$

✓ ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,035 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 15,3} = 0,1468$$

$$\mu_{bu} = 0,1468 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,1994$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9202$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 14,025 \text{ cm}^2$$

✓ ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

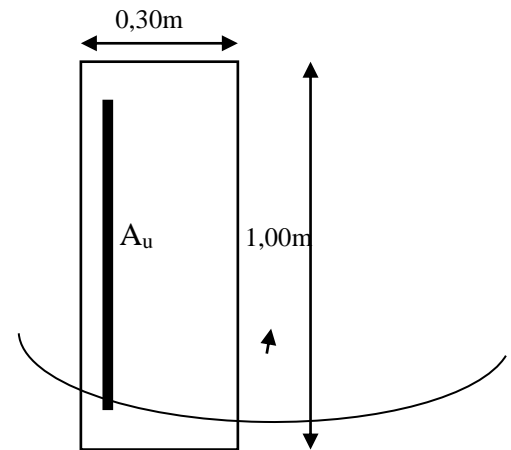
$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,25^2 \times 15,3 = 0,375 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,375}{1,743} = 0,215 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,08054 \leq M_{ls} = 0,281 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$



$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{8,054 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,25^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0795}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{\text{ser}}} \right) = \mathbf{0,1685}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9326}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{\text{ser}} = \mathbf{14,22 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_S = \max(A_{\text{ser}} ; A_U) = \mathbf{14,22 \text{ cm}^2}$

Soit : **8HA16** ($A_S = 16,08 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \mathbf{12,5 \text{ cm}}$.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t=15\text{cm}$.

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 :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{14,22}{2} = 7,11 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 12** ($A_{SH} = 9,24 \text{ cm}^2$), avec $S_t = \mathbf{16,50 \text{ cm}}$

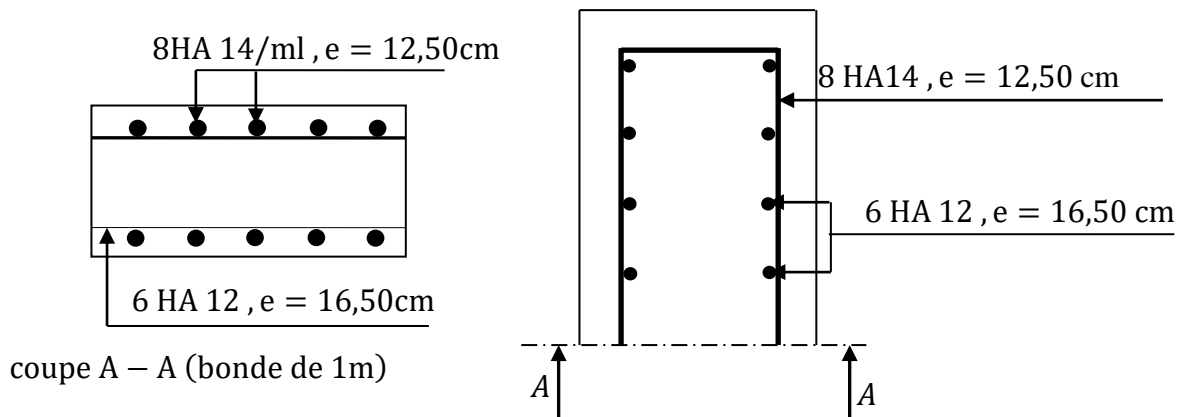


Figure.13.3 : Ferrailage de mur de garde grève

13.5.2 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.

13.5.2.1 Les sollicitations

❖ Réactions des charges permanentes :

✓ Poids propre : $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$

✓ Remblai : $0,7 \times 2 \times 1 = 1,4 \text{ t/ml}$

✓ Revêtement : $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$

$${}^2G_T = \sum G = 2,186 \text{ t/ml}$$

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3300000 \text{ t/m}^2$$

I : inertie d'une bande de 1ml.

$$b = 1 \text{ ml}, K = 6000 \text{ t/m}^2 \text{ (coefficient raideure du sol).}$$

Donc :

$$L_e = 1,492 \text{ m} \Rightarrow L_d = 5,00 \text{ m} \geq 2,342 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ 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 tml.

✓ 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.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$$

❖ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant

➤ Charge permanente

$$M_G = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{2,186 \times 5^2}{8} = 6,831 \text{ t.m/ml}$$

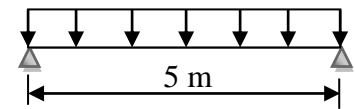
$$T_G = GL/2 = (2,186 \times 5)/2 = 5,465 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge**

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

$$M_Q = \frac{QL^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = GL/2 = (1 \times 5)/2 = 2,5 \text{ t.m/ml}$$

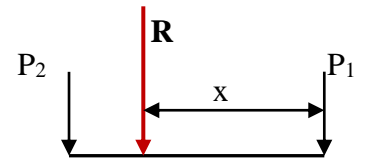


➤ **Surcharge d'exploitation**

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent (P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE.

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 11x = 6,6(1,35 - x) \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$



1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

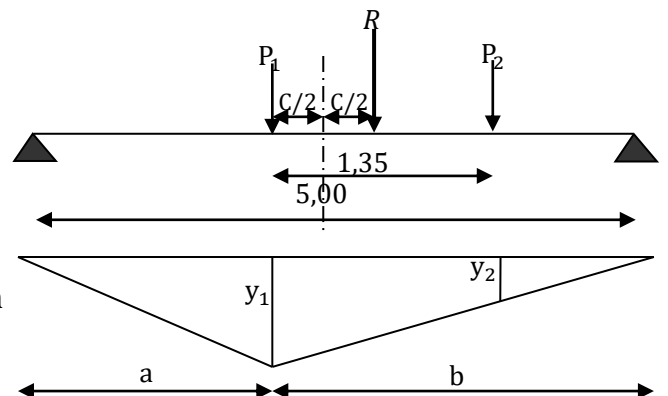
$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{5,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,755 \text{ m}$$

$$\text{et } a = 2,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \times b}{l} = \frac{2,245 \times 2,755}{5} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,237 \times \frac{2,755 - 1,35}{2,755} = 0,631 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \times y_i = 17,772 \text{ t.m/ml}$$



2^{ème} Cas :

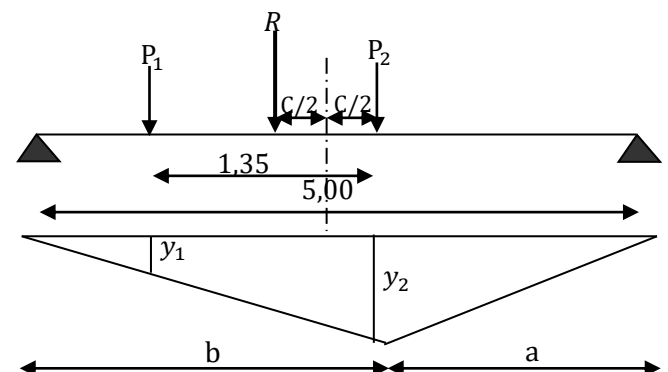
La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = 2,92 \text{ m} \text{ et } a = 2,08 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{a \times b}{l} = 1,215 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,653 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \times y_i = 15,202 \text{ t.m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable que le 2^{ème} Cas.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,755$ m) de l'appui droite.

$$M_{\max} = 17,772 \text{ t.m/ml}$$

a) Calcul des moments au niveau de la section critique ($x = 2,755$ m) :

➤ **Sous la charge permanente :**

$$M_G = \frac{G \times L}{2} \times x - \frac{G \times x^2}{2} = \frac{2,186 \times 5}{2} \times 2,755 - \frac{2,186 \times 2,755^2}{2}$$

$$= 6,761 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge répartie: $Q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_{sq} = \frac{q \times L}{2} \times x - \frac{q \times x^2}{2} = 3,092 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Combinaisons des efforts : ($x = 2,755$ m)**

$$M_G = 6,761 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,864 \text{ t.m/ml}$$

ELU :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 42,510 \text{ t.m/ml}$$

ELS:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,798 \text{ t.m/ml}$$

b) Calcul des moments à mi- travée

➤ **Sous les charges permanentes :**

$$M_G = 6,791 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Sous la charge : $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$**

$$M_{sq} = 17,772 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,897 \text{ t.m/ml}$$

❖ **Combinaison des efforts à mi- travée :**

ELU:

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 42,603 \text{ t.m/ml}$$

ELS :

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 31,867 \text{ t.m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 1,745$ m nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 42,603 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 31,867 \text{ t. m/ml}$$

13.5.2.2 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 ($n = 1,6$) :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{42,603}{31,867} = 1,337$$

ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42,603 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 15,3} = \mathbf{0,3820}$$

$\mu_{bu} = 0,382 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,6428}$$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,7429}$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{48,83 \text{ cm}^2}$$

ELS :

$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,27^2 \times 15,30 = \mathbf{0,437 \text{ MN. m}}$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,437}{1,337} = \mathbf{0,327 \text{ MN. m}}$$

$M_S = 0,31867 \leq M_{ls} = 0,327 \text{ MN. m} \Rightarrow A_{sc} = 0$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{31,867 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 16,20} = \mathbf{0,2698}$$

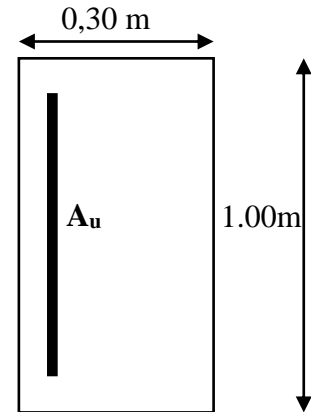
$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,7056}$$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,7178}$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = \mathbf{64,298 \text{ cm}^2}$$

Donc : $A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{64,298 \text{ cm}^2}$

Soit : **14 HA 25** ($A_S = 68,72 \text{ cm}^2$) , avec un espacement $S_t = 7,14 \text{ cm}$.



➤ **Dans le sens transversal :** On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{64,298}{4} = 16,075 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: **8 HA 16** ($A_s = 16,08 \text{ cm}^2$), avec : **S_t = 12,50 cm**

a) Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q$$

Avec : $T_G = 5,315 \text{ t/ml}$

$T_{q1} = 2,50 \text{ t/ml}$

$$y_2 = \frac{5 - 1,35}{5} = 0,73$$

$y_1 = 1$

$$\sum p_i \times y_i = 11 \times 1 + 6,6 \times 0,73 = 15,818 \text{ t/ml}$$

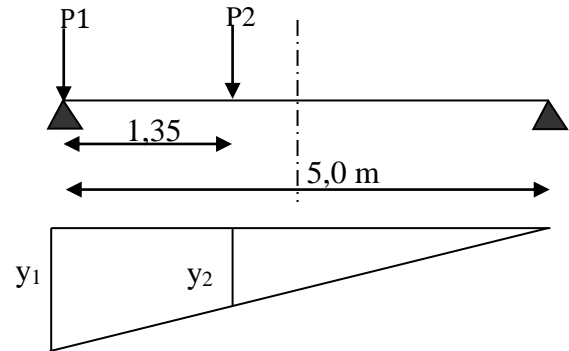
$T_{g2} = T_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml}$

$V_U = 1,35 \times 5,315 + 1,6(15,818 + 2,5) = 36,484 \text{ t/ml}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \times b_0} = \frac{36,484 \times 10^{-2}}{0,27 \times 1,00} = 1,351 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$

$\tau_U = 1,351 < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.



❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,27 \times 2,22}{500} = 2,757 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

b) La nappe supérieure

✓ Longitudinalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 21,433 \text{ cm}^2$

Soit : **11 HA 16**, avec **S_t = 9 cm**

✓ transversalement : $A_{sup} = \frac{A_s}{10} = 6,429 \text{ cm}^2 > 2,757 \text{ cm}^2$

$$A_{sup} = 6,429 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 12** ($A_s = 6,79 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 16,5 cm**

➤ **Schéma de ferrailage :**

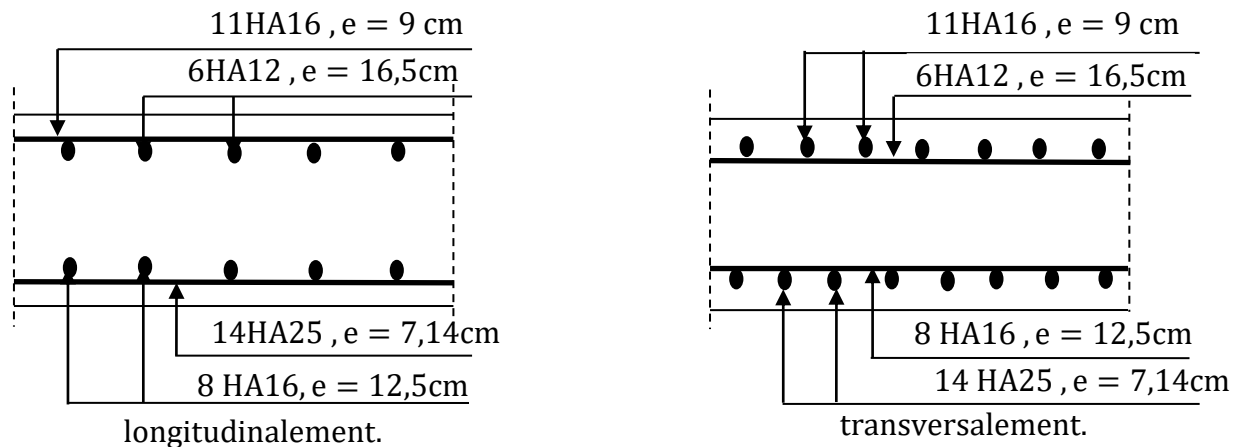


Figure.13.4 : Ferrailage de la dalle de transition.

13.5.3 Le corbeau

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l’assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :

a) Les réactions

- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,70 \times 2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 3,5 \text{ t/ml}$$

- 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 :

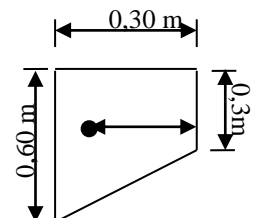
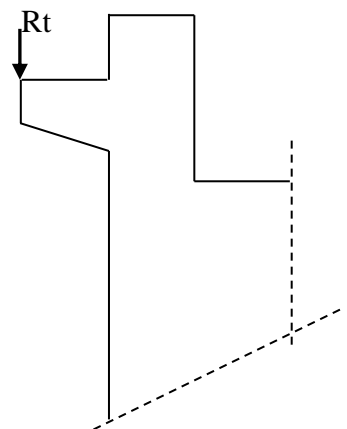
$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,60) \times \frac{0,30}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ /ml}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = (0,3 \times 1,81 \times 1 \times 2,5) = 1,358 \text{ t/ml}$$

- 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

Pour les sollicitations extérieures on prend : $L = 0,3 \text{ m}$

C.-à-d. R_T est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_G = \frac{(0,3 \times 0,3) \times 0,15 + \left[\frac{0,30 \times 0,30}{2} \right] \times 0,30 \left(\frac{2}{3} \right)}{0,09 + 0,045} = 0,167 \text{ cm}$$

- pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,150 \text{ cm}$

Donc :

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 3,5 + 0,44) + 0,15 \times 1,358 + 0,167 \times 0,3375$$

$$M_G = \mathbf{2,005 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_Q = 0,30 \times 2,50 = \mathbf{0,75 \text{ t.m/ml}}$$

❖ **Combinaison :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = \mathbf{3,907 \text{ m/ml}} \\ M_S = \mathbf{2,905 \text{ t.m/ml}} \end{cases}$$

13.5.3.1 Ferrailage

On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{0,60 + 0,30}{2} = 0,45 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,40 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable : ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{3,907}{2,905} = 1,345$$

ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,907 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 15,3} = \mathbf{0,0160}$$

$$\mu_{bu} = 0,0160 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,0202}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9919}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow A_{su} = \mathbf{2,264 \text{ cm}^2}$$

ELS :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,40^2 \times 15,3 = \mathbf{0,960 \text{ MN.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,960}{1,345} = \mathbf{0,714 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,0291 \leq M_{ls} = 0,714 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{2,905 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 16,20} = \mathbf{0,0112}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0226}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9910}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 3,051 \text{ cm}^2}$$

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{3,051 \text{ cm}^2}$$

❖ **Vérification de non fragilité :**

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 0,40 \times \frac{2,22}{500} = 4,084 \text{ cm}^2 < A_S = 3,051 \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$$

Donc : $A_S = 4,084 \text{ cm}^2$

soit : **4 HA12** ($A_S = 4,52 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 25cm**

❖ **Ferraillage transversal :**

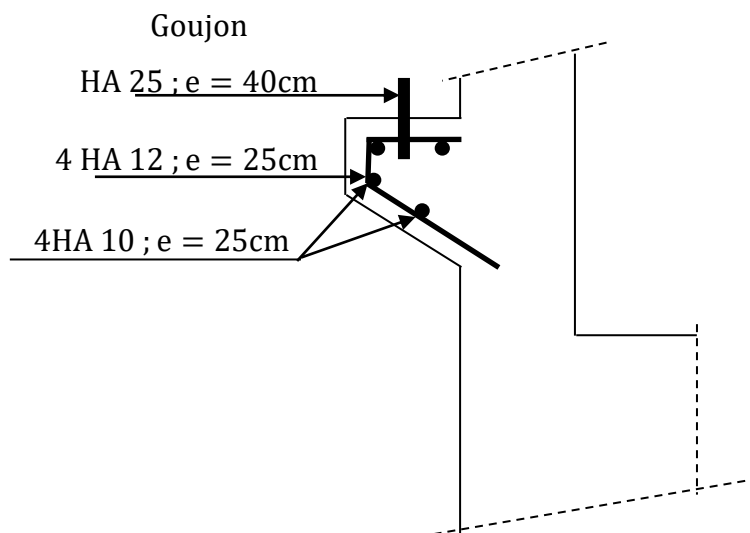
Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{4,084}{2} = 2,042 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10** ($A_{SH} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 25 cm**



13.5.4 Mur en retour

Figure.13.5 : Ferraillage du corbeau

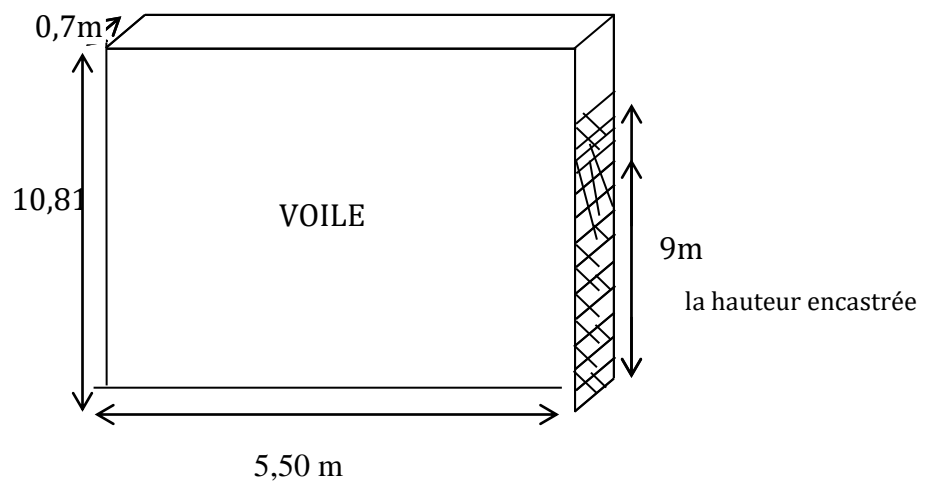
Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont

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.



13.5.4.1 Étude des sollicitations

✓ Voile

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5,50 \times 0,333 \times 10,81^2 = 192,620\text{t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,50 \times 0,333 \times 10,81 = 19,798\text{ t}$$

➤ Force sismique

$$F_{SH} = 0,2 \times G$$

$$P_s = 0,30 \times 5,50 = 1,65\text{ t}$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 52,025 + 1,65 = 53,675\text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,2 \times 53,675 = 10,735\text{ t}$$

efforts	Brasdelevie /à L'encastrement	$M_G(\text{t. m})$	$M_Q(\text{t. m})$	$M_{FSH}(\text{t. m})$
---------	-------------------------------	--------------------	--------------------	------------------------

$P_t = 192,620t$	$\frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m}$	529,705	/	/
$P_q = 19,798 t$	$\frac{5,5}{2} = 2,75m$	/	54,445	/
$F_{SH} = 10,735t$	$\frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m}$	/	/	29,521

13.5.4.2. Les combinaisons :

ELU :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{802,214 \text{ t. m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{F_{SH}} = \mathbf{591,893 \text{ t. m}}$$

ELS :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{595,039 \text{ t. m}}$$

On remarque pour L'ELU que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'ELU en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à(9m) .

Donc :

$$M_U = \frac{802,214}{6} = \mathbf{133,702,592 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{595,039}{6} = \mathbf{99,173 \text{ t. m/ml}}$$

13.5.4.3 Le ferrailage de mur en retour

a) Ferrailage horizontal :

$$b_0 = 1m \quad ; \quad d = 0,90 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{133,702}{99,173} = 1,348$$

ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{133,702 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,90^2 \times 15,3} = \mathbf{0,108}$$

$$\mu_{bu} = 0,108 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,143}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9428}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 36,22$$

ELS :

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,90^2 \times 15,30 = 4,858 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{2,534}{1,348} = 1,880 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,992 \leq M_{ls} = 1,880 \text{ MN.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{99,173 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,90^2 \times 16,20} = 0,0756$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,159$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9361$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 48,296 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 48,296 \text{ cm}^2$

Soit : **7 HA 32 (56,30 cm²)**, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{48,296}{4} = 12,074 \text{ cm}^2$$

Soit on prend: **4 HA 20 (12,57 cm²)**, Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré 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'encastrement, 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 nonencastree au mure frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

c) Evaluation des efforts :

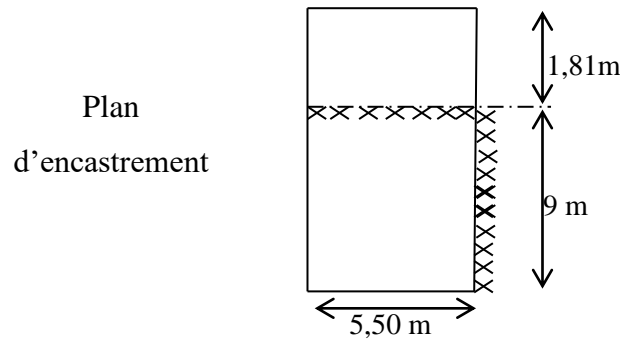


Figure.13.6: Plan d'encastrement du mur en retour

H = 1,81 m

$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5,50 \times 0,333 \times 1,81^2 = 5,400 \text{ t}$

$P_q = 1,00 \times 5,50 \times 0,333 \times 1,81 = 3,315 \text{ t}$

➤ **Force sismique :**

$F_{SH} = 0,2G$

Avec : $G = G_1 + \text{Superstructure.}$

$G_1 = (5,50 \times 1,81) \times 0,7 \times 2,5 = 17,421 \text{ t}$

$P_3 = 0,3 \times 5,50 = 1,65 \text{ t}$

G : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 19,887 \text{ t}$).

Donc : $F_{SH} = 0,2 \times 19,071 = 3,814 \text{ t}$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	M_{FSH} (t. m)
$P_t = 5,400 \text{ t}$	$\frac{1,81}{3} = 0,603 \text{ m}$	3,256	/	/
$P_q = 3,315 \text{ t}$	$\frac{1,81}{2} = 0,905 \text{ m}$	/	3,000	/
$F_{SH} = 3,814 \text{ t}$	$\frac{1,81}{2} = 0,905 \text{ m}$	/	/	3,452

➤ **Les combinaisons :**

ELU :

CN : $M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 9,196 \text{ t. m}$

CS : $M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 8,508 \text{ t. m}$

ELS :

$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 6,856 \text{ t. m}$

On remarque pour L'ELU que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'ELU en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (3,30 m).

Donc :

$$M_U = \frac{0,09196}{5,50} = \mathbf{0,0167 \text{ MN.m/ml}}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{0,06856}{5,50} = \mathbf{0,0125 \text{ MN.m/ml}}$$

➤ **Ferraillage**

$$b_0 = 1\text{m}; d = 0,90 \text{ m}; d' = 0,05$$

$$\gamma = \frac{0,0167}{0,0125} = 1,336$$

ELU :

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{1,67 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,90^2 \times 15,30} = \mathbf{0,0013}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0,0013 < \mu_{\text{lu}} = 0,392 \Rightarrow \mathbf{A_{\text{sc}} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = \mathbf{0,0016}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9994}$$

$$A_{\text{su}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times f_{\text{su}}} \Rightarrow \mathbf{A_{\text{su}} = 0,427 \text{ cm}^2}$$

ELS :

$$M_{\text{lu}} = \mu_{\text{lu}} \times b \times d^2 \times f_{\text{bu}} = 0,392 \times 1,00 \times 0,90^2 \times 15,30 = \mathbf{4,858 \text{ MN.m}}$$

$$M_{\text{ls}} = \frac{M_{\text{lu}}}{\gamma} = \frac{4,858}{1,336} = \mathbf{3,636 \text{ MN.m}}$$

$$M_S = 0,0125 \leq M_{\text{ls}} = \mathbf{3,636 \text{ MN.m}} \Rightarrow \mathbf{A_{\text{sc}} = 0}$$

$$\mu_{\text{ser}} = \frac{M_S}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{1,25 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,90^2 \times 16,20} = \mathbf{0,0095}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{\text{ser}}} \right) = \mathbf{0,019}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,9924}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\alpha \times b \times d \times \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow \mathbf{A_{\text{ser}} = 5,771 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 5,771\text{cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($12,07\text{cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 5,771\text{cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastrée.

d) Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = 9,19\text{cm}^2$$

$$< 48,296 \dots \dots \dots C.N.V$$

e) Effort tranchant :

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(5,400) + 1,6(3,315) = 12,594 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{12,594}{5,50} = 2,290 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \times b_0} = \frac{2,290 \times 10^{-2}}{0,90 \times 1,00} = 0,0254 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,0254 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n' a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

13.5.4.4 Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)

a) Ferrailage horizontal :

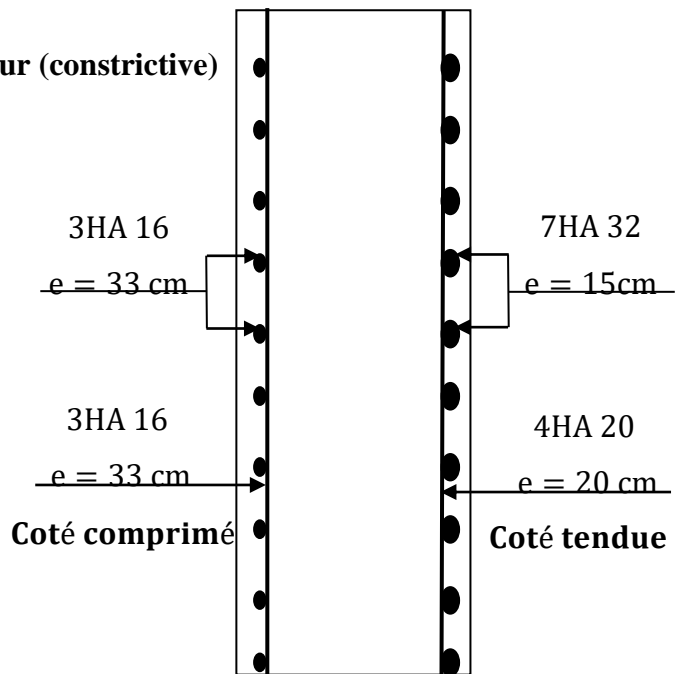
$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{48,296}{10} = 4,829\text{cm}^2$$

On adopte : **3 HA 16** avec : $S_t = 33 \text{ cm}$

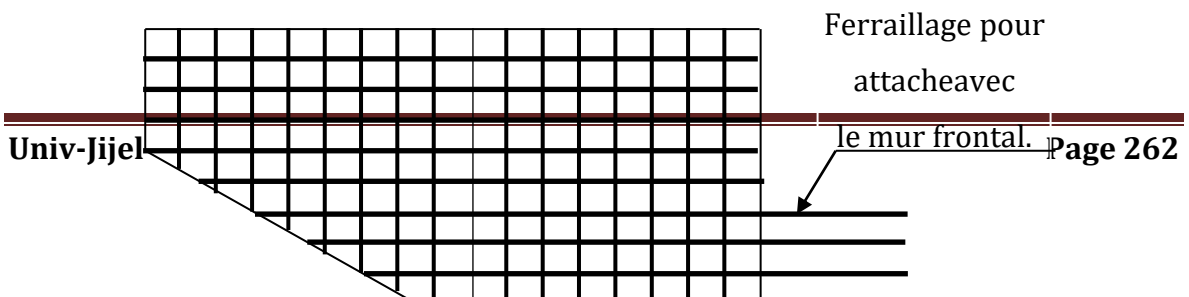
b) Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{12,07}{2} = 6,035 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA16** avec : $S_t = 33 \text{ cm}$



Coupe verticalement

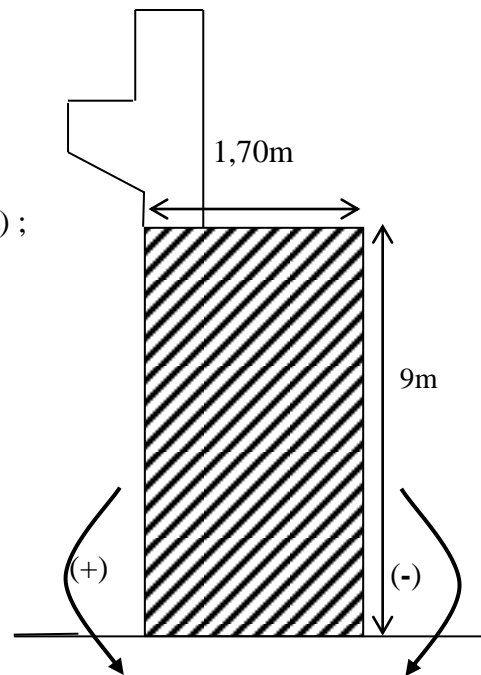


13.5.5 Mur frontal

13.5.5.1 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 $F = 0,2G$ (Tablier+Culée) ;
- **Efforts normaux :**
 - ✓ Poids du tablier ;
 - ✓ Les éléments de la culée ;
 - ✓ Surcharges sur tablier ;



Remarque :

Pour les signes des moments par rapport au point (O).

- (-) : Moment stabilisateur ;
- (+) : Moment de renversement ;

➤ **Calcul des sollicitations :**

Désignation	P(t)	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	H	V (m)	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
CN	14,52	0	14,52	0,85	9,905	12,342	0

Mur garde grève	SH	14,52	2,90	14,52	0,85	9,905	12,342	28,725
	SH+SV	14,52	2,90	13,65	0,85	9,905	11,603	28,725
	SH+SV	14,52	2,90	15,39	0,85	9,905	13,082	28,725
Corbeau	CN	3,65	0	3,65	1,15	9,71	4,198	0
	SH	3,65	0,73	3,65	1,15	9,71	4,198	7,089
	SH+SV	3,65	0,73	3,43	1,15	9,71	3,945	7,089
	SH+SV	3,65	0,73	3,87	1,15	9,71	4,451	7,089
Mur en retour	CN	104,05	0	104,05	3,55	5,405	369,378	0
	SH	104,05	20,81	104,05	3,55	5,405	369,378	112,478
	SH+SV	104,05	20,81	97,81	3,55	5,405	347,225	112,478
	SH+SV	104,05	20,81	110,29	3,55	5,405	391,530	112,478
Mur frontal	CN	409,27	0	409,27	0	3,5	0	0
	SH	409,27	81,854	409,27	0	3,5	0	286,489
	SH+SV	409,27	81,854	384,71	0	3,5	0	286,489
	SH+SV	409,27	81,854	433,83	0	3,5	0	286,489
Total culée à vide	CN	881,25	0,00	881,25	/	/	385,917	0
	SH	881,25	176,25	881,25	/	/	385,917	434,780
	SH+SV	881,25	176,25	828,38	/	/	362,773	434,780
	SH+SV	881,25	176,25	882,34	/	/	409,062	434,780
Dalle de transition	CN	13,13	0	13,13	3,35	10,05	43,986	0,000
	SH	13,13	2,63	13,13	3,35	10,05	43,986	26,432
	SH+SV	13,13	2,63	12,34	3,35	10,05	41,339	26,432
	SH+SV	13,13	2,63	13,92	3,35	10,05	46,632	26,432
Remblais sur la dalle de transition	CN	18,90	0,00	18,90	3,35	10,85	63,315	0,000
	SH	18,90	3,78	18,90	3,35	10,85	63,315	41,013
	SH+SV	18,90	3,78	10,21	3,35	10,85	34,204	41,013
	SH+SV	18,90	3,78	20,03	3,35	10,85	67,101	41,013
Remblais sur la semelle	CN	294,03	0,00	294,03	3,6	5,405	1058,508	0,000
	SH	294,03	58,81	294,03	3,6	5,405	1058,508	317,868
	SH+SV	294,03	58,81	158,78	3,6	5,405	571,608	317,868
	SH+SV	294,03	58,81	311,67	3,6	5,405	1122,012	317,868
La surcharge Q (t/m ²)	CN	46,5	0,00	46,50	3,35	10,81	155,775	0,000
	SH	46,5	9,30	46,50	3,35	10,81	155,775	100,533
	SH+SV	46,5	9,30	43,71	3,35	10,81	146,429	100,533
	SH+SV	46,5	9,30	49,29	3,35	10,81	165,122	100,533
Total culée + remblais	CN	1253,81	0	1253,81	/	/	1321,584	0,000
	SH	1253,81	250,77	1253,81	/	/	1321,584	1355,407
	SH+SV	1253,81	250,77	1053,42	/	/	793,579	1355,407
	SH+SV	1253,81	250,77	1277,25	/	/	1400,866	1355,407

➤ Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

Désignation	K _{ah}	les poids (t)	P	V	V	Mr=P*V
CN	0,3333	0,5×10,81 ² ×10,70×2×0,3333	416,745	10,81/3	3,60	1500,282

Poussée de la terre sur MGG et MF	SH	0,5243	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,5243$	655,564	10,81/3	3,60	2360,030
	SH+SV1	0,484	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,484$	605,174	10,81/3	3,60	
	SH+SV2	0,464	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,464$	580,167	10,81/3	3,60	2088,601
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,3333	$10,81 \times 10,70 \times 0,3333$	38,552	10,81/2	5,405	208,374
	SH	0,5243	$10,81 \times 10,70 \times 0,5243$	60,644	10,81/2	5,405	327,781
	SH+SV1	0,484	$10,81 \times 10,70 \times 0,484$	55,983	10,81/2	5,405	302,588
	SH+SV2	0,464	$10,81 \times 10,70 \times 0,464$	53,669	10,81/2	5,405	290,081
Total	CN	/	/	455,297	/	/	1708,656
	SH	/	/	716,208	/	/	2687,811
	SH+SV1	/	/	661,157	/	/	2481,212
	SH+SV2	/	/	633,836	/	/	2378,682

✓ Les sollicitations dues au tablier :

✓ La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 295,645 \text{ t}$.

✓ La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 155,932 \text{ t}$.

désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) P$	H	V	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	295,645	0	295,645	-0,05	9,25	-14,782	0
	SH	295,645	51,129	295,645	-0,05	9,25	-14,782	472,943
	SH+SV1	295,645	51,129	277,906	-0,05	9,25	-13,895	472,943
	SH+SV2	295,645	51,129	313,384	-0,05	9,25	-15,669	472,943
Surcharge (D240)	CN	155,932	0	155,932	-0,05	9,25	-7,797	0
	SH	155,932	31,186	155,932	-0,05	9,25	-7,797	288,471
	SH+SV1	155,932	31,186	146,576	-0,05	9,25	-7,329	288,471
	SH+SV2	155,932	31,186	165,288	-0,05	9,25	-8,264	288,471

➤ 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 = 4cm** (Chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 25 cm ; b = 30cm**

$\Delta_{fl}, \Delta_r, \Delta_T$: sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 0,380 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,271 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,266 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,25 \times 0,30 \times 0,00271}{0,04} = 0,4065 \text{ t}$$

$$H_r = 0,4065 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 0,57 \text{ t}$$

$$H_T = 0,3990 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 0,4065 + 0,5700 + 0,3990 = 1,376 \text{ t/1 appareil}$$

$$\Rightarrow H_{r,fl,T} = 1,376 \times 10 = 13,760 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_{F_H0}(t \cdot m/ml)$
B_C	15,00	9,25	138,750
$(T + F + R)$	13,76	9,25	127,28

❖ Tableau récapitulatif

Désignation		$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	H	V	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Total culée + remblais	CN	0	1253,81	/	/	1321,584	0
	SH	250,77	1253,81	/	/	1321,584	1355,407
	SH+SV1	250,77	1053,42	/	/	793,579	1355,407
	SH+SV2	250,77	1277,25	/	/	1400,866	1355,407
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	416,745	/	0	3,60	0	1500,282
	SH	655,564	/	0	3,60	0	2360,030
	SH+SV1	605,174	/	0	3,60	0	2178,626
	SH+SV2	580,167	/	0	3,60	0	2088,601
Permanente (Tablier)	CN	0	295,645	-0,05	9,25	-14,782	0
	SH	51,129	295,645	-0,05	9,25	-14,782	472,943
	SH+SV1	51,129	277,906	-0,05	9,25	-13,895	472,943
	SH+SV2	51,129	313,384	-0,05	9,25	-15,669	472,943
Surcharge sur MGG et	CN	38,552	/	0	5,405	0	208,374
	SH	60,644	/	0	5,405	0	327,781
	SH+SV1	55,983	/	0	5,405	0	302,588

MF	SH+SV2	53,669	/	0	5,405	0	290,081
Surcharge (D240)	CN	0	155,932	-0,05	9,25	-7,797	0,000
	SH	31,186	155,932	-0,05	9,25	-7,797	288,471
	SH+SV1	31,186	146,576	-0,05	9,25	-7,329	288,471
	SH+SV2	31,186	165,288	-0,05	9,25	-8,264	288,471
Bc freinage	CN	15	0	/	9,25	0	138,750
	SH	15	0	/	9,25	0	138,750
	SH+SV1	15	0	/	9,25	0	138,750
	SH+SV2	15	0	/	9,25	0	138,750
La surcharge Q (t/m²)	CN	0,00	46,50	1	10,81	46,50	0
	SH	9,30	46,50	1	10,81	46,0	100,533
	SH+SV1	9,30	43,71	1	10,81	43,71	100,533
	SH+SV2	9,30	49,29	1	10,81	49,29	100,533
T+R+F	CN	13,76		/	9,25	0	127,28
	SH	13,76	0	/	9,25	0	127,28
	SH+SV1	13,76	0	/	9,25	0	127,28
	SH+SV2	13,76	0	/	9,25	0	127,28

➤ **Les charges permanentes :**

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	416,745	1549,455	1306,802	1500,282
SH	957,463	1549,455	1306,802	1500,282
SH+SV1	907,073	1331,326	779,684	4188,38
SH+SV2	882,066	1590,634	1385,197	4006,976

➤ **Les surcharges :**

	Fh	Fv	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	53,552	202,432	38,703	347,124
SH	116,13	202,432	38,203	855,535
SH+SV1	111,469	190,286	36,381	830,342
SH+SV2	109,155	214,578	41,026	817,835

➤ **R+F+T :**

	Fh	Fv	MS=Fv*H	Mr=Fh*V
CN	13,76	/	/	127,28
SH	13,76	/	/	127,28
SH+SV1	13,76	/	/	127,28
SH+SV2	13,76	/	/	127,28

❖ Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	659,297	2415,655	1826,108	2682,603
ELS	489,263	1792,373	1353,26	1993,199

CS:

$$G + Q + 0,6T$$

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV↓	999,477	1805,212	1345,505	4901,179

13.5.5.2 Calcul du ferrailage

➤ Vérification du flambement de mur

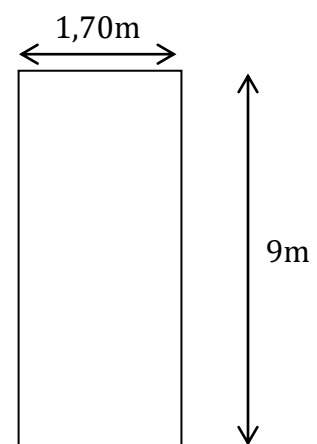
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } l_f = 0,707 \times 9 = 6,363 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec : } B = 1,70 \times 9 = 15,30 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,70 \times 9^3}{12} = 103,275 \text{ m}^4$$

Donc:

$$i = \sqrt{\frac{103,275}{15,30}} = 2,598$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{6,363}{2,598} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \times e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

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 bande de 1ml de largeur et hauteur.

$$N_U = \frac{24,1566}{10,70} = 2,257 \text{ MN/ml}$$

$$N_U^* = \gamma \times N_U$$

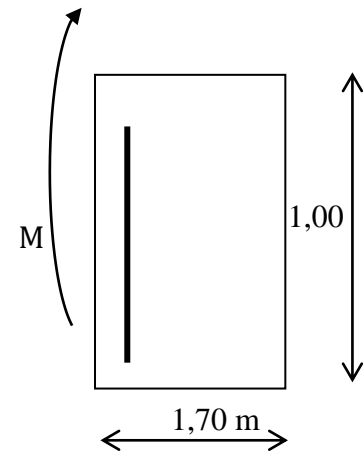
$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00098$$

$$N_U^* = 2,257 \times 1,00098 = 2,259 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \times e = N_U^* \times (e_0 + e_a); \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{856,495}{2415,655} = 0,355 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,036 \text{ m}$$



Donc :

$$M_U^* = 2,259 \times (0,355 + 0,036) = 0,883 \text{ MN/ml}$$

Après le calcul on trouve que $A_S = 0$ (section entièrement comprimée).

Donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0,23 \times a \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 1,7 \times 1 \times \frac{2,22}{500} = 17,360 \text{ cm}^2, \text{ soit on prend: } \mathbf{6HA20}$$

a) Ferrailage horizontal : (dus à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{9994,77}{9} = 1110,53 \text{ KN/ml} \text{ (ferrailage sur 1ml de hauteur).}$$

$\alpha = 90^\circ$ les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \times b_0}{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \times b_0}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \times d} = \frac{1110,53 \times 10^{-3}}{1 \times 1,65} = 0,673 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,001683 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9 d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t > 3,37 \text{ cm}^2$$

b) Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa}\right) \times b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,08 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_t > 1,6 \text{ cm}^2$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 4 \text{ HA } 12, \text{ avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$

c) Armatures à droite:(ferraillage vertical)

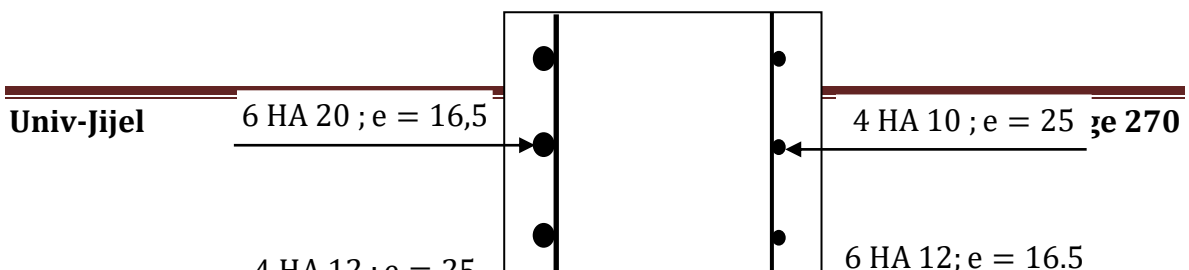
$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{17,360}{3} = 5,787 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 ; \text{ Avec: } S_t = 16,5 \text{ cm}$$

d) Armatures à droite:(ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{4,52}{2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4 \text{ HA } 10 ; \text{ Avec: } S_t = 25 \text{ cm}$$



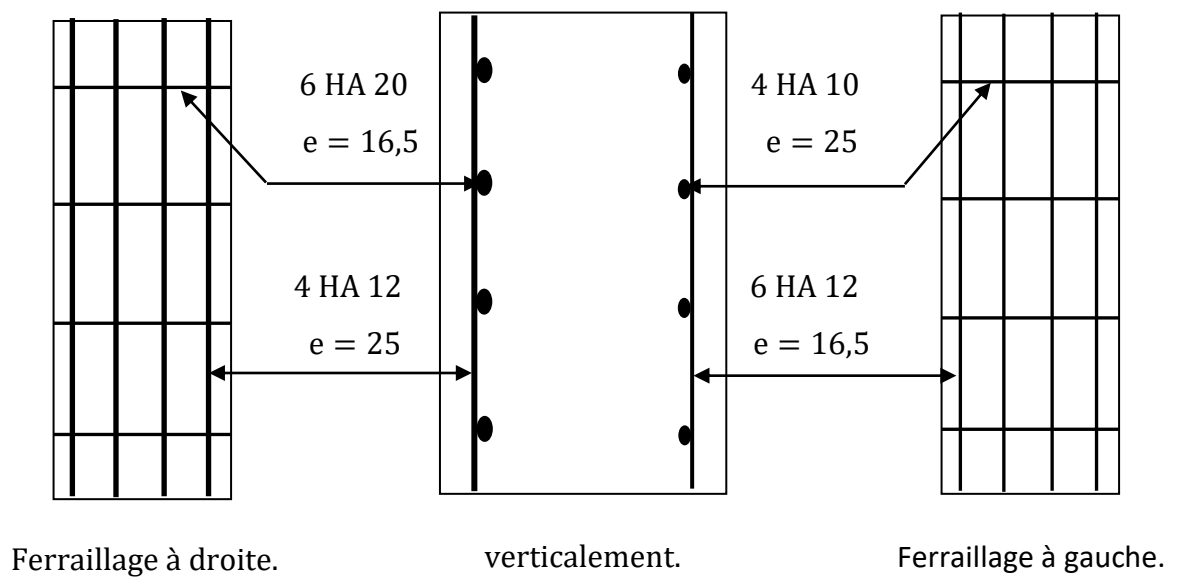


Figure.13.8 : Ferrailage de mur frontal

13.6 Etude de ferrailage de la semelle sous culée

13.6.1 Les sollicitations

Désignation		P(t)	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \epsilon_v) * P$	H	V (m)	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Mur garde	CN	14,52	0	14,52	0,05	11,40	0,726	0,00
	SH	14,52	2,90	14,52	0,05	11,40	0,726	33,06

grève	SH+SV1	14,52	2,90	13,65	0,05	11,40	0,683	33,06
	SH+SV2	14,52	2,90	15,39	0,05	11,40	0,770	33,06
Corbeau	CN	3,65	0	3,65	0,35	11,21	1,278	0,00
	SH	3,65	0,73	3,65	0,35	11,21	1,278	8,18
	SH+SV1	3,65	0,73	3,43	0,35	11,21	1,201	8,18
	SH+SV2	3,65	0,73	3,87	0,35	11,21	1,355	8,18
Mur en retour	CN	104,05	0	104,05	2,90	6,91	301,745	0,00
	SH	104,05	20,81	104,05	2,90	6,91	301,745	143,80
	SH+SV1	104,05	20,81	97,81	2,90	6,91	283,649	143,80
	SH+SV2	104,05	20,81	110,29	2,90	6,91	319,841	143,80
Mur frontal	CN	409,27	0	409,27	-0,65	6,00	-266,026	0,00
	SH	409,27	81,854	409,27	-0,65	6,00	-266,026	491,12
	SH+SV1	409,27	81,854	384,71	-0,65	6,00	-250,062	491,12
	SH+SV2	409,27	81,854	433,83	-0,65	6,00	-281,990	491,12
Semelle	CN	349,76	0	349,76	1,35	0,75	472,176	0,00
	SH	349,76	69,952	349,76	1,35	0,75	472,176	52,46
	SH+SV1	349,76	69,952	328,77	1,35	0,75	443,840	52,46
	SH+SV2	349,76	69,952	370,75	1,35	0,75	500,513	52,46
Total culée à vide	CN	881,25	0,00	881,25	/	/	509,899	0,00
	SH	881,25	176,25	881,25	/	/	509,899	728,63
	SH+SV1	881,25	176,25	828,38	/	/	479,311	728,63
	SH+SV2	881,25	176,25	882,34	/	/	540,489	728,62
Dalle de transition	CN	13,13	0	13,13	0,35	11,55	4,596	0,00
	SH	13,13	2,63	13,13	0,35	11,55	4,596	30,33
	SH+SV1	13,13	2,63	12,34	0,35	11,55	4,319	30,33
	SH+SV2	13,13	2,63	13,92	0,35	11,55	4,872	30,33
Remblais sur la dalle de	CN	18,90	0,00	18,90	0,35	11,85	6,615	0,00
	SH	18,90	3,78	18,90	0,35	11,85	6,615	44,793
	SH+SV1	18,90	3,78	10,21	0,35	11,85	3,574	44,793
	SH+SV2	18,90	3,78	20,03	0,35	11,85	7,011	44,793
Remblais sur la semelle	CN	294,03	0,00	294,03	2,90	6,91	852,687	0
	SH	294,03	58,81	294,03	2,90	6,91	852,687	406,377
	SH+SV1	294,03	58,81	158,78	2,90	6,91	460,462	406,377
	SH+SV2	294,03	58,81	311,67	2,90	6,91	903,843	406,377
La surcharge Q (t/m ²)	CN	46,5	0,00	46,50	0,35	12,31	16,275	0
	SH	46,5	9,30	46,50	0,35	12,31	16,275	114,48
	SH+SV1	46,5	9,30	43,71	0,35	12,31	15,299	114,48
	SH+SV2	46,5	9,30	49,29	0,35	12,31	17,252	114,48
Total culée + remblais	CN	1253,81	0	1253,81	/	/	1390,072	0
	SH	1253,81	250,77	1253,81	/	/	1390,072	0,00
	SH+SV1	1253,81	250,77	1053,42	/	/	962,965	33,06
	SH+SV2	1253,81	250,77	1277,25	/	/	1473,467	33,06

➤ Poussée dues aux terres et surcharges :

Désignation	K _{ah}	les poids (t)	P	V	V	Mr=P*V
-------------	-----------------	---------------	---	---	---	--------

Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,3333	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,3333$	416,745	10,81/3+1,5	5,10	2125,399
	SH	0,5243	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,5243$	655,564	10,81/3+1,5	5,10	3343,376
	SH+SV1	0,484	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,484$	605,174	10,81/3+1,5	5,10	3086,387
	SH+SV2	0,464	$0,5 \times 10,81^2 \times 10,70 \times 2 \times 0,464$	580,167	10,81/3+1,5	5,10	2958,852
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,3333	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,3333$	9,074	1,5/3	0,50	4,537
	SH	0,5243	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,5243$	14,274	1,5/3	0,50	7,137
	SH+SV1	0,484	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,484$	13,177	1,5/3	0,50	6,588
	SH+SV2	0,464	$0,5 \times 1,5^2 \times 12,10 \times 2 \times 0,464$	12,632	1,5/3	0,50	6,316
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,3333	$10,81 \times 10,70 \times 0,3333$	38,552	10,81/2+1,5	6,905	129,155
	SH	0,5243	$10,81 \times 10,70 \times 0,5243$	60,644	10,81/2+1,5	6,905	203,168
	SH+SV1	0,484	$10,81 \times 10,70 \times 0,484$	55,983	10,81/2+1,5	6,905	386,563
	SH+SV2	0,464	$10,81 \times 10,70 \times 0,464$	53,669	10,81/2+1,5	6,905	370,584
Surcharge sur la semelle	CN	0,3333	$1,5 \times 12,10 \times 0,3333$	6,049	1,5/2	0,75	4,537
	SH	0,5243	$1,5 \times 12,10 \times 0,5243$	9,516	1,5/2	0,75	7,137
	SH+SV1	0,484	$1,5 \times 12,10 \times 0,484$	8,785	1,5/2	0,75	6,589
	SH+SV2	0,464	$1,5 \times 12,10 \times 0,464$	8,422	1,5/2	0,75	6,316
Total	CN	/	/	470,420	/	/	2263,628
	SH	/	/	739,998	/	/	3560,818
	SH+SV1	/	/	683,119	/	/	3485,855
	SH+SV2	/	/	654,89	/	/	3342,068

Les sollicitations dues au tablier :

- ✓ La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{\max} = 295,645t$.
- ✓ La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{\max} = 155,932t$

désignation		Réaction	$F_h = \varepsilon_H * P$	$F_v = (1 \pm \varepsilon_v) P$	H	V	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Permanente (Tablier)	CN	295,645	0	295,645	-0,05	9,25	-14,782	0
	SH	295,645	51,129	295,645	-0,05	9,25	-14,782	472,943
	SH+SV1	295,645	51,129	277,906	-0,05	9,25	-13,895	472,943
	SH+SV2	295,645	51,129	313,384	-0,05	9,25	-15,669	472,943
Surcharge (D240)	CN	155,932	0	155,932	-0,05	9,25	-7,797	0
	SH	155,932	31,186	155,932	-0,05	9,25	-7,797	288,471
	SH+SV1	155,932	31,186	146,576	-0,05	9,25	-7,329	288,471
	SH+SV2	155,932	31,186	165,288	-0,05	9,25	-8,264	288,471

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_{F_H0}(t. m/ml)$
B_C	15,00	10,75	161,25
$(T + F + R)$	13,76	10,75	147,92

➤ **Tableau récapitulatif**

désignation		F_h	F_v	H	V	$M_s=F_v*H$	$M_r=F_h*V$
Total culée + remblais	CN	0	1253,81	/	/	1390,072	0
	SH	250,77	1253,81	/	/	1390,072	0,00
	SH+SV1	250,77	1053,42	/	/	962,965	33,06
	SH+SV2	250,77	1277,25	/	/	1473,467	33,06
Permanente (Tablier)	CN	0	295,645	-0,05	9,25	-14,782	0
	SH	51,129	295,645	-0,05	9,25	-14,782	472,943
	SH+SV1	51,129	277,906	-0,05	9,25	-13,895	472,943
	SH+SV2	51,129	313,384	-0,05	9,25	-15,669	472,943
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	416,745	/	/	5,10	/	2125,400
	SH	655,564	/	/	5,10	/	3343,376
	SH+SV1	605,174	/	/	5,10	/	3086,387
	SH+SV2	580,167	/	/	5,10	/	2958,852
Poussée de la terre sur la semelle	CN	9,074	/	/	0,50	/	4,537
	SH	14,274	/	/	0,50	/	7,137
	SH+SV1	13,177	/	/	0,50	/	6,589
	SH+SV2	12,632	/	/	0,50	/	6,316
La surcharge $Q (t/m^2)$	CN	0,00	46,50	0,35	12,31	16,275	0
	SH	9,30	46,50	0,35	12,31	16,275	114,48
	SH+SV1	9,30	43,71	0,35	12,31	15,299	114,48
	SH+SV2	9,30	49,29	0,35	12,31	17,252	114,48
Surcharge (D240)	CN	0	155,932	-0,05	9,25	-7,797	0
	SH	31,186	155,932	-0,05	9,25	-7,797	288,471
	SH+SV1	31,186	146,576	-0,05	9,25	-7,329	288,471
	SH+SV2	31,186	165,288	-0,05	9,25	-8,264	288,471
Poussée du	CN	9,074	/	/	0,5	/	4,537
	SH	14,274	/	/	0,5	/	7,137

Surcharge sur MGG et MF	SH+SV1	13,177	/	/	0,5	/	6,588
	SH+SV2	12,632	/	/	0,5	/	6,316
Poussée du Surcharge sur la semelle	CN	6,049	/	/	0,75	/	4,537
	SH	9,516	/	/	0,75	/	7,137
	SH+SV1	8,785	/	/	0,75	/	6,589
	SH+SV2	8,422	/	/	0,75	/	6,316
Bc	CN	15	/	/	10,75	/	161,25
	SH	15	/	/	10,75	/	161,25
	SH+SV1	15	/	/	10,75	/	161,25
	SH+SV2	15	/	/	10,75	/	161,25
R+F+T	CN	13,76	/	/	10,75	/	147,92
	SH	13,76	/	/	10,75	/	147,92
	SH+SV1	13,76	/	/	10,75	/	147,92
	SH+SV2	13,76	/	/	10,75	/	147,92

➤ Les charges permanentes

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	425,819	1549,455	440,942	2129,937
SH	971,737	1549,455	1004,827	3823,456
SH+SV1	920,25	1331,326	951,512	3598,979
SH+SV2	894,698	1590,634	925,052	3471,171

➤ Les surcharges :

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	30,123	202,432	8,478	170,324
SH	80,972	202,432	8,478	578,475
SH+SV1	64,271	190,286	7,97	577,378
SH+SV2	76,54	214,578	8,988	576,833

➤ R+F+T

	Fh	Fv	MFV=Fv*H	MFh=Fh*V
CN	13,76	/	/	147,92
SH	13,76	/	/	147,92
SH+SV1	13,76	/	/	147,92
SH+SV2	13,76	/	/	147,92

13.6.2. Les combinaison

CN

ELU: 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS: G + 1,2Q + 0,6T

Condition Normale				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	634,060	2415,655	608,837	3266,269
ELS	470,223	1792,373	451,116	2423,078

CS

G + Q + 0,6T

Condition Sismique				
Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV2	979,494	1805,212	934,04	4166,34

❖ **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)
ELS	CN	470,223	1792,373	1971,962
ELU	CN	634,060	2415,655	2657,432
	CS	979,494	1805,212	3232,300

		F _V (t)	M _{nette} (t. m)
ELS	CN	1792,373	1971,962
ELU	CN	2415,655	2657,432
	CS	1805,212	3232,300

❖ **Vérification des contraintes :**

La contrainte admissible du sol est supposée égale : **45 t/m²** et ont vérifié que : $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) \quad ; \quad \sigma_{ref} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

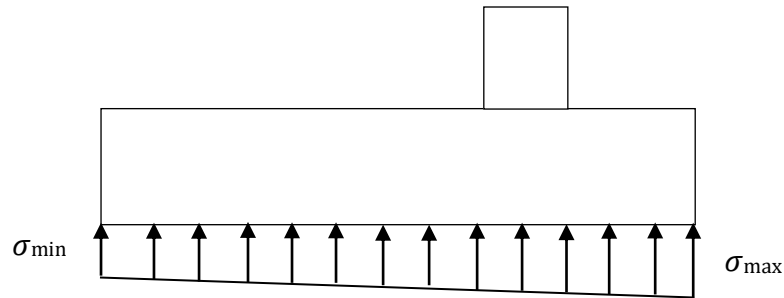
B : Largeur semelle 8,7 m.

A : longueur semelle 1,7 m.

	N(t/ml)	M _{nette} (t.m/ml)	e ₀ (m)	σ _{max} (t/m ²)	σ _{min} (t/m ²)	σ _{ref} (t/m ²)
CN(ELS)	148,130	162,972	1,100	17,617	2,414	6,215
CN(ELU)	199,641	219,622	1,100	23,744	3,253	8,375
CS	149,191	267,132	1,790	22,546	-2,372	3,858

❖ Conditions normale :

e₀ = 1,100m < B/6 = 8,7/6 = 1,45m. ⇒ C.A.D le diagramme des contraintes est trapézoïdal.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

❖ Conditions sismique :

e₀ = 1,790 m > B/6 = 8,7/6 = 1,45m. ⇒ C.A.D le diagramme des contraintes est triangulaire.

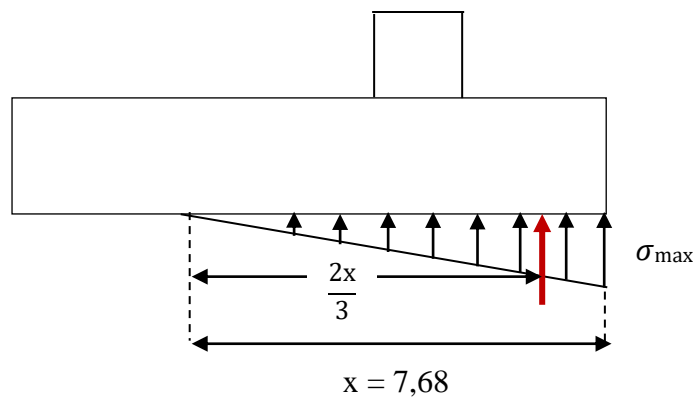
$$\frac{x}{3} = \left(\frac{B}{2} - e_0\right) \Rightarrow x = 3\left(\frac{8,7}{2} - 1,790\right) = 7,68\text{m}$$

$$\sigma = Ax + B\sigma = 0 \quad ; x = 0$$

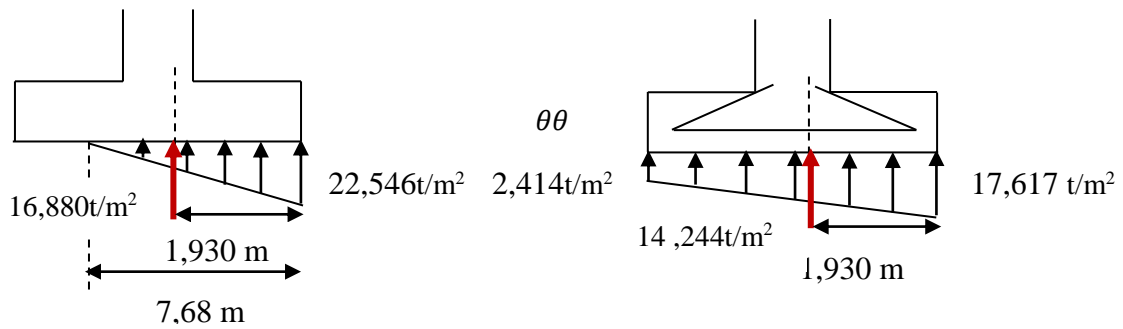
$$\sigma = 22,546 \text{ t/m}^2$$

$$A = \frac{22,546}{7,680} = 2,936 \text{ m} \quad \text{et} \quad B = 0$$

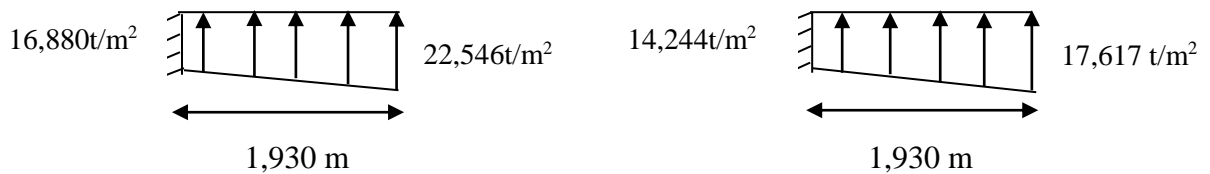
$$\text{Pour : } x = 5,12 \text{ m. } \sigma = 2,936 \times 5,12 = 15,032 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 45 \text{ t/m}^2$$



Le diagramme des contraintes est triangulaire



$$tg\theta = \frac{1,45}{1,930} = 36,92^\circ < 45^\circ \Rightarrow \text{On applique la méthode des consoles.}$$



conditionsismiquecondition normale

- **Condition normale :**

$$M_{ser} = \left((17,617 - 14,244) \times \frac{1,930}{2} \times \frac{2 \times 1,930}{3} \right) + \left(14,244 \times 1,930 \times \frac{1,930}{3} \right) = 21,874 \text{ t.m}$$

- **Condition sismique :**

$$M_{ser} = \left((22,546 - 16,880) \times \frac{1,930}{2} \times \frac{2 \times 1,930}{3} \right) + \left(16,880 \times 1,930 \times \frac{1,930}{3} \right) = 27,994 \text{ t.m}$$

D'après RPOA; Si A_s n'atteint pas la section minimale l'en prend :

$$A_s = 0,25\% \times A_b = 37,50\text{cm}^2 \text{ Soit } 8\text{HA}25 = 39,27\text{cm}^2$$

Nappe supérieur :

$$A_s = 0,1\% \times A_b = 15\text{cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}20 = 15,71\text{cm}^2$$

13.6.3 Ferrailage de la semelle

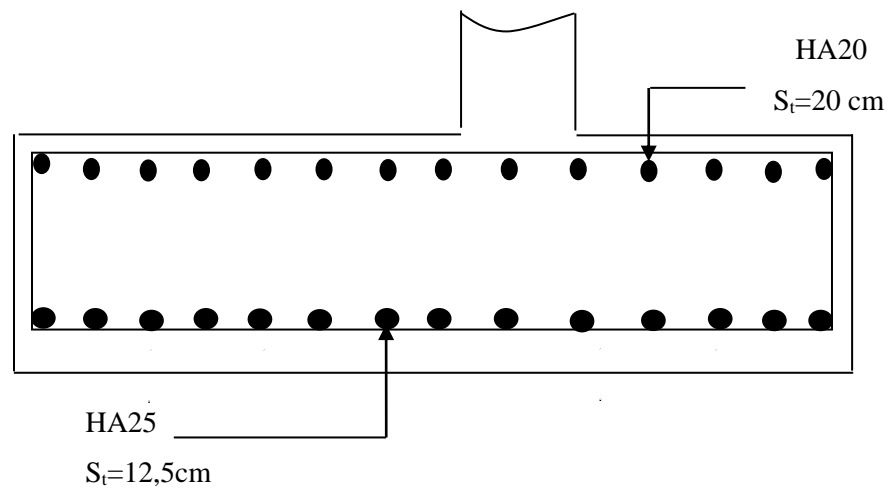


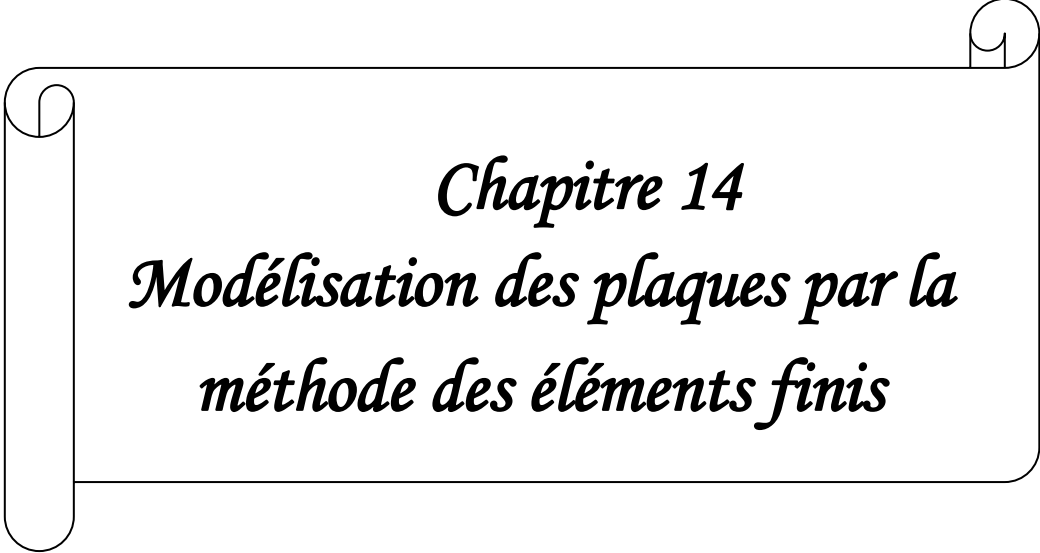
Figure.13.9 : Schéma de ferrailage de la semelle sous culée

13.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement de la culée au premier lieu, puis on a calculé les sollicitations agissant sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (pois propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

2^{ème} partie

*Modélisation des
plaques par la méthode
des éléments finis*



Chapitre 14
Modélisation des plaques par la
méthode des éléments finis

14.1 Introduction

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970, environ une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de puissance des ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, calcul et conception quotidien, voir familier, de l'ingénieur, dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants.[14]

14.2 Principes de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis repose sur deux principes : d'une part, la formulation d'un problème approché par la méthode de Galerkin (ou une variante de celle-ci) ; d'autre part, la construction d'un espace d'approximation (de dimension finie) à l'aide d'un maillage, de fonctions polynômiales par morceaux et de degrés de liberté sur chaque maille.

14.3 Choix du type d'élément et discrétisation

La première étape consiste à choisir le type d'élément le plus adapté au problème donné, ensuite on discrétise le milieu continu en un certain nombre d'éléments. En général, les points suivants sont à prendre en considération dans la sélection du type d'élément.

14.3.1 Type d'élément

La sélection de l'élément sera fonction du type de problème à résoudre, généralement ils sont groupés en quatre classes :

- 1- Les contraintes planes ; les déformations planes ; axisymétriques (problème à deux dimensions).
- 2- La flexion des plaques.
- 3- Les coques.
- 4- L'analyse des solides tridimensionnels.

On distingue plusieurs classes d'éléments finis suivant leur géométrie :

- ❖ Les éléments unidimensionnels (1D) : sont utilisés de façon individuelle ou associée des plaques pour modéliser les raidisseurs. Exemple : barre, poutre rectiligne ou courbe.
- ❖ Les éléments bidimensionnels (2D) : Élasticité plane : (déformation ou contrainte plane). Exemple : plaque en flexion, coques courbes, de forme triangulaire ou quadrangulaire.
- ❖ Les éléments tridimensionnels (3D) : élément de volume, ou coques épaisses. Les éléments axisymétriques : qui constituent une classe bien particulière.

14.4 Différentes formulations de la M.E.F

Il existe différents modèles pour la formulation des éléments finis en mécanique des structures à savoirs :

- Modèle en déplacements ;
- Modèle en déformations ;
- Modèle en contraintes ou forces ;
- Modèle Mixte.

Dans notre cas on utilise le modèle en déplacements pour la formulation des éléments finis.

14.4.1 Modèle en déplacements

Dans ce modèle le but c'est d'exprimer le déplacement, en tout point d'un solide, cela est réalisé en formulant le déplacement comme une combinaison linéaire de fonctions de forme. Une matrice de rigidité approximative peut être trouvée pour chaque élément, liant toutes les forces aux déplacements des nœuds. Les déplacements peuvent être par conséquent calculés, ainsi que les contraintes dans l'élément, une fois les déplacements nodaux sont connus. L'approximation du champ de déplacement pour résoudre les problèmes d'élasticité est toujours continue, mais ce n'est en général pas le cas des dérivées partielles de cette approximation. [15]

14.4.1.1 Propriétés du champ des déplacements

Dans l'objectif d'obtenir des meilleurs résultats à travers l'utilisation de ce modèle, les propriétés suivantes sont nécessaires à savoir : [15]

- ✓ **Critère 1:** La fonction de déplacement doit être choisie de telle façon qu'elle ne permet pas les déformations d'un élément, quand les déplacements des nœuds sont la conséquence d'un mouvement de corps rigide.
- ✓ **Critère 2:** la fonction de déplacement doit être choisie de telle façon que si on a des déplacements compatibles avec un état de déformation constant, on puisse réellement obtenir ces déformations constantes dans chaque élément.
- ✓ **Critère 3:** la fonction de déplacement doit être choisie de telle sorte que les déformations aux interfaces des éléments soient finies.

14.5 Modélisation des plaques par la méthode des éléments finis

14.5.1 Modélisation par éléments finis

« Modélisé » consiste à simplifier les unités caractéristiques d'un ouvrage (unité géométrique mécanique et/ou cinématique) et à les soumettre à des conditions théoriques de liaisons et de chargements.

14.5.2 Modélisation et discrétisation

Pour s'assurer qu'une analyse numérique simulera au mieux un problème réel donné, il faut effectuer deux opérations essentielles, la modélisation dans un premier temps et la discrétisation dans un deuxième temps ces opérations portant sur deux aspects principaux du problème pratique.

Représentation de la géométrie, des charges, des conditions aux limites et du milieu, Choix des éléments finis et du maillage.

14.5.3 Importance de la modélisation du comportement de la structure

La modélisation est l'étape clé de toute analyse, elle consiste à rattacher la structure réelle à un modèle connu de la mécanique des solides, structures et matériaux qui est capable d'en décrire le fonctionnement avec une précision convenable. Donc pratiquement la modélisation consiste :

En ce qui concerne la structure, à ramener cette dernière à une géométrie en choisissant des axes (barre, poutre câble ...etc.), des plans (parois, plaques coques), des volumes (solides) après avoir éliminé certains détails (gousset, petites excentricités ...etc.), à choisir la théorie la plus appropriée à cette géométrie pour définir les conditions d'appuis et les

charges. Choisir de façon réaliste les lois constitutives des matériaux décrivant aussi bien les réponses mécaniques classiques, (linéaires anisotropes discontinuité) que les phénomènes physiques (teneur en eau, discontinuité, perméabilité), à déterminer les propriétés qui définissent ces lois et à connaître l'état initial des matériaux (contraintes initiales).

14.5.4 Discrétisation d'une structure

La solution obtenue en utilisant n'importe quelle méthode en éléments finis dépende d'une série d'approximations, telles que le type et la forme de l'élément qui doit être utilisé dans la discrétisation. Dans de nombreux cas, un seul type d'élément est nécessaire pour modéliser un problème, donné, mais parfois deux ou plusieurs éléments sont nécessaires pour discrétiser un tel problème, dans le cas d'une plaque avec raidisseurs, les éléments poutres et plaques sont utilisés dans la discrétisation. De plus le maillage peut être grossier ou fin. Le choix dépend de la géométrie de la structure et de certaines caractéristiques locales telles que la concentration des contraintes.

Le choix d'un maillage adapté à une structure particulière doit être dans la mesure du possible basé sur le résultant des expériences antérieures. Si cela n'est pas possible, alors il faudra étudier la structure pour différents maillages pour tester le taux de convergence. De plus, le type d'élément utilisé dans la modélisation à une influence considérable sur la précision de la solution, il doit être choisi avec soin Les éléments les plus utilisés en pratique sont illustrés sur la figure ci-après.

L'opération de discrétisation est aussi importante que celle de la modélisation. Elle implique essentiellement deux choix: * L'un porte sur le type d'élément finis à utiliser, les éléments doivent s'adapter à la nature du problème à traiter, c'est-à-dire respecter les hypothèses et se conformer aux caractéristiques de la modélisation. * L'autre de la finesse de cette discrétisation, en liaison avec le maillage qui est guidé essentiellement par la géométrie, à savoir par les discontinuités (trous, variations d'épaisseurs, d'inertie ou de matériau...), les conditions d'appui et chargement, les étapes de construction, les zones à forte variation des contraintes ou déplacements (découpage plus fin), certains aspects de la rhéologie (orthotrope, lignes de failles...etc.).

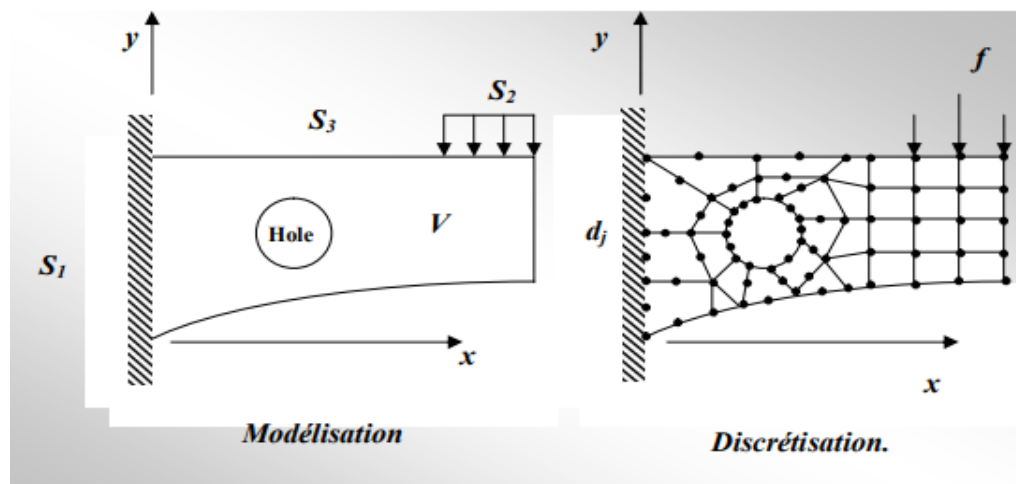
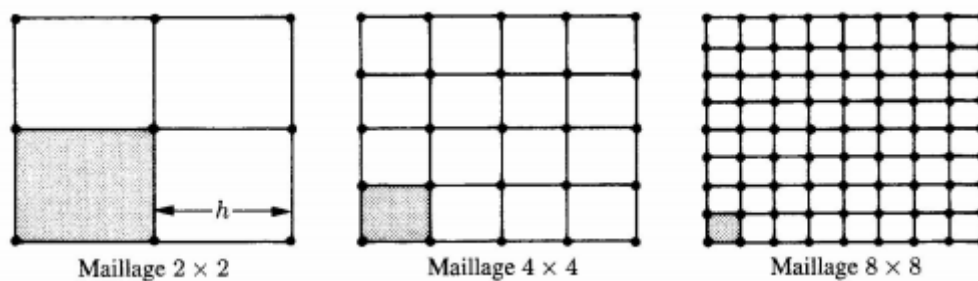


Figure.14.1 : conditions aux limites

14.5.5 Critères de convergence

Dans la méthode des éléments finis, il existe deux types de convergence : La convergence « h », par raffinement du maillage sans modification de l'interpolation. La convergence « p » par enrichissement de l'interpolation sans modification du maillage.

Convergence « h » : Considérons un maillage d'éléments finis et appelons h la dimension caractéristique d'un élément (longueur du plus grand côté, diamètre du cercle circonscrit). On subdivise toujours davantage le domaine en éléments toujours plus petits, chaque nouvelle division contenant la précédente, conservons pour les éléments de même type, constamment la même approximation du champ. On appelle critères de convergence les conditions que l'interpolation doit respecter pour que la solution approchée tende vers la solution exacte quand la taille des éléments finis tend vers zéro.

Figure.14.2 : Subdivision plus poussée pour étudier la convergence h

Convergence « P » : Partant d'un maillage donné d'éléments finis et appelons p le degré des polynômes utilisés pour l'interpolation. On conserve le maillage choisi et on enrichit le champ approché des éléments en augmentant le degré de p . Alors, si les critères de convergences sont satisfaits, la solution approchée tend vers la solution exacte lorsque le degré de l'interpolation p tend vers l'infini. C'est la technique de la convergence p .

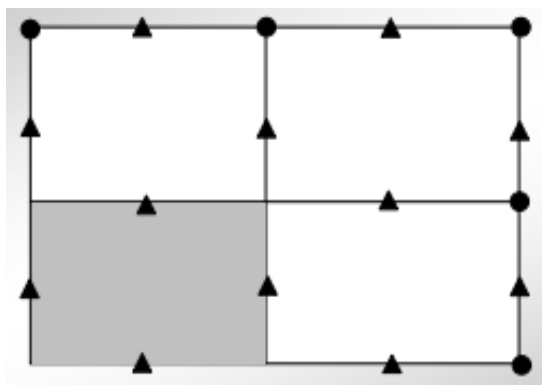


Figure.14.3 : Augmentation du degré de l'interpolation pour étudier la convergence p

14.6 Élément fini rectangulaire base sur l'approche en déplacement (ACM « Ashwell, Clough, Melosh ») pour l'étude de la flexion des plaques minces et épaisses

14.6.1 Introduction

On considère dans ce paragraphe l'application de la technique des éléments finis à la résolution des problèmes de flexion des plaques, dans le modèle en déplacement, les fonctions d'interpolation sont tirées à partir des termes du triangle de pascal (pyramide de pascal en 3D) en annexe A, donc le nombre total des constantes indépendantes est égal au nombre de degré de liberté de l'élément.

On suppose que l'épaisseur de la plaque à étudier, est petite comparée à ses autres dimensions et que sa flèche quand elle est chargée est petite par rapport à son épaisseur. Ces deux hypothèses ne sont pas particulières à la méthode des éléments finis et sont aussi prises en compte dans la résolution classique de la flexion des plaques. Elles sont nécessaires car si l'épaisseur de la plaque est importante, on doit considérer que cette dernière à trois dimensions et si les flèches dues à la charge sont aussi importantes, il s'établit des forces internes dites « de membrane » dans le plan de la plaque et on doit en

tenir compte dans l'étude. On peut étendre la méthode des éléments finis à la résolution de ces problèmes, mais la technique utilisée dépasse largement le cadre du présent exemple qui a pour but l'étude des plaques minces sujettes seulement à des flèches peu importantes. Cela représente une classe extrêmement importante de problèmes qui ont un grand nombre d'applications pratiques comme les dalles plates, les tabliers des ponts et les planchers.[16]

14.6.2 Calcul de la matrice de rigidité de l'élément rectangulaire

Le calcul de la matrice de rigidité de l'élément rectangulaire suit une fois de plus les sept étapes résumées ci-après : [17]

Etape I : Choisir un système de coordonnées convenable et numéroter les nœuds.

Les systèmes de coordonnées et la numérotation des nœuds; de l'élément rectangulaire utilisé pour la flexion des plaques est représenté sur la (figure14.3), l'axe des z ayant été pris normal au plan de la plaque. Dans le cas de la flexion des plaques, l'élément a trois degrés de liberté en chaque nœud, c'est-à-dire deux rotations et la flèche transversale. La déformation latérale est représentée par w , la rotation autour de l'axe des x par θ_x et celle autour de l'axe des y par θ_y . Les directions positives de ces rotations sont définies selon la règle du tire-bouchon.

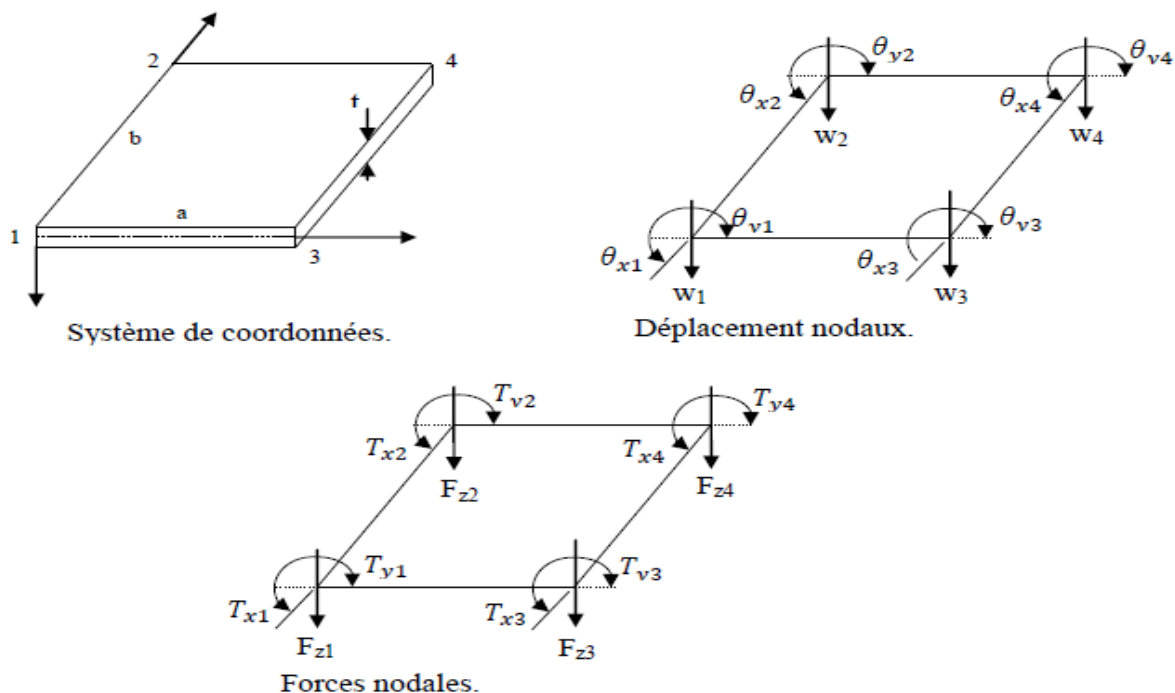


Figure.14.4 : Elément rectangulaire

L'élément a alors un total de douze (12) degrés de liberté (figur.14.4). Les moments et les forces correspondantes consistent en deux moments T_x et T_y et une force de cisaillement F_z en chaque nœud.

Les déplacements au nœud 1 peuvent être écrits de la façon suivante :

$$\{\delta_1\} = \begin{pmatrix} \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ w_1 \end{pmatrix}$$

Et de même pour les forces et les moments correspondants au nœud 1 :

$$\{F_1\} = \begin{pmatrix} T_{x1} \\ T_{y1} \\ F_{z1} \end{pmatrix}$$

De telle sorte que les vecteurs complets des forces et des déplacements pour l'élément s'écrivent :

$$\{\delta^e\} = \begin{pmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \\ \{\delta_4\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ w_1 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{y2} \\ w_2 \\ \theta_{x3} \\ \theta_{y3} \\ w_3 \\ \theta_{x4} \\ \theta_{y4} \\ w_4 \end{pmatrix}$$

$$\{F^e\} = \begin{pmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \\ \{F_4\} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} T_{x1} \\ T_{y1} \\ F_{z1} \\ T_{x2} \\ T_{y2} \\ F_{z2} \\ T_{x3} \\ T_{y3} \\ F_{z3} \\ T_{x4} \\ T_{y4} \\ F_{z4} \end{pmatrix}$$

$$\{F^e\} = [K^e]\{\delta^e\}$$

Etape II : Choisir la fonction de déplacement $[f(x, y)]$ qui définit le déplacement $\{\delta(x, y)\}$ en chaque point de l'élément.

Dans le cas de la flexion des plaques où les flèches sont petites, l'état des déplacements en chaque point de l'élément peut être représenté par trois composantes :

$$\{\delta(x, y)\} = \begin{pmatrix} \theta_x \\ \theta_y \\ w \end{pmatrix}$$

Ceci est illustré pour le point A dans la (figure 14.4).

Les deux rotations θ_x et θ_y sont reliées au déplacement latéral w par les expressions :

$$\theta_x = -\frac{\partial w}{\partial y} \text{ et } \theta_y = \frac{\partial w}{\partial x}$$

Les directions positives de θ_x et θ_y étant choisies pour coïncider avec celles choisies pour θ_{x1}, θ_{y1} . D'où, une fois que la fonction de déplacement est choisie pour w , les fonctions θ_x et θ_y sont automatiquement définies

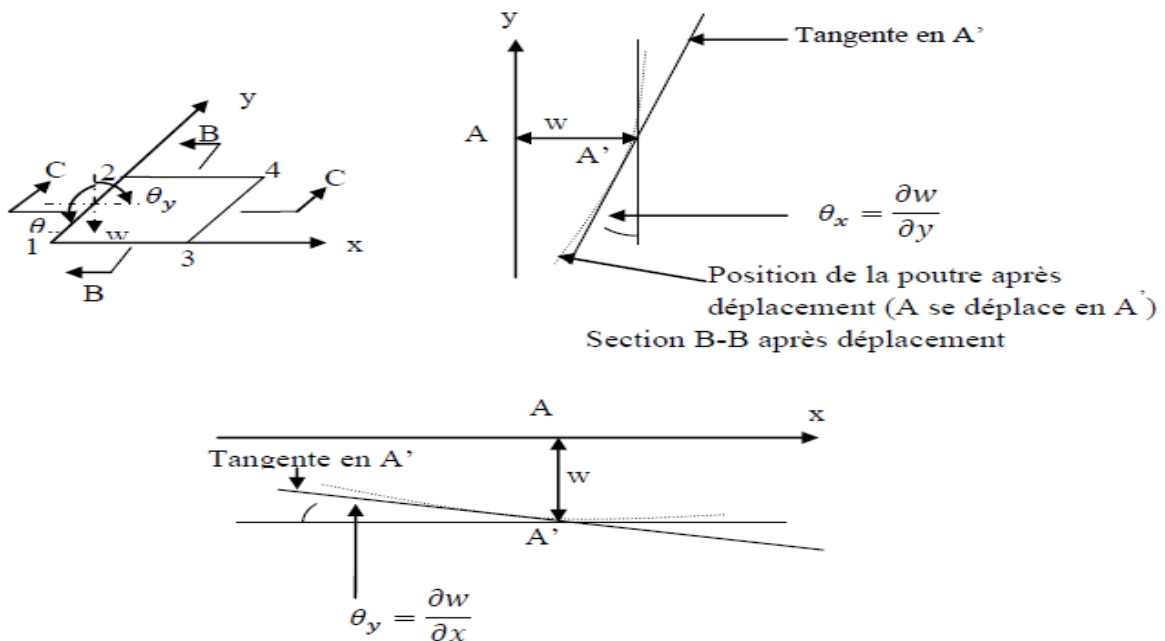


Figure.14.5 : Section C-C après déplacement

Puisque l'élément a douze degrés de liberté, on doit avoir douze coefficients indéterminés dans le polynôme qui représente w , donc l'équation ou la fonction convenable est donnée comme suit :

$$w = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 + \alpha_7 x^3 + \alpha_8 x^2 y + \alpha_9 xy^2 + \alpha_{10} y^3 + \alpha_{11} x^3 y + \alpha_{12} xy^3.$$

On remarque que quand x ou y est constant, cette expression devient la même que celle prise pour un élément de poutre.

La fonction de déplacement donne les expressions suivantes pour les rotations :

$$\theta_x = -\frac{\partial w}{\partial y} = -(\alpha_3 + \alpha_5 x + 2\alpha_6 y + \alpha_8 x^2 + 2\alpha_9 xy + 3\alpha_{10} y^2 + \alpha_{11} x^3 + 3\alpha_{12} xy^2)$$

$$\text{et } \theta_y = \frac{\partial w}{\partial x} = \alpha_2 + 2\alpha_4 x + \alpha_5 y + 3\alpha_7 x^2 + 2\alpha_8 xy + \alpha_9 y^2 + 3\alpha_{11} x^2 y + \alpha_{12} y^3$$

Etape III : Exprimer l'état des déplacements $\{\delta(x, y)\}$ dans l'élément en fonction des déplacements nodaux $\{\delta^e\}$.

On remplaçant les coordonnées nodales par leurs valeurs et en cherchant $\{\alpha\}$ solution; cela nous mène à la formation de la matrice $[A]$ définie par l'équation suivante :

$$\{\delta^e\} = [A]\{\alpha\}$$

Puisque dans le cas présent, l'élément à total de douze degrés de liberté, $[A]$ est carré d'ordre douze (12) et ses coefficients sont donnés par l'équation. On doit maintenant inverser cette matrice et la relation cherchée est donnée par l'équation générale :

$$\{\delta(x, y)\} = [f(x, y)][A]^{-1}\{\delta^e\}$$

$$\begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \\ w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 & 0 & -x & -2y & 0 & -x^2 & -2xy-3y^2 & -x^3 & -3xy^2 \\ 0 & 1 & 0 & 2x & y & 0 & 3x^2 & 2xy & y^2 & 0 & 3x^2y & y^3 \\ 1 & x & y & x^2 & xy & y^2 & x^3 & x^2y & xy^2 & y^3 & x^3y & xy^3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \\ \alpha_9 \\ \alpha_{10} \\ \alpha_{11} \\ \alpha_{12} \end{Bmatrix}$$

On remplace les coordonnées de chaque nœud pour obtenir la matrice [A]:

Nœud 1 : x = 0, y = 0.

Nœud 2 : x = 0, y = b.

Nœud 3 : x = a, y = 0.

Nœud 4 : x = a, y = b.

$$[A] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & -2b & 0 & 0 & 0 & -3b^2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & b & 0 & 0 & 0 & b^2 & 0 & 0 & b^3 \\ 1 & 0 & b & 0 & 0 & b^2 & 0 & 0 & 0 & b^3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & -a & 0 & 0 & -a^2 & 0 & 0 & -a^3 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 2a & 0 & 0 & 3a^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & a & 0 & a^2 & 0 & 0 & a^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & -a & -2b & 0 & -a^2 & -2ab & -3b^2 & -a^3 & -3ab^2 \\ 0 & 1 & 0 & 2a & b & 0 & 3a^2 & 2ab & b^2 & 0 & 3a^2b & b^3 \\ 1 & a & b & a^2 & ab & b^2 & a^3 & a^2b & ab^2 & b^3 & a^3b & ab^3 \end{bmatrix}$$

Etape IV : Relier les déformations $\{\varepsilon(x,y)\}$ en chaque point aux déplacements nodaux $\{\delta(x,y)\}$ et donc aux déplacements nodaux $\{\delta^e\}$.

Dans le cas d'un problème de flexion des plaques, l'état des déformations en chaque point peut être représenté par trois composantes : la courbure dans la direction des x , la courbure

dans la direction des y et la torsion. La courbure dans la direction des x est égale à la variation de la dérivée par rapport à x et est égale à :

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

De même la courbure dans la direction des y est égale à :

$$-\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

Enfin la torsion est égale à la variation par rapport à x de la dérivée par rapport à y , c'est-à-

$$\text{dire : } \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

Dans cette étape, les courbures et la torsion seront multipliées par les moments internes en vue d'obtenir le travail interne effectué. Les signes des expressions ci-dessus correspondent à ceux définis pour les moments internes dans l'étape V.

Les moments internes M_x et M_y agissent chacun sur deux côtés de l'élément; il en est de même pour les moments de torsion M_{xy} et M_{yx} , mais puisque M_{xy} est égal à M_{yx} , on peut considérer qu'un des deux, par exemple M_{xy} , agit sur les quatre côtés, cela en doublant le terme de torsion dans le vecteur des déformations.

L'état des déformations dans l'élément peut ainsi être représenté par :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} -\partial^2 w / \partial x^2 \\ -\partial^2 w / \partial y^2 \\ 2 \partial^2 w / \partial x \partial y \end{Bmatrix}$$

Et on remplaçant w par sa valeur, on obtient l'équation :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [C]\{\alpha\}$$

De façon à définir la matrice $[C]$ pour le cas de la flexion des plaques. La relation cherchée entre déformations et déplacements nodaux est obtenue par :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B]\{\delta^e\}$$

$$[B] = [C][A]^{-1}$$

Encore une fois, à cause de la taille des matrices considérées, la matrice [B] ne sera pas développée explicitement. En pratique cela peut être fait avec l'ordinateur.

Etape V : Relier les contraintes internes $\{\sigma(x,y)\}$ aux déformations et aux déplacements nodaux $\{\delta^e\}$.

Dans la résolution des problèmes de flexion des plaques, les contraintes internes sont réellement les moments de flexion et de torsion et les déformations les courbures et les torsions étudiées à l'étape IV. Ainsi l'état des contraintes peut être représenté par les trois composantes M_x, M_y et M_{xy} comme cela est indiqué par l'équation :

$$\{\sigma(x,y)\} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix}$$

M_x et M_y sont les moments de flexion internes par unité de longueur et M_{xy} est le moment de torsion interne par unité de longueur. L'action de ces moments de flexion et de torsion internes on considérant une petite portion rectangulaire de l'élément fini considéré; avec $M_{xy} = M_{yx}$. Les relations entre contraintes et déformations, c'est-à-dire entre moments et courbures, sont données par la théorie de la flexion des plaques.

$$\{\varepsilon(x,y)\} = \begin{Bmatrix} -\partial^2 w / \partial x^2 \\ -\partial^2 w / \partial y^2 \\ 2 \partial^2 w / \partial x \partial y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -(2\alpha_4 + 6\alpha_7 x + 2\alpha_8 y + 6\alpha_{11} xy) \\ -(2\alpha_6 + 2\alpha_9 x + 6\alpha_{10} y + 6\alpha_{12} xy) \\ 2(\alpha_5 + 2\alpha_8 x + 2\alpha_9 y + 3\alpha_{11} x^2 + 3\alpha_{12} y^2) \end{Bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & -2 & 0 & 0 & -6x & -2y & 0 & 0 & -6xy & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2 & 0 & 0 & -2x & -6y & 0 & -6xy \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 & 4x & 4y & 0 & 6x^2 & 6y^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \\ \alpha_9 \\ \alpha_{10} \\ \alpha_{11} \\ \alpha_{12} \end{Bmatrix}$$

$$\left. \begin{aligned} M_x &= - \left(D_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= - \left(D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_1 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ M_{xy} &= 2D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\}$$

Ces relations sont écrites en termes généraux pour une plaque orthotrope, c'est-à-dire une plaque ayant des propriétés élastiques différentes dans deux directions perpendiculaires, une tôle ondulée en étant un exemple type. D_x et D_y sont les rigidités de flexion dans les directions x et y respectivement, D_1 est une rigidité de couplage ayant un effet du type coefficient de Poisson et D_{xy} est la rigidité de torsion.

D'autre part, une plaque isotrope, a, les mêmes propriétés élastiques dans toutes les directions et dans ce cas particulier on a :

$$\{\sigma(x,y)\} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} D_x & D_1 & 0 \\ D_1 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} -\partial^2 w / \partial x^2 \\ -\partial^2 w / \partial y^2 \\ 2 \partial^2 w / \partial x \partial y \end{Bmatrix}$$

C'est-à-dire :

$$\{\sigma(x,y)\} = [D]\{\varepsilon(x,y)\}$$

Et aussi :

$$\{\sigma(x,y)\} = [D][B]\{\delta^2\}$$

Etape VI : Remplacer les contraintes internes $\{\sigma(x,y)\}$ par des forces nodales statiquement équivalentes $\{F^e\}$, relier ces forces nodales aux déplacements nodaux $\{\delta^e\}$ et de là obtenir la matrice de rigidité de l'élément $[K^e]$:

La relation entre les charges nodales $\{F^e\}$ et les déplacements est donnée dans le cas général par l'équation suivante :

$$\{F^e\} = \left[\int [B]^T [D] [B] d(\text{vol}) \right] \{\delta\}$$

$$\{F^e\} = \left[\int_0^b \int_0^a [B]^T [D] [B] dx dy \right] \{\delta^e\}$$

Et la matrice de rigidité de l'élément $[K^e]$ est définie par :

$$[K^e] = \int_0^b \int_0^a [B]^T [D] [B] dx dy$$

Etape VII : Etablir la matrice $[H]$ reliant les contraintes et les déplacements.

$$\{\sigma(x, y)\} = [H]\{\delta^e\}$$

$[H]$ est à nouveau donnée par : $[H] = [D][B]$

14.7 Applications numériques

La vérification de l'efficacité de l'élément ACM formulé a été faite, et représentée par la comparaison entre les résultats analytiques, indiqués dans la littérature et les résultats donnés par un logiciel élément finis à travers des tests similaires.

A cet effet une étude comparative entre les résultats obtenus à l'aide du programme FORTRAN77 avec ceux du logiciel ABAQUS.

Le programme de FORTRAN77, est structuré par un ensemble de blocs. Sa composition passe par des opérations très diverses, à savoir : (1) Organisation des données, (2) Intégration analytique, (3) Résolution du système d'équations. Le traitement numérique s'effectue au niveau des éléments finis selon l'organigramme ci-après :

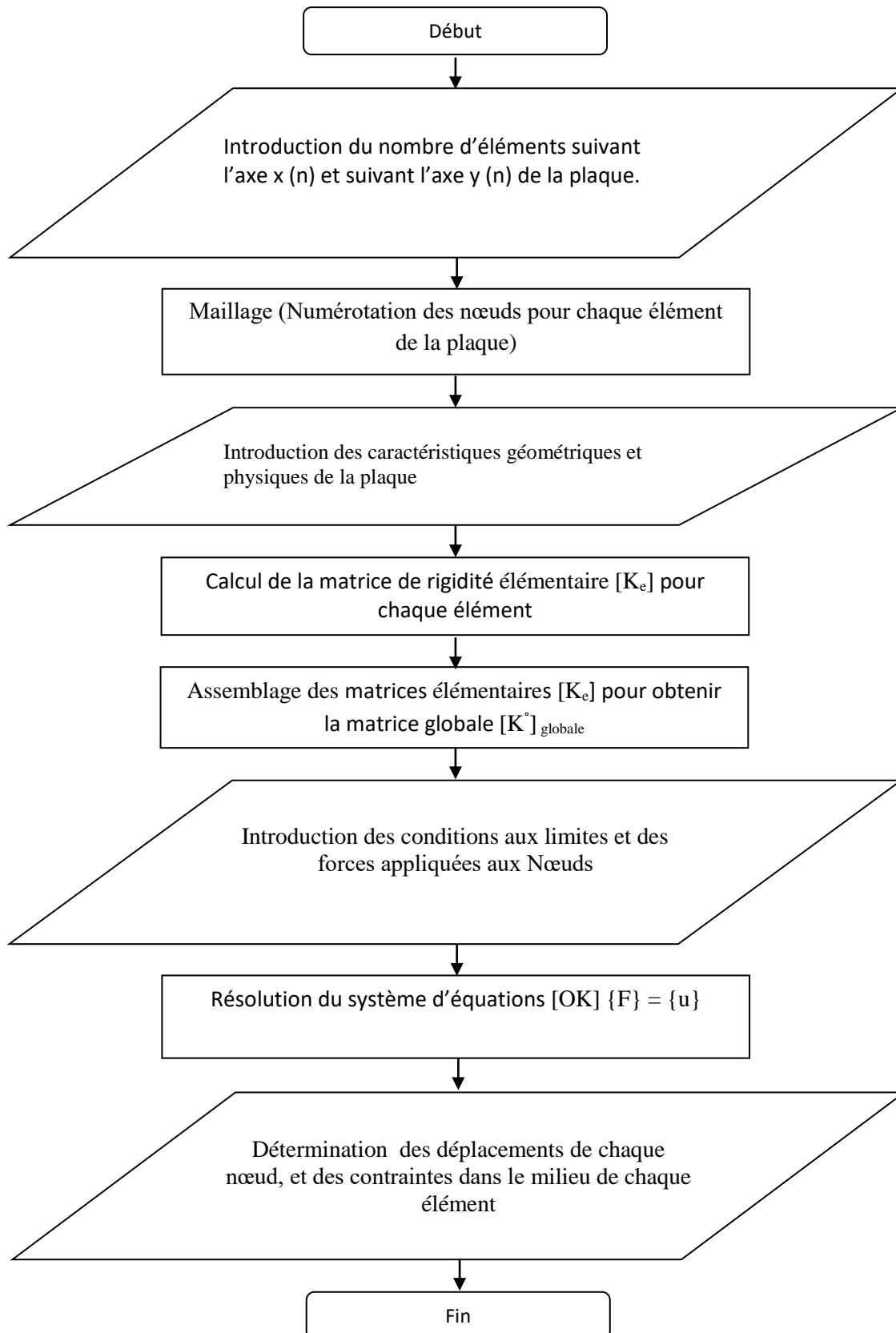


Figure 14.6 : Organigramme du programme de calcul des plaques

14.7.1 Console sous charge concentrée

Nous traitons l'exemple de la (figure 14.7). Il s'agit d'évaluer le déplacement vertical W_{max} à l'extrémité libre de la console, le rapport entre la longueur et l'épaisseur est donné par ($\frac{L}{h} = 1 \text{ à } 100$) afin de voir l'influence du cisaillement transversal introduit discrètement sur le comportement de la structure, la longueur $L = 10$, la largeur $b = 1$, le module d'élasticité (Module de Young) du matériau $E = 1.2 \times 10^6$, le coefficient de Poisson $\nu = 0$, une charge concentrée à l'extrémité de la console $P = 0.1$.

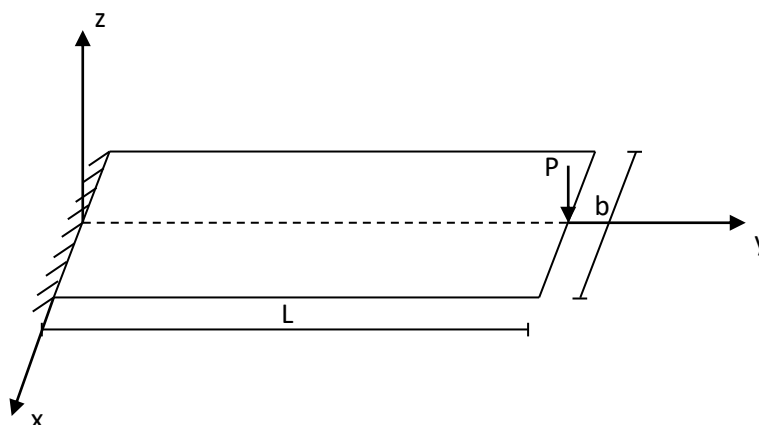


Figure. 14.7 : Console sous charge concentrée

Le déplacement vertical à l'extrémité libre de la plaque est évaluée afin de montrer l'influence du cisaillement transversal sur le comportement de la plaque. la solution analytique du déplacement vertical W à l'extrémité libre donnée par :

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} \left[1 + \frac{1}{2k} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]$$

Si on néglige l'effet de cisaillement transversal sur le comportement de la plaque le déplacement devient: $W = \frac{4PL^3}{Ebh^3}$. Les résultats pour le déplacement vertical à l'extrémité libre ont présenté dans les tableaux suivants:

Les résultats du déplacement vertical à l'extrémité libre sont présentés dans le tableau suivant:

$\frac{L}{h}$	W_{max}						
	1	2	3	4	5	10	100
ACM	3.34×10^{-7}	2.68×10^{-6}	9.06×10^{-6}	2.14×10^{-5}	4.18×10^{-5}	3.44×10^{-4}	0.3344
ABAQUS	5.523×10^{-7}	3.105×10^{-6}	9.657×10^{-6}	2.221×10^{-5}	4.276×10^{-5}	3.355×10^{-4}	0.3334
Solution analytique	5.33×10^{-7}	3.1×10^{-6}	9.62×10^{-6}	2.21×10^{-5}	4.26×10^{-5}	3.3×10^{-4}	0.3333

Tableau 14.1 : Influence de l'élancement L/h sur la flèche maximale du console

• Calcul de la flèche analytiquement

- Pour $\frac{L}{h} = 1$:

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} \left[1 + \frac{1}{2K} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 10^3} \left[1 + \frac{1}{2 \times \frac{5}{6}} \left(\frac{10}{10} \right)^2 \right] = 5,33 \times 10^{-7} mm$$

- Pour $\frac{L}{h} = 2$:

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} \left[1 + \frac{1}{2K} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 5^3} \left[1 + \frac{1}{2 \times \frac{5}{6}} \left(\frac{5}{10} \right)^2 \right] = 3,1 \times 10^{-6} mm$$

- Pour $\frac{L}{h} = 3$:

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} \left[1 + \frac{1}{2K} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 3,33^3} \left[1 + \frac{1}{2 \times \frac{5}{6}} \left(\frac{3,33}{10} \right)^2 \right] = 9,62 \times 10^{-6} mm$$

- Pour $\frac{L}{h} = 4$:

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} \left[1 + \frac{1}{2K} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 2,5^3} \left[1 + \frac{1}{2 \times \frac{5}{6}} \left(\frac{2,5}{10} \right)^2 \right] = 2,21 \times 10^{-5} mm$$

- Pour $\frac{L}{h} = 5$:

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} \left[1 + \frac{1}{2K} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right] = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 2^3} \left[1 + \frac{1}{2 \times \frac{5}{6}} \left(\frac{2}{10} \right)^2 \right] = 4,26 \times 10^{-5} mm$$

- Pour $\frac{L}{h} = 10$:

$$W = \frac{4PL^3}{Ebh^3} = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 1^3} = 3,33 \times 10^{-4} mm$$

- Pour $\frac{L}{h} = 100$:

$$W = \frac{4PL^3}{Eb h^3} = \frac{4 \times 0.1 \times 10^3}{1.2 \times 10^6 \times 1 \times 0.1^3} = 0,333 \text{ mm}$$

Représentation graphique de la répartition des déplacements de la console par ABAQUS :

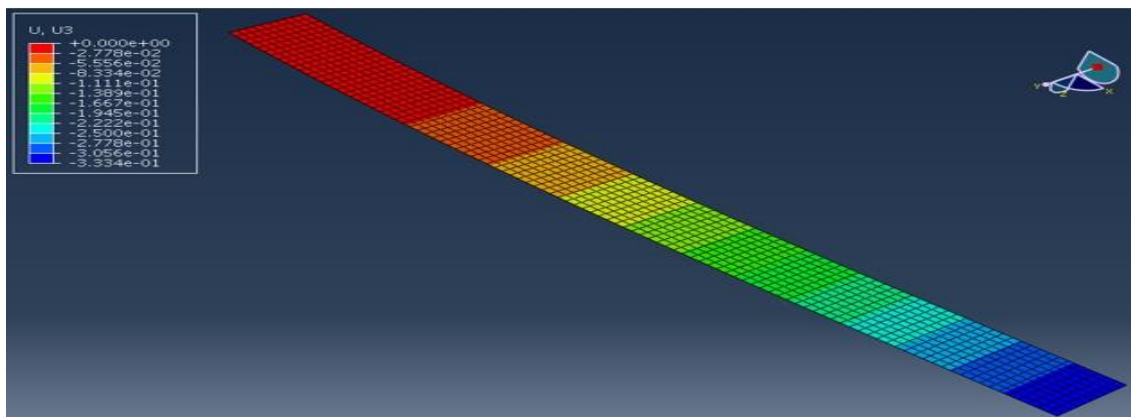


Figure14.8 : Présentation graphique par ABAQUS d’une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 1$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

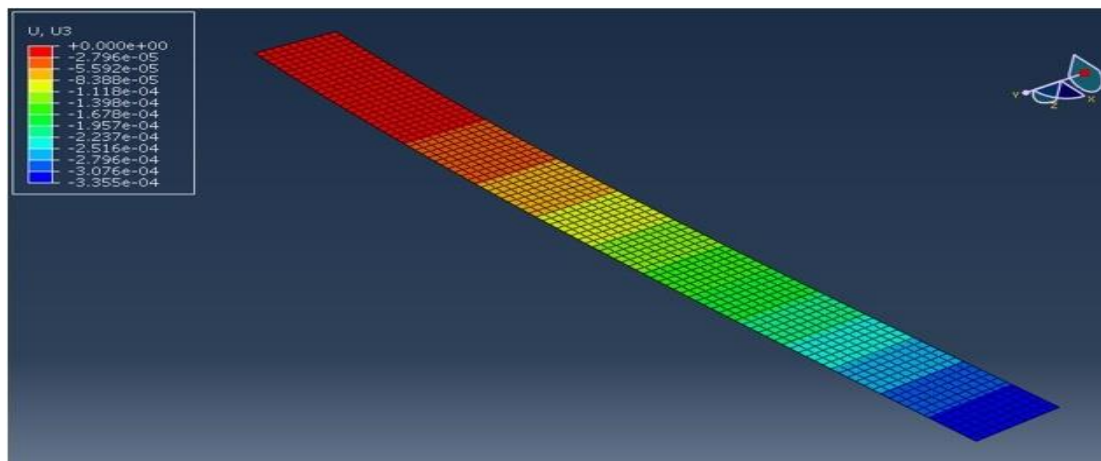


Figure14.9 :Présentation graphique par ABAQUS d’une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 10$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

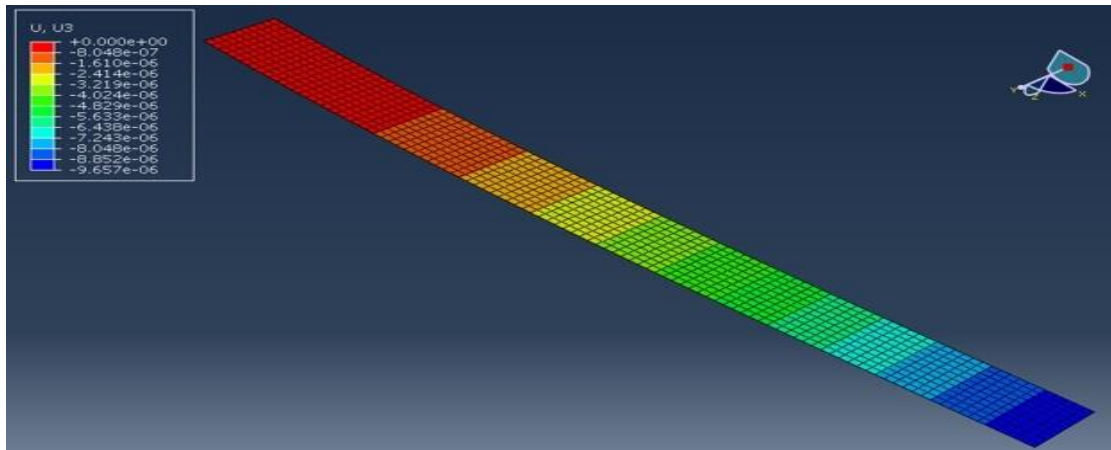


Figure14.10 :Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge

concentrée ($\frac{L}{h} = 5$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

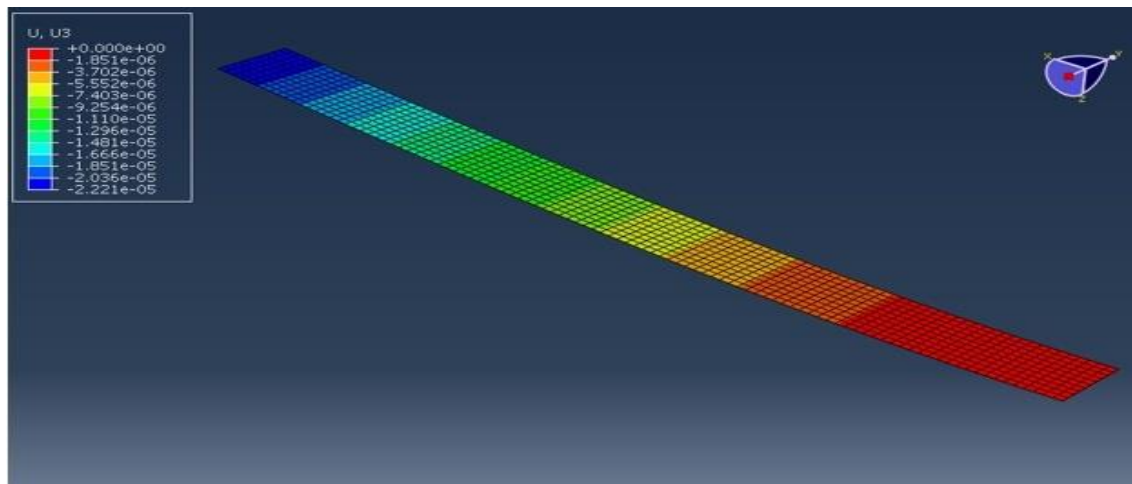


Figure14.11 : Présentation graphique par ABAQUS d'une console sous charge

concentrée ($\frac{L}{h} = 4$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

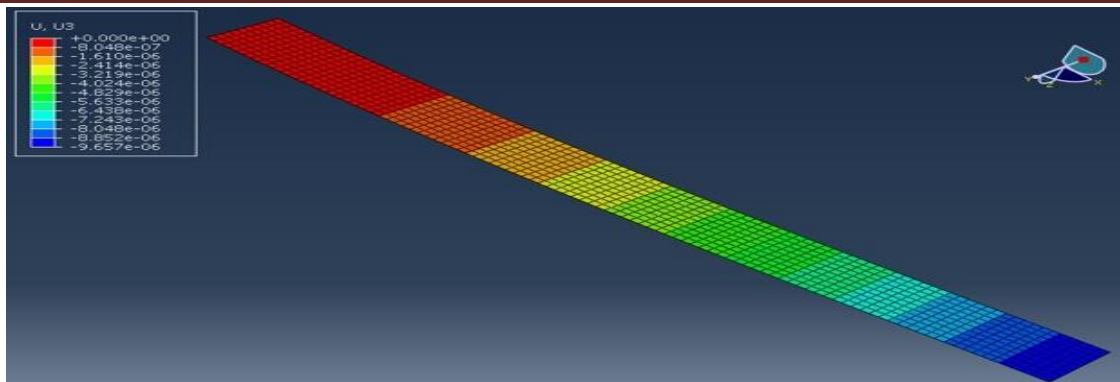


Figure14.12 : Présentation graphique par ABAQUS d’une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 3$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

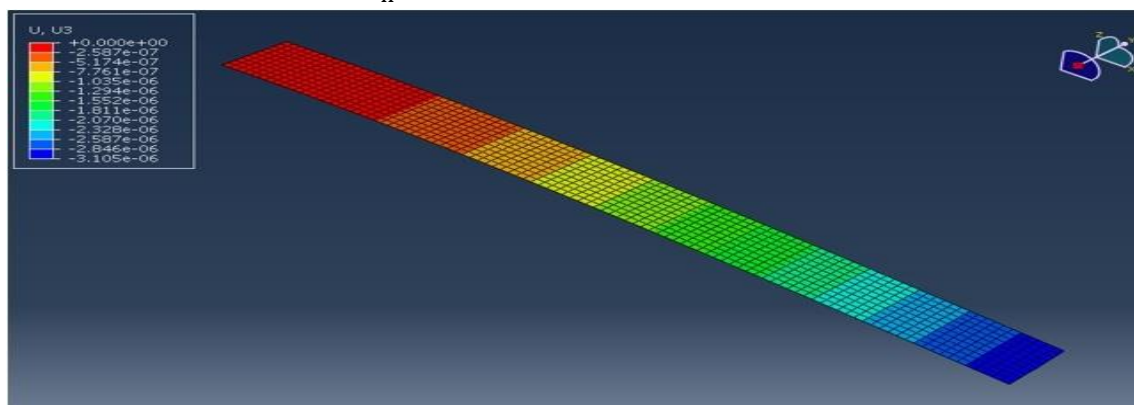


Figure14.13 : Présentation graphique par ABAQUS d’une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 2$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

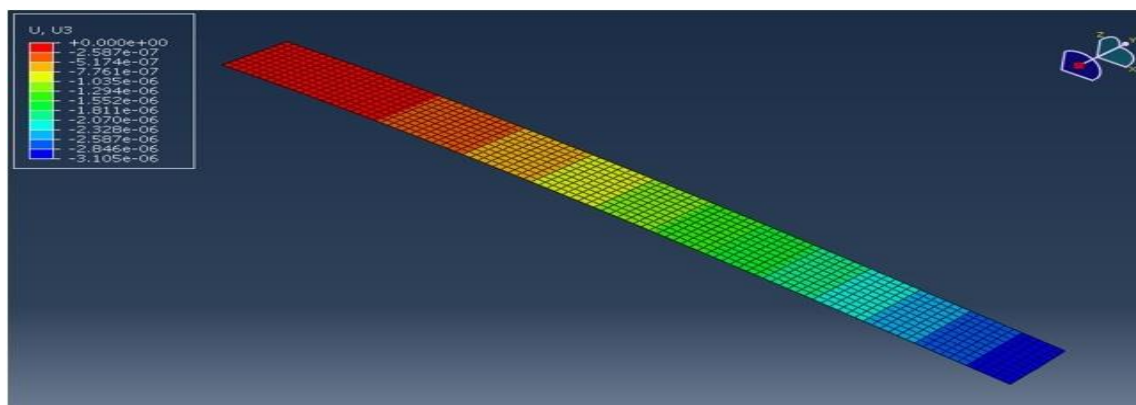


Figure14.14 : Présentation graphique par ABAQUS d’une console sous charge concentrée ($\frac{L}{h} = 1$ P 0.1, $\nu = 0.3$, $E = 1.2 \times 10^6$)

Analyse et interprétation

D'après Les résultats numériques obtenus et montrés dans les figures (14.8),(14.9), (14.10),(14.11),(14.12),(14.13) et (14.14), présentent une satisfaction importante, car la simulation convergent suffisamment vers les solutions analytiques.

Plusieurs paramètres ont une influence sur la réponse et le comportement de la console tel que le rapport géométrique (L/h), le module de Young, le coefficient de Poisson.

Les résultats obtenus à l'aide des logiciels ABAQUS montrent clairement une excellente convergence dans l'analyse des plaques épaisses ou minces.

L'élément ACM a une convergence monotone dans le cas de l'analyse des plaques minces.

L'élément ACM a une insuffisance vis-à-vis de la convergence dans le cas des plaques épaisses (blocage très sévère en cisaillement transversal CT).

14.8 Conclusion

L'élément étudié (ACM) a l'avantage d'étudier le problème de flexion des plaques minces de manière économique (car ne nécessitant pas un raffinement important du maillage, vu qu'un maillage de 10X10 éléments peut nous donner une convergence satisfaisante par rapport aux solutions de référence et cela pour la totalité des tests réalisés).

Il est recommandé pour le calcul des plaques en flexion sur un sol élastique, d'utiliser les Plaques de MINDLIN (épaisse) comme référence, et ce dans le choix de l'élément finis utilisé dans les codes de calcul.



Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons effectué l'étude et la conception d'un passage supérieur, L'ouvrage en question s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El-Eulma sur 110 km, afin de traverser une route existante RN77, Sa longueur est de 53,1 m, implanté à Beni Aziz au niveau du PK 75+400.

Dans ce même mémoire, une partie a été réservée à la modélisation des plaques par la méthode des éléments finis à travers la formulation d'un élément basé sur l'approche en déplacement (ACM), et l'utilisation d'un programme élément finis pour effectuer des tests de validation sur cet élément, dans le même contexte, une comparaison a été faite entre les résultats donnés par l'élément en question et ceux calculés à travers des codes calcul.

L'étude de l'ouvrage d'art objet de notre PFE nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances à travers les différentes phases d'étude et de réalisation, tout en passant et sans s'y limiter, par les points suivants :

Dans la partie conception, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante la plus avantageuse, cette phase constitue une étape primordiale dans le projet ouvrage d'art. Plusieurs variantes ont été proposées et analysées, un choix à la fin été statué sur la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et de l'étudier d'une manière profonde.

Cette étude nous a permis d'acquérir certain point essentiel dans un projet d'ouvrage d'art à savoir :

- ✓ L'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessite une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi.
- ✓ La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.
- ✓ Un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de modélisation des structures, des normes conceptions et de calcul, et des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution.

Conclusion générale

- ✓ Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont.
- ✓ Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, de gagner le délai et nécessite moins de main d'œuvre tout en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil en utilisant le logiciel SAP 2000, SOCOTEC, ROBOTetc.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, les matériaux de construction, la mécanique des milieux continus, l'analyse des structures, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

D'autre part, cette étude nous a permis de mettre en évidence certaines notions de base sur l'utilisation de la méthode des éléments finis dans l'analyse des plaques, à savoir :

- i- Comprendre le comportement élastique des poutres et donner une très bonne présentation de l'état flexionnel sous l'effet de chargement.
- ii- La formulation et l'utilisation des éléments de plaque formulés à travers l'approche en Déplacement, et en particulier l'élément ACM.
- iii- L'influence d'une variation dans l'épaisseur h sur l'état flexionnel des plaques.
- iv- L'élément ACM a une convergence monotone dans le cas de l'analyse des plaques minces.
- v- L'élément ACM a une insuffisance vis-à-vis de la convergence dans le cas des plaques épaisses (blocage très sévère en cisaillement transversal CT).
- vi- Dans le calcul des plaques en flexion ; le logiciel ABAQUS, a donné des résultats qui convergent d'une manière fiable vers la solution analytique.
- vii- A la fin il y'a lieu de dire que la méthode des éléments finis présente des résultats qui se convergent d'avantage avec ceux des méthodes analytiques.

Bibliographie

Bibliographies

Ouvrage :

- [1] : Anne Bernard – Gerry st Jen – Armand Calgaro, conception des ponts, Paris, 1991.
- [2] :J.A Calgaro, projet et construction des ponts, Paris, 1999.
- [3] : Les donnes de projet.
- [4] :R.P.O.A, règle parasismique applicable au domaine ouvrage d'art, 2008.
- [5] : Fascicule 61 du CPC titre II
- [6] : BAEL91, Guide pratique d'utilisation des règles, 1991.
- [7] : B.P.E.L, Calcul et vérification des ouvrages en béton précontrainte ,1991.
- [8] :Cours pont de 1^{ere} année master.
- [9] : Guide technique SETRA : service d'études techniques des routes et autoroutes 1996.
- [10] : Guide technique SETRA : service d'études techniques des routes et autoroutes 2007.
- [11] : Calcul manuel ROBOT.
- [12] : Guide SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation sur les ponts, viaducs et structure similaires, juillet 2007.
- [13] : Guide technique SETRA, décembre 2013 (Joints de chaussée des ponts-routes).
- [14] : Alaa CHATEAUUNEUF, comprendre les éléments finis, Ellipses Edition Marketing S.A., 2005.
- [15] : Belarbi M.T et Charif « Nouvel élément secteur basé sur le model en déformation avec rotation dans le plan », Revue Européenne des Eléments Finis Vol.7, Juin 1998.
- [16] : S.Timoshenko « Théorie des plaques et coques », Université de Stanford, édition 1961, volume 1 et 2.
- [17] : Belounar.L et Guenfoud.M « Nouvel élément rectangulaire basé sur l'approche en déformation », Thin Walled Structures, Vol.43, Juin 2005.

Mémoires de master

Mémoires de fin d'étude : étude d'un pont à poutre en béton précontraint.

Logiciels techniques :

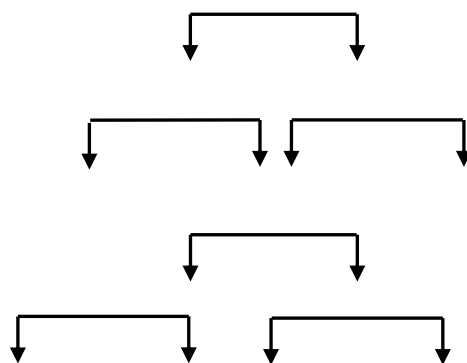
- ROBOT 2014.
- SOCOTEC.
- SAP2000.
- Microsoft office 2010.
- ABAQUS
- FORTRAN77



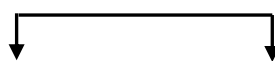
Annexes

ligne d'influence (K α)

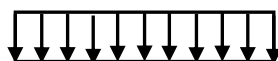
poutre 6



1vc
Bc
2vc
1vc
Bt
2vc



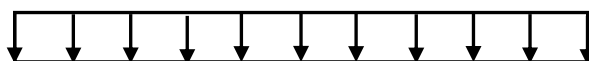
MC120



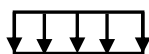
D240



1vc

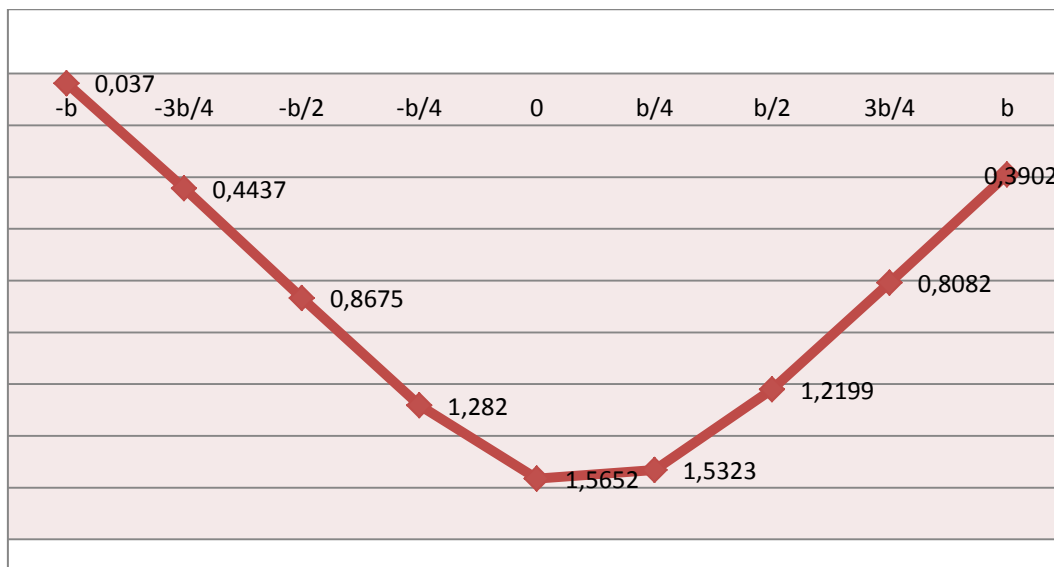


A(L)

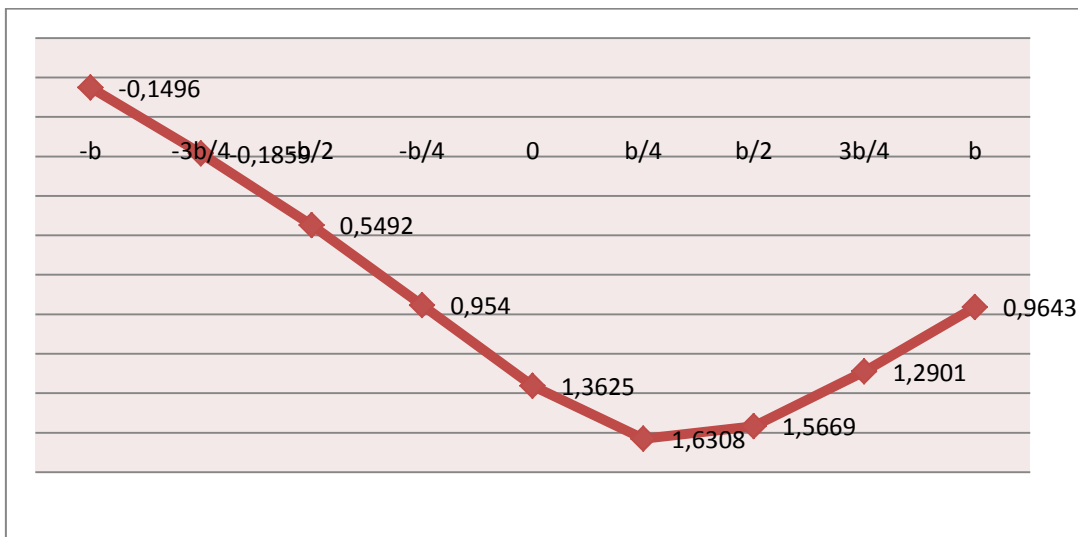
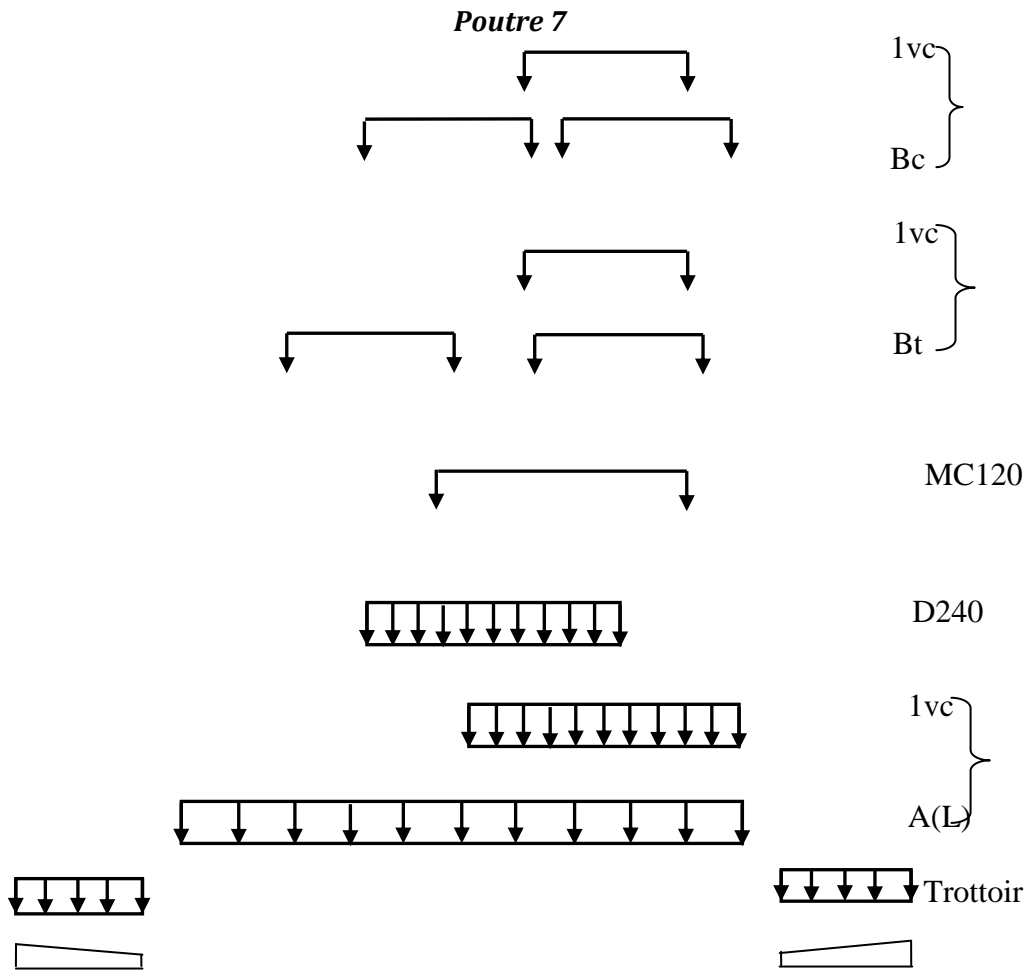


2vc

Trottoir

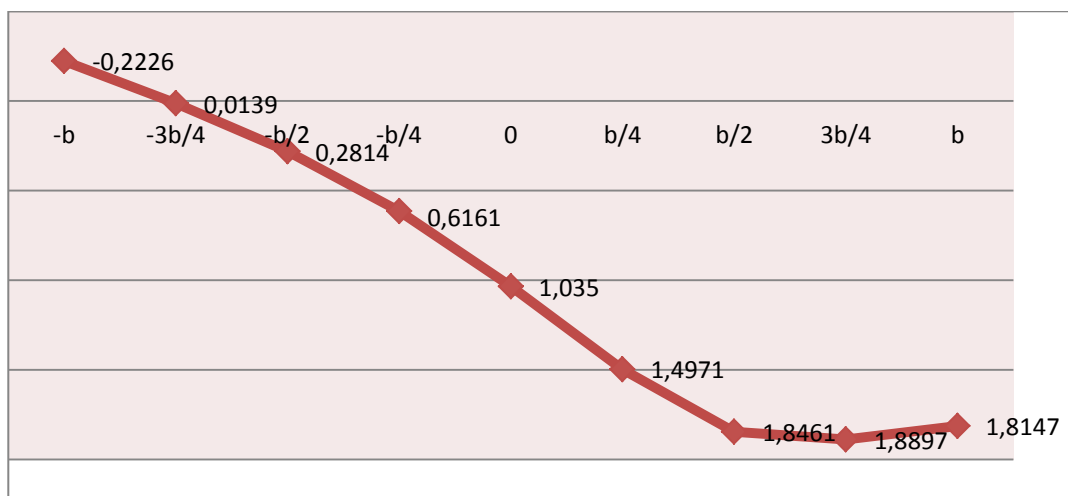
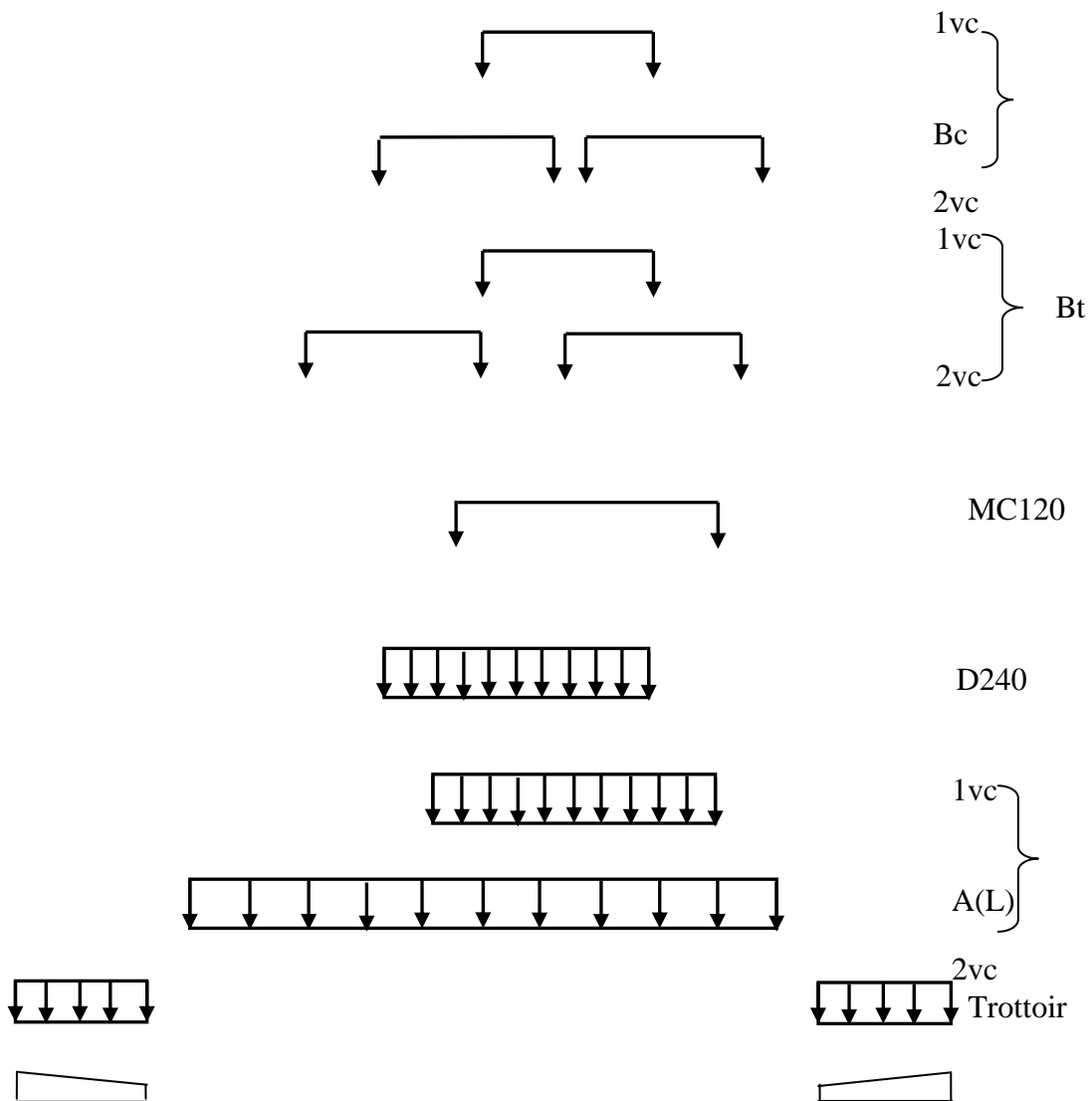


ligne d'influence (K α)



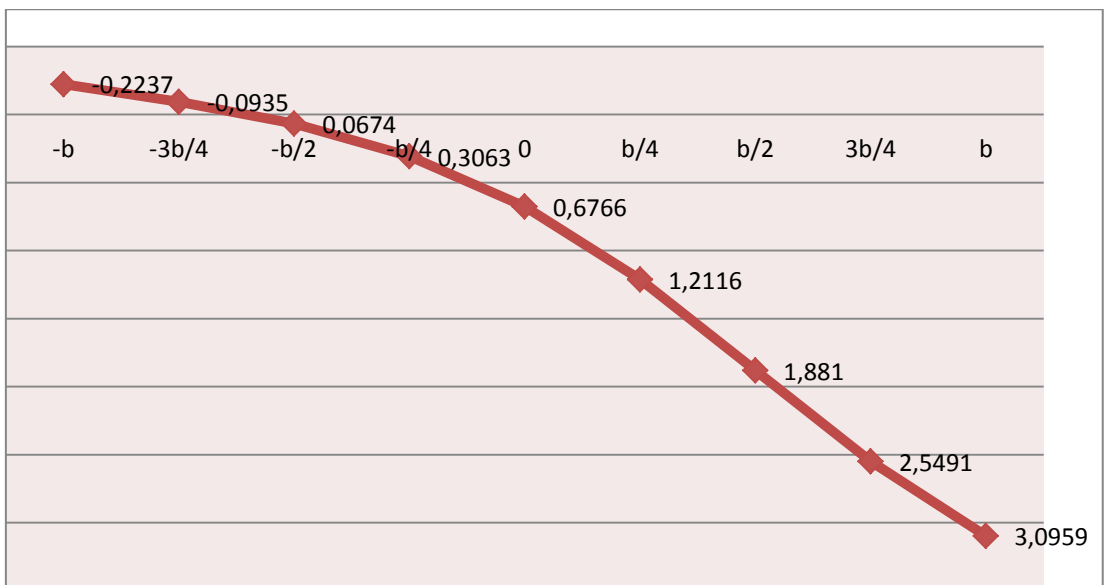
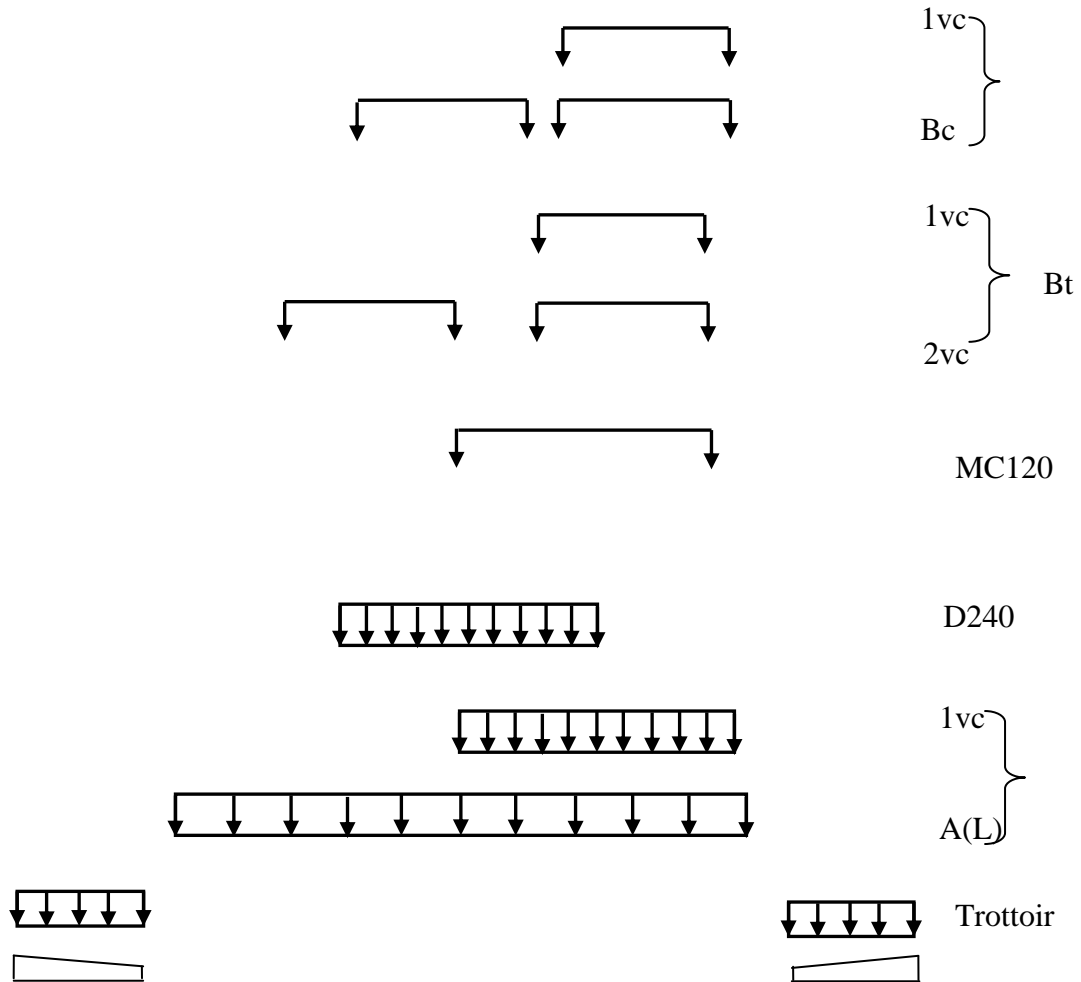
ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 8



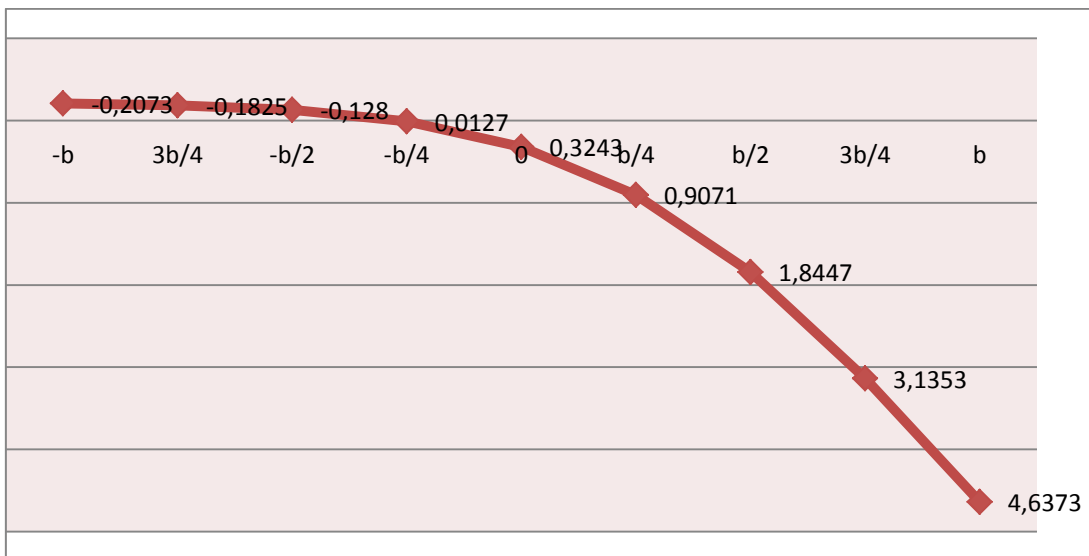
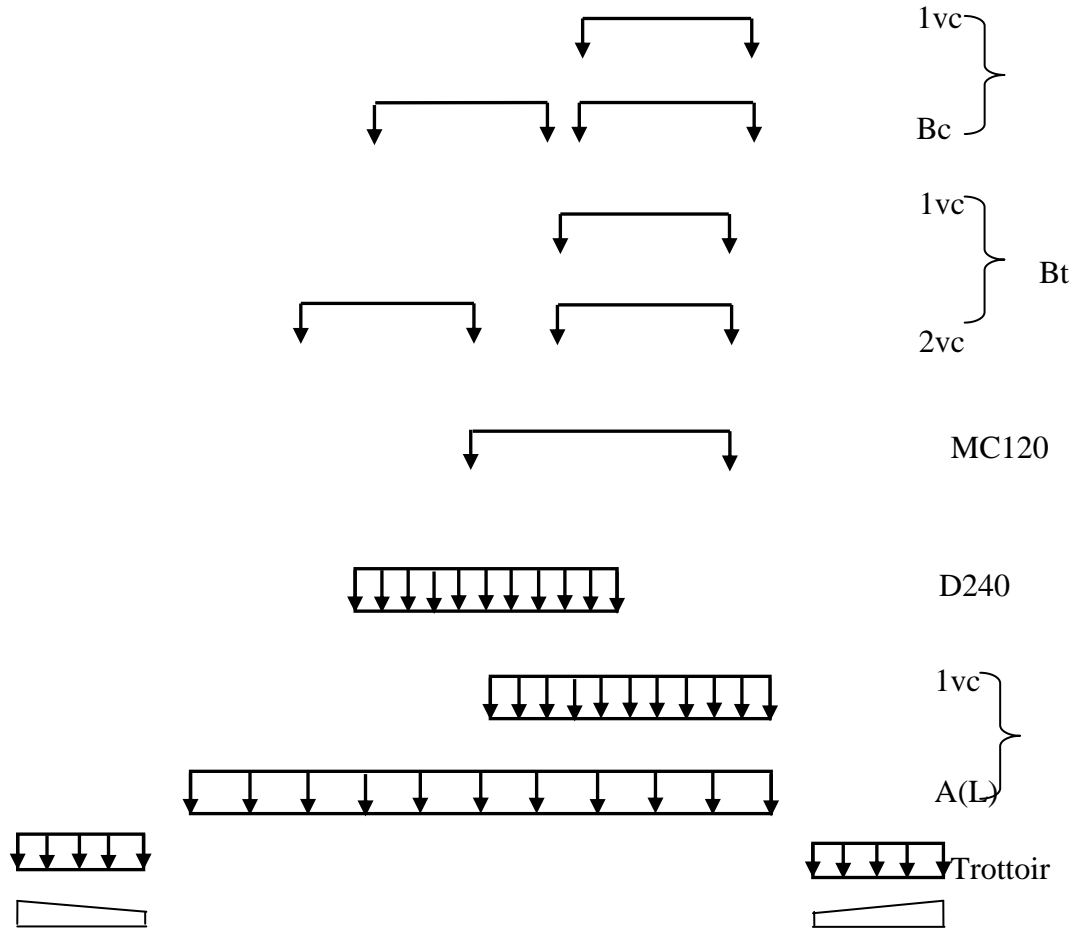
Ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 9



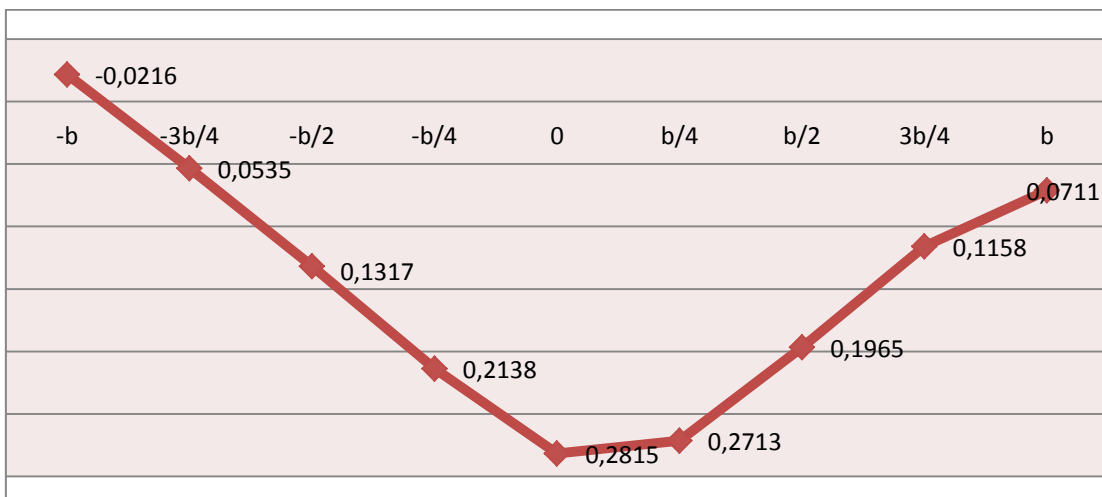
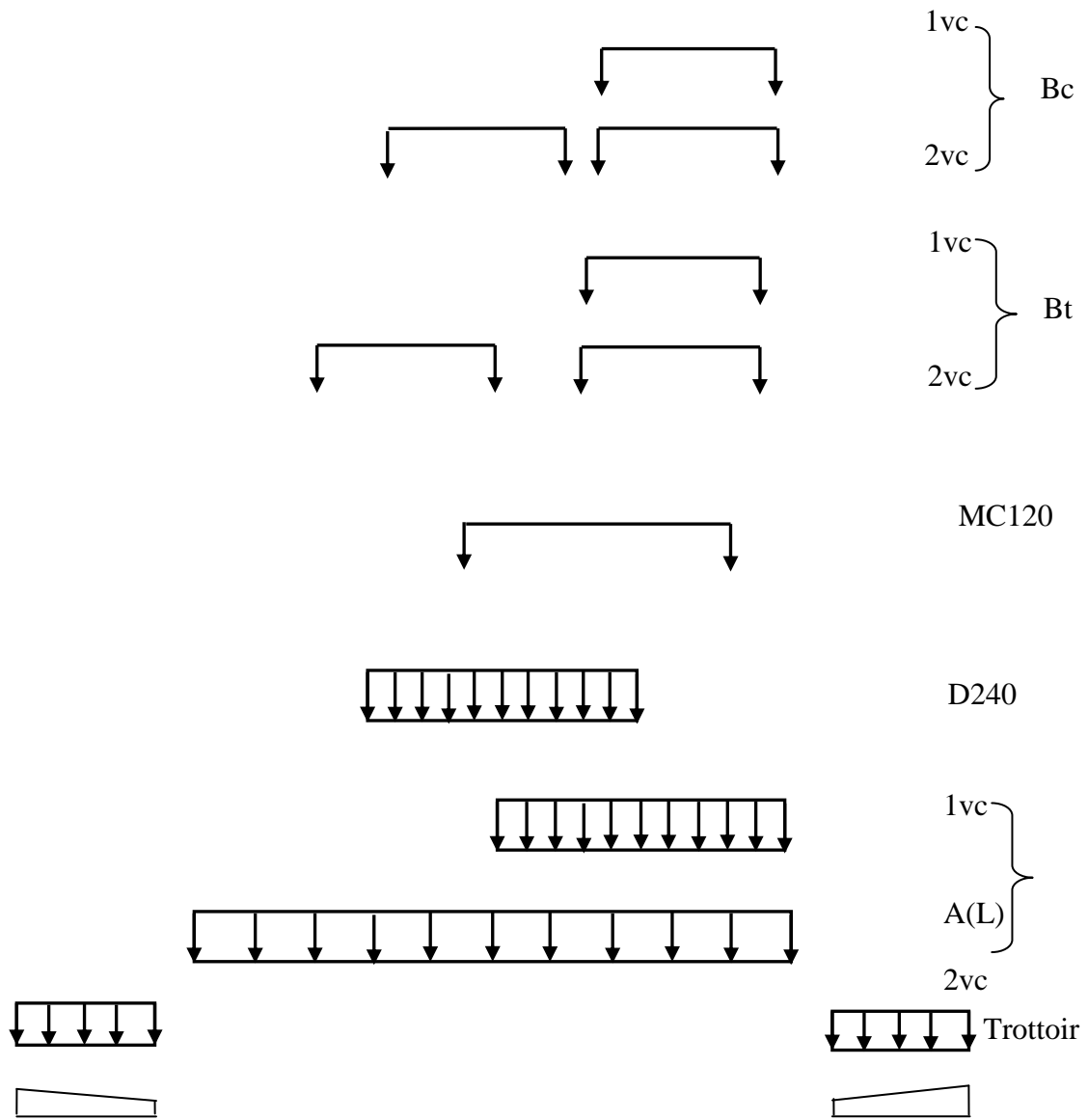
Ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 10



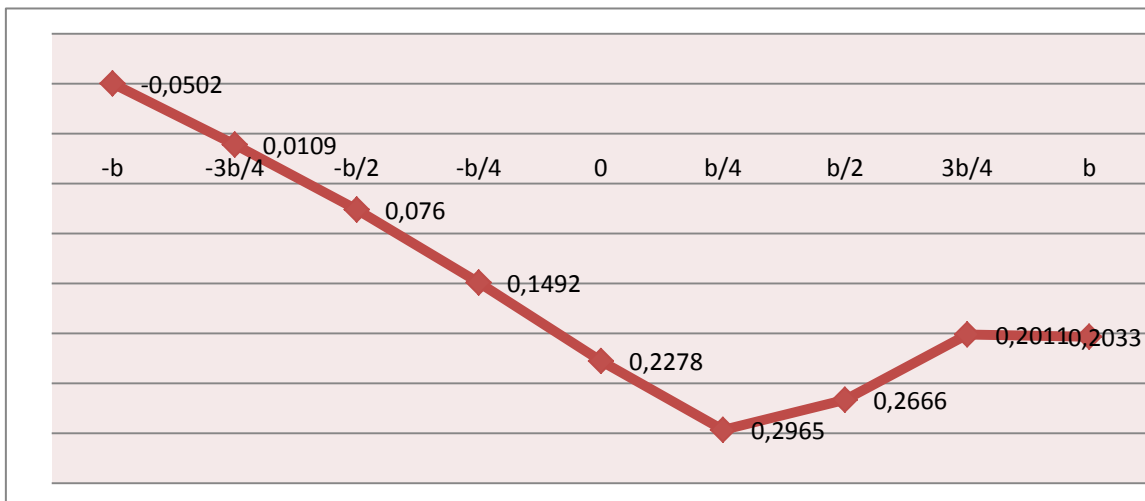
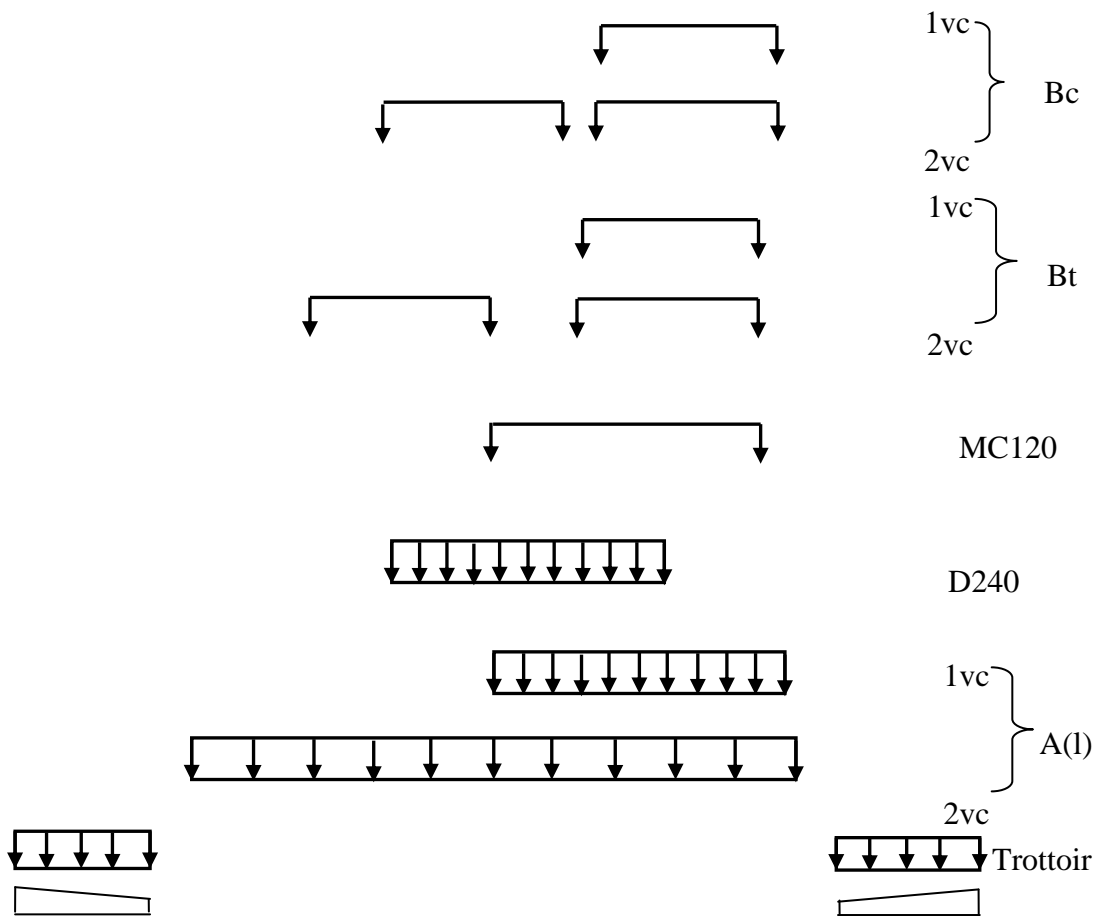
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 6



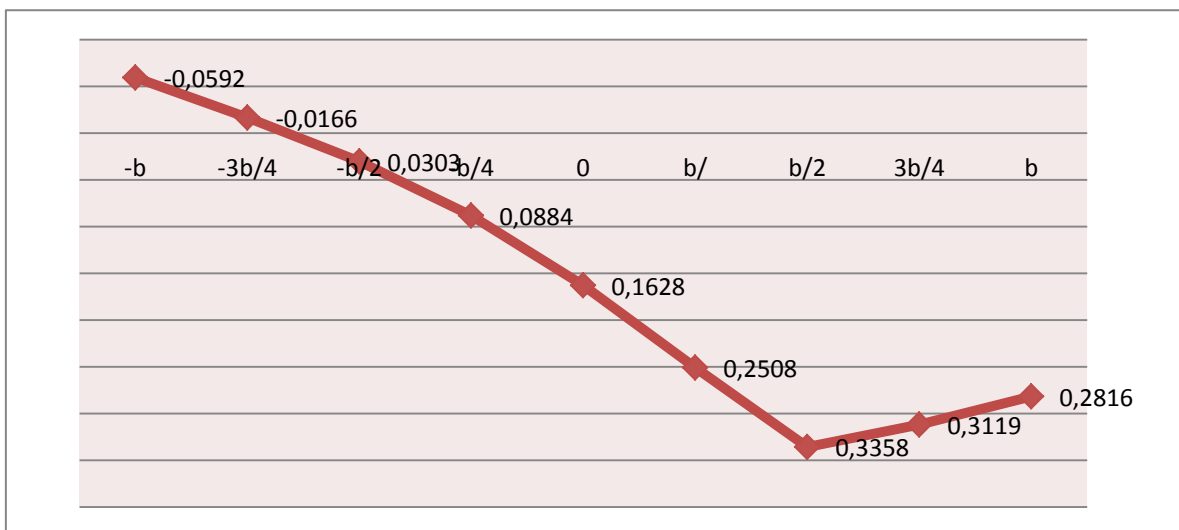
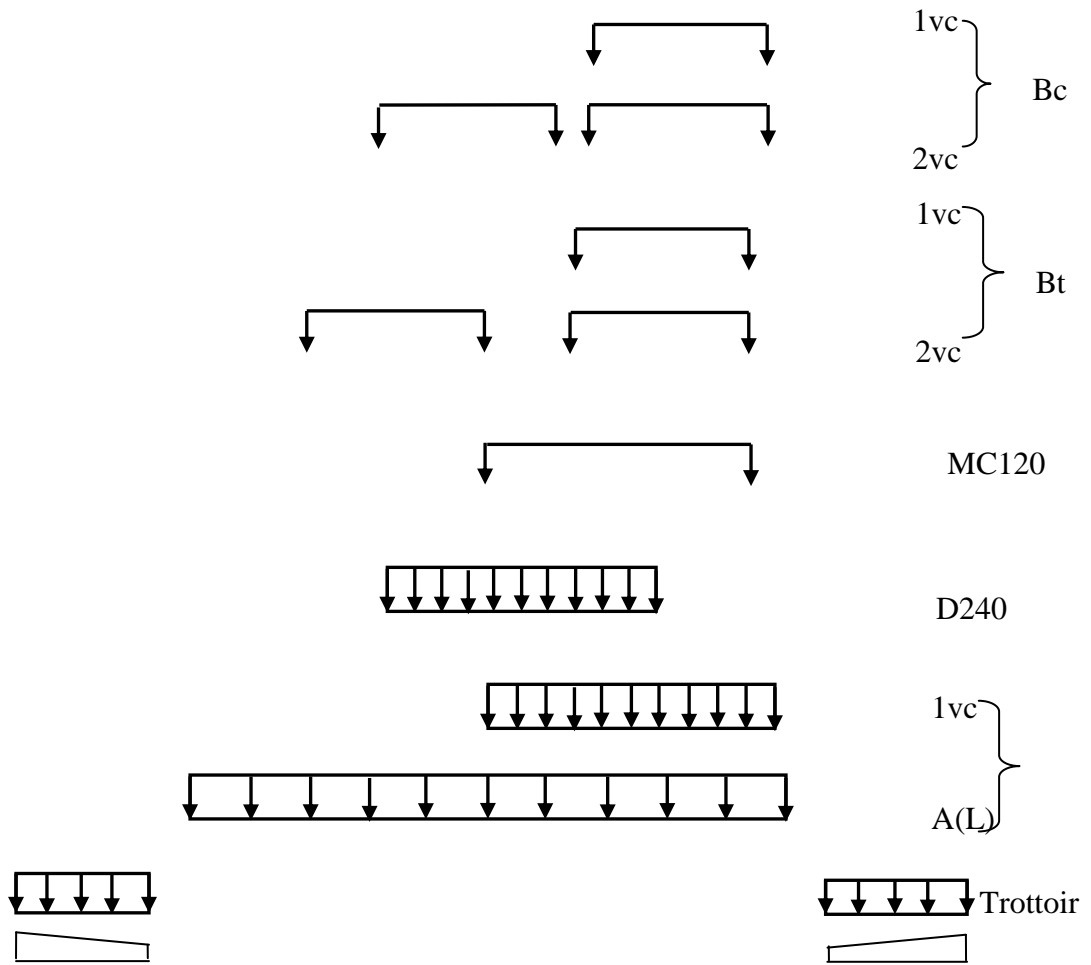
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 7



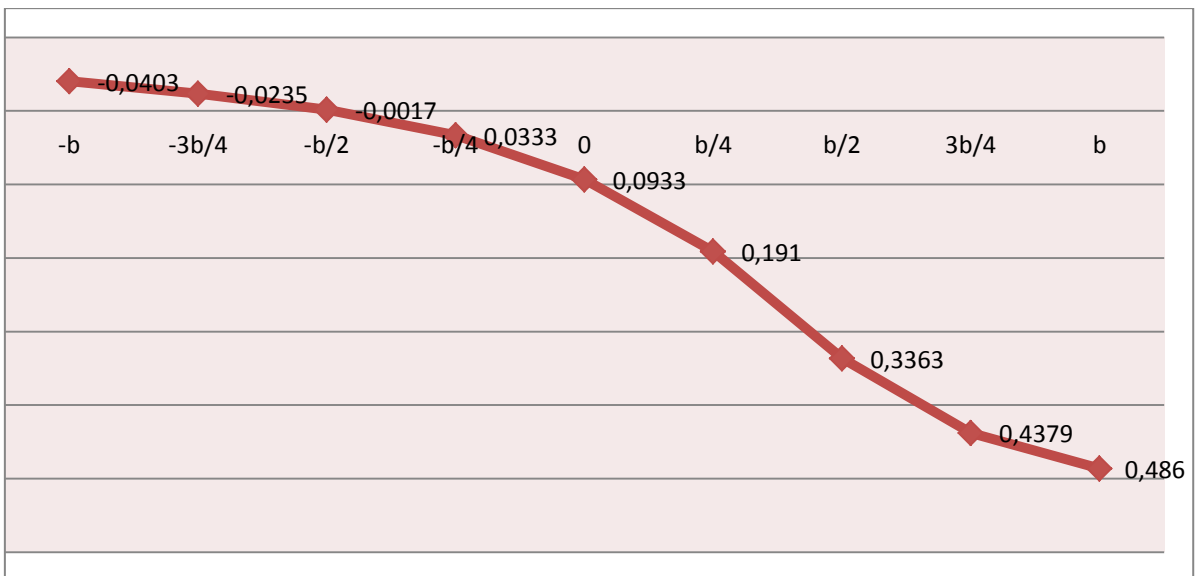
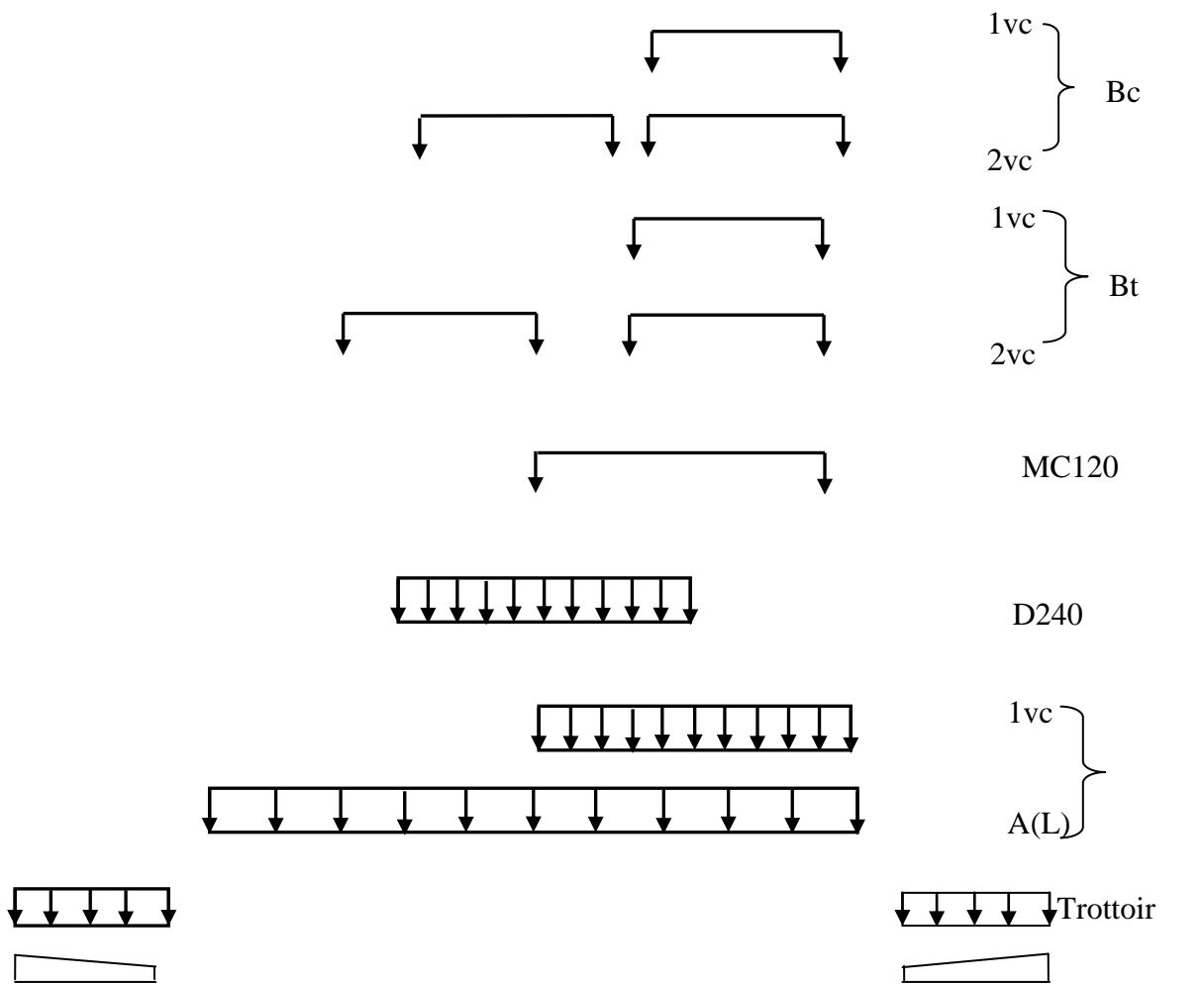
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 8



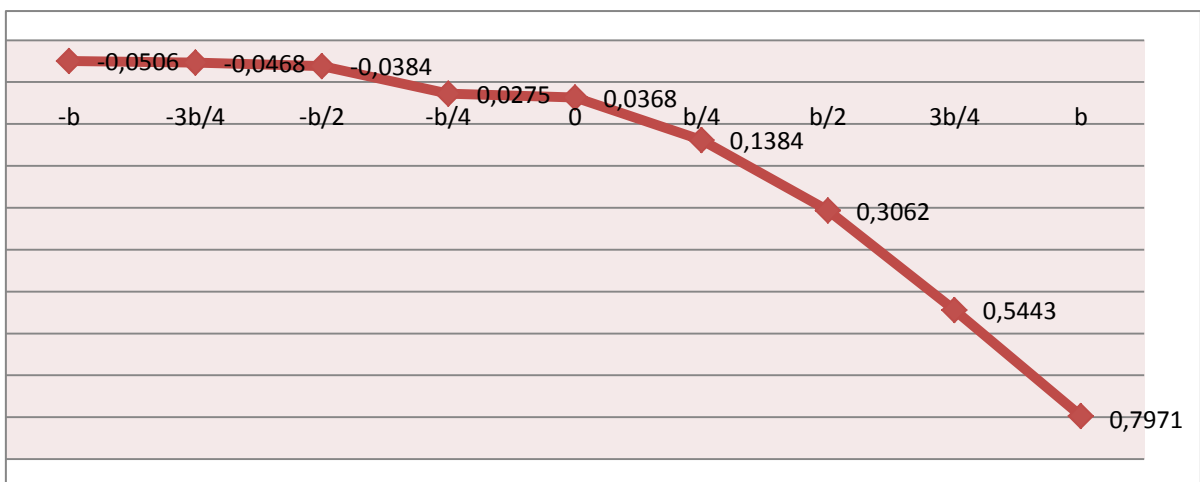
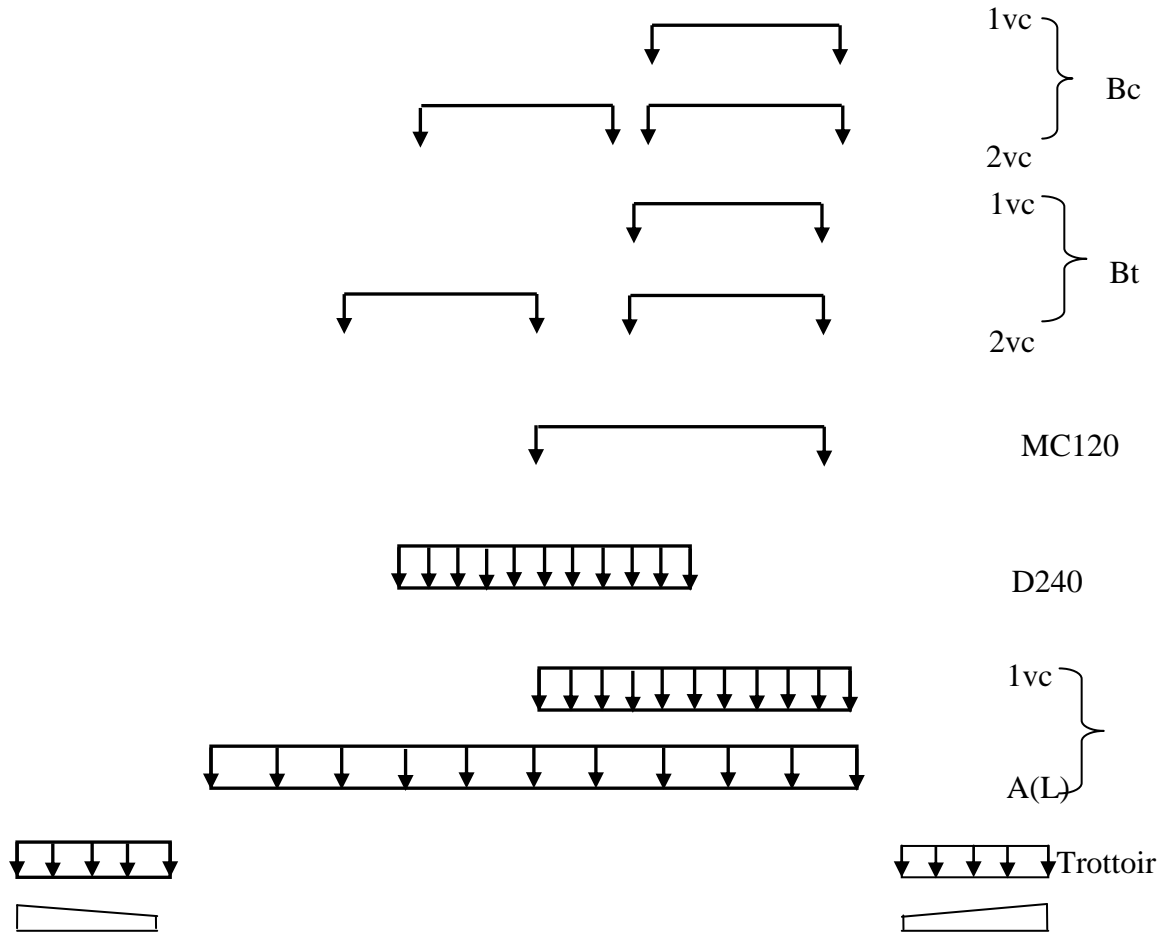
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 9



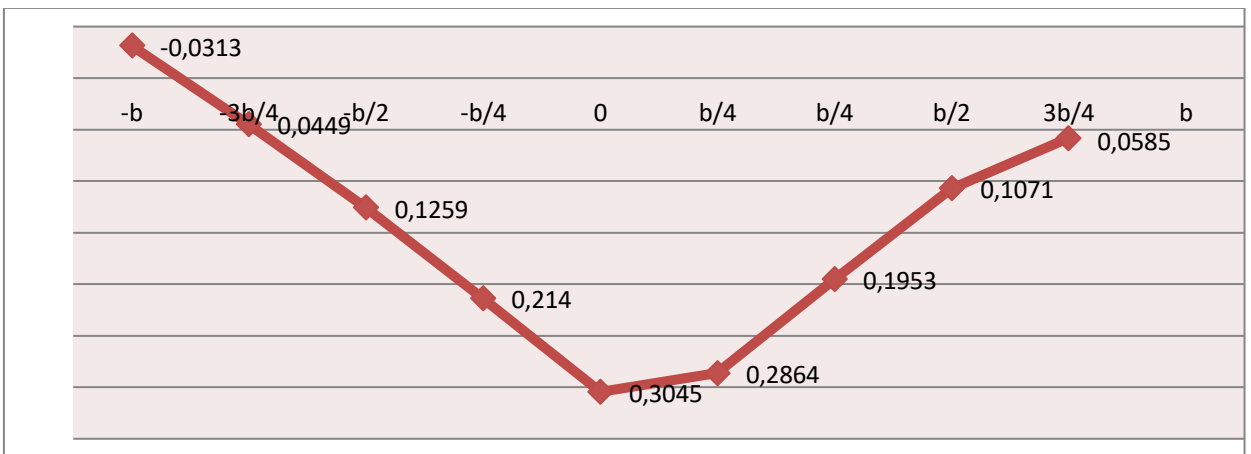
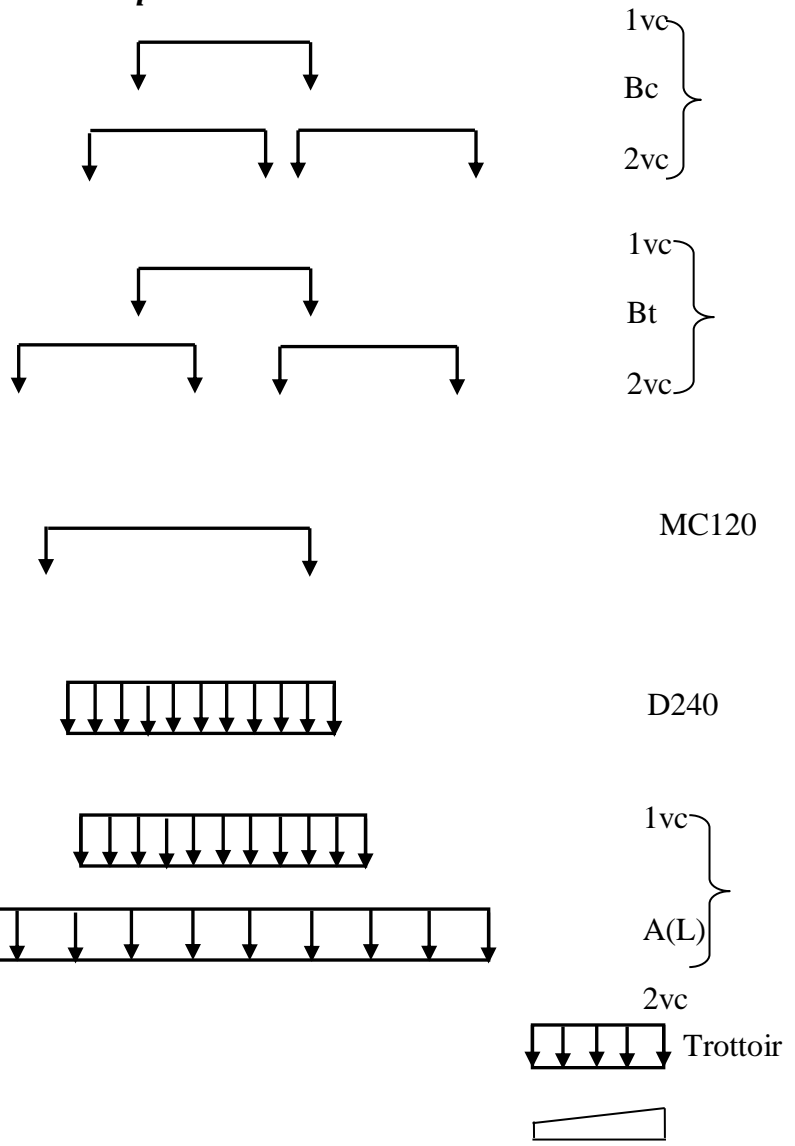
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 10



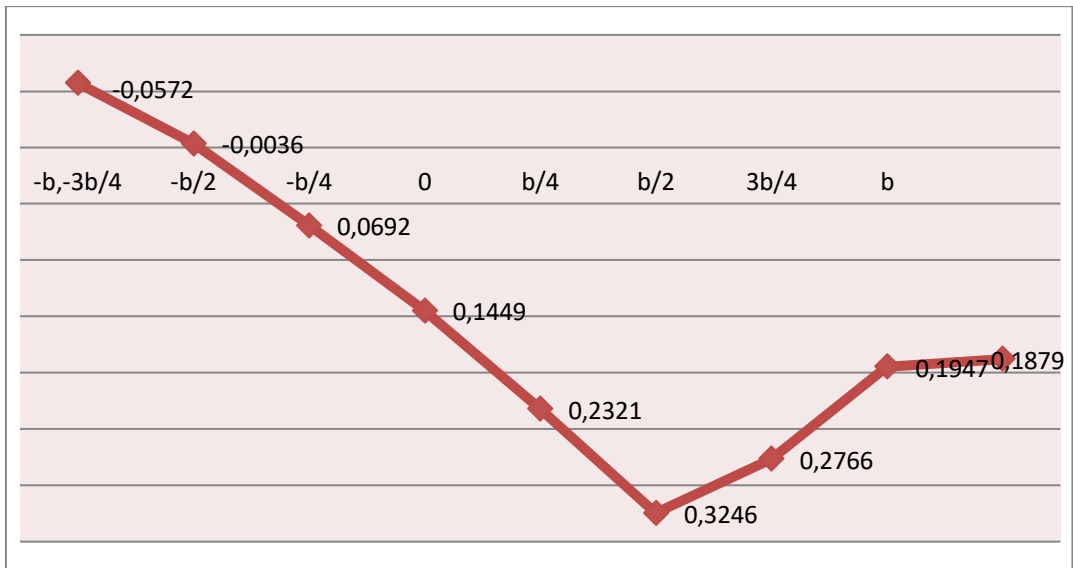
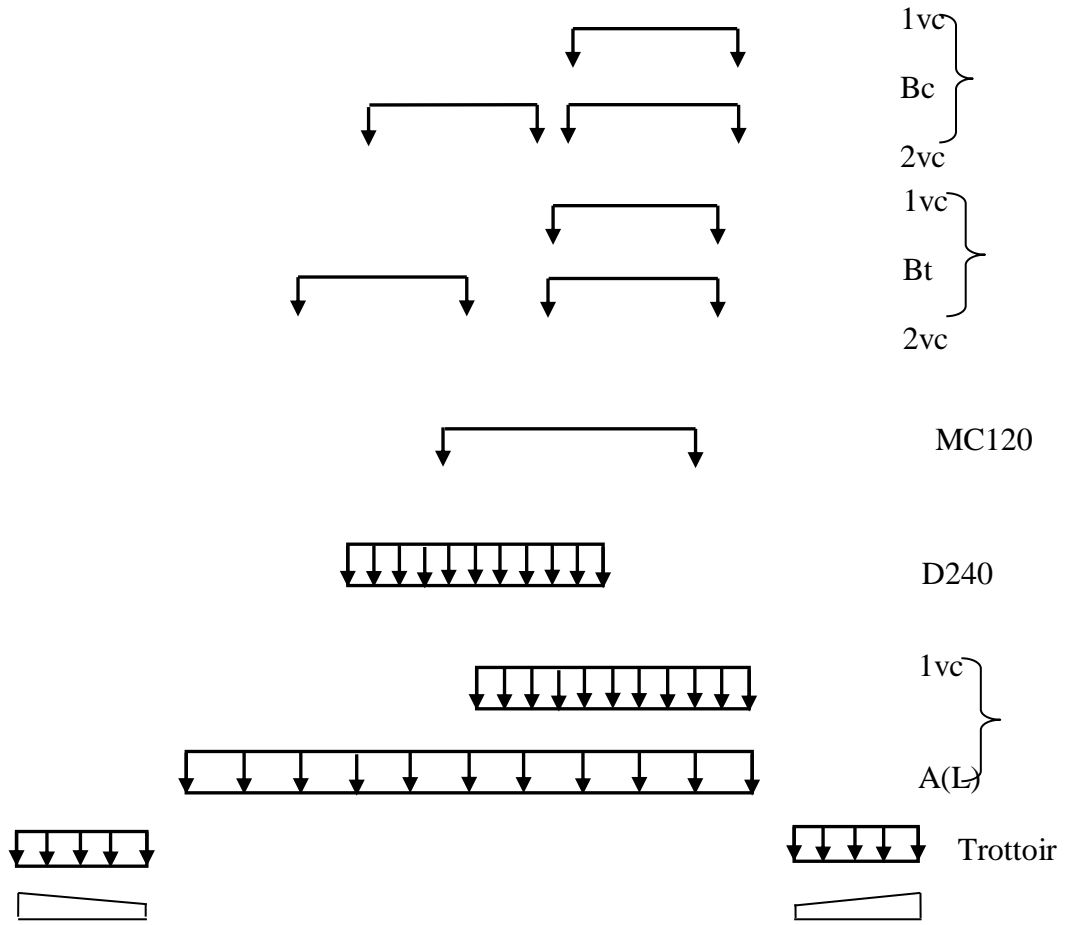
Ligne d'influence ($\epsilon\bar{\alpha}$)

poutre 6



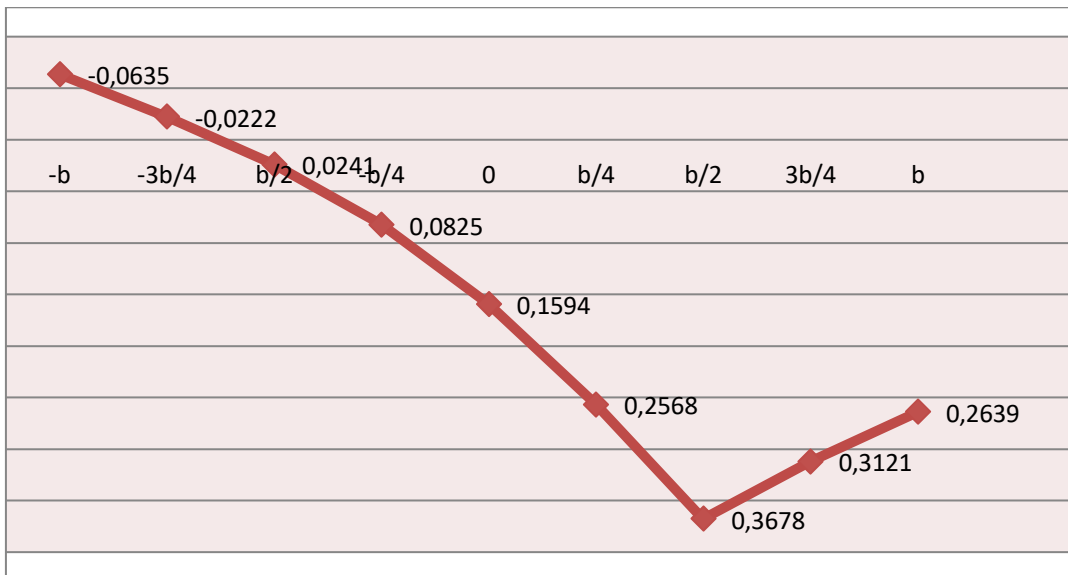
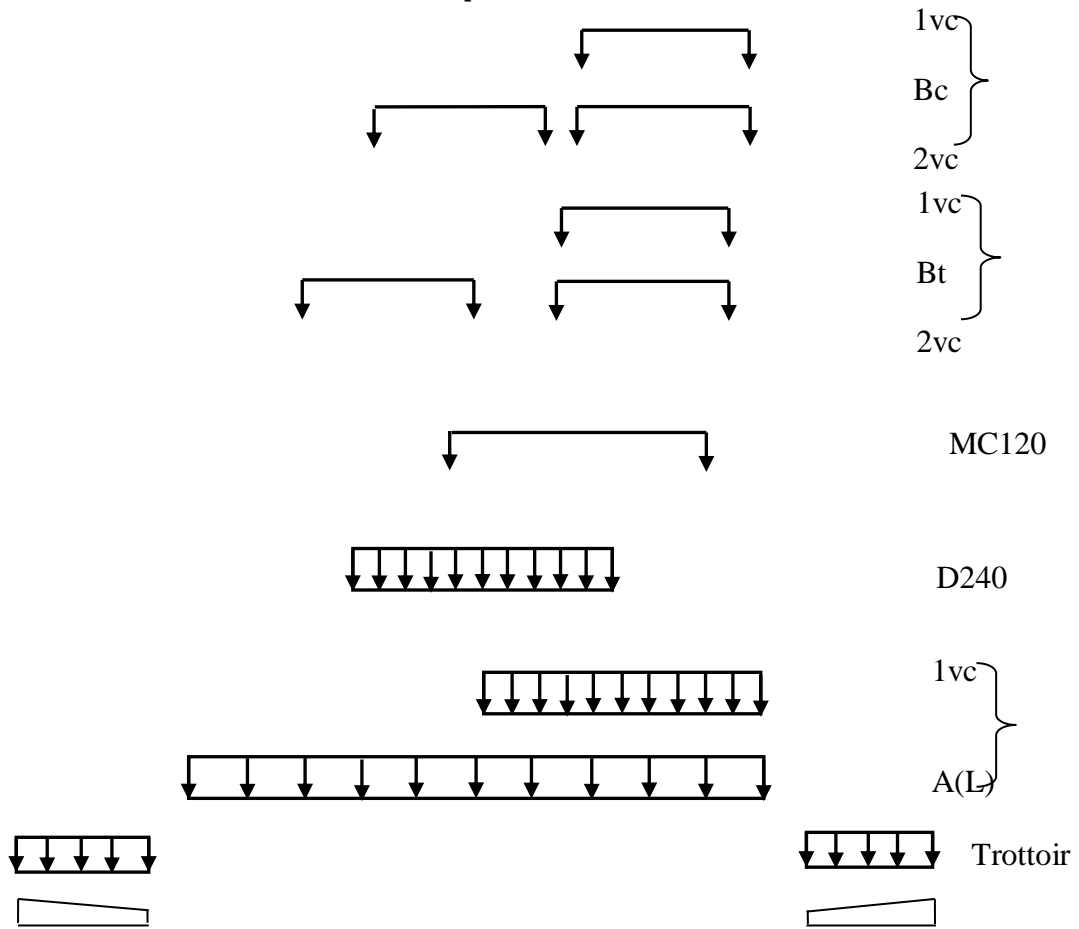
Ligne d'influence ($\varepsilon\bar{\alpha}$)

poutre 7



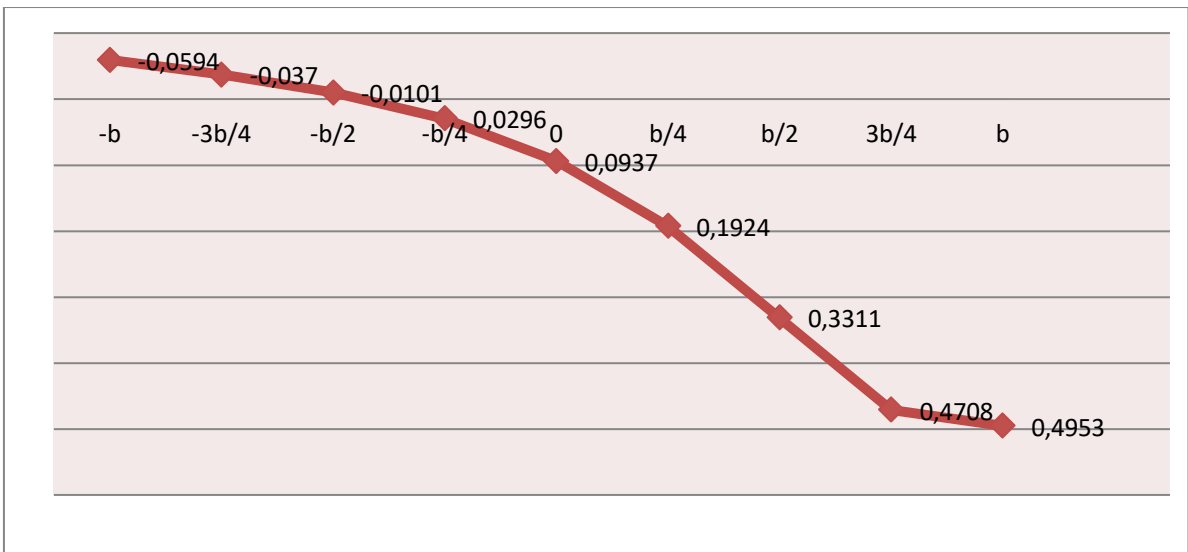
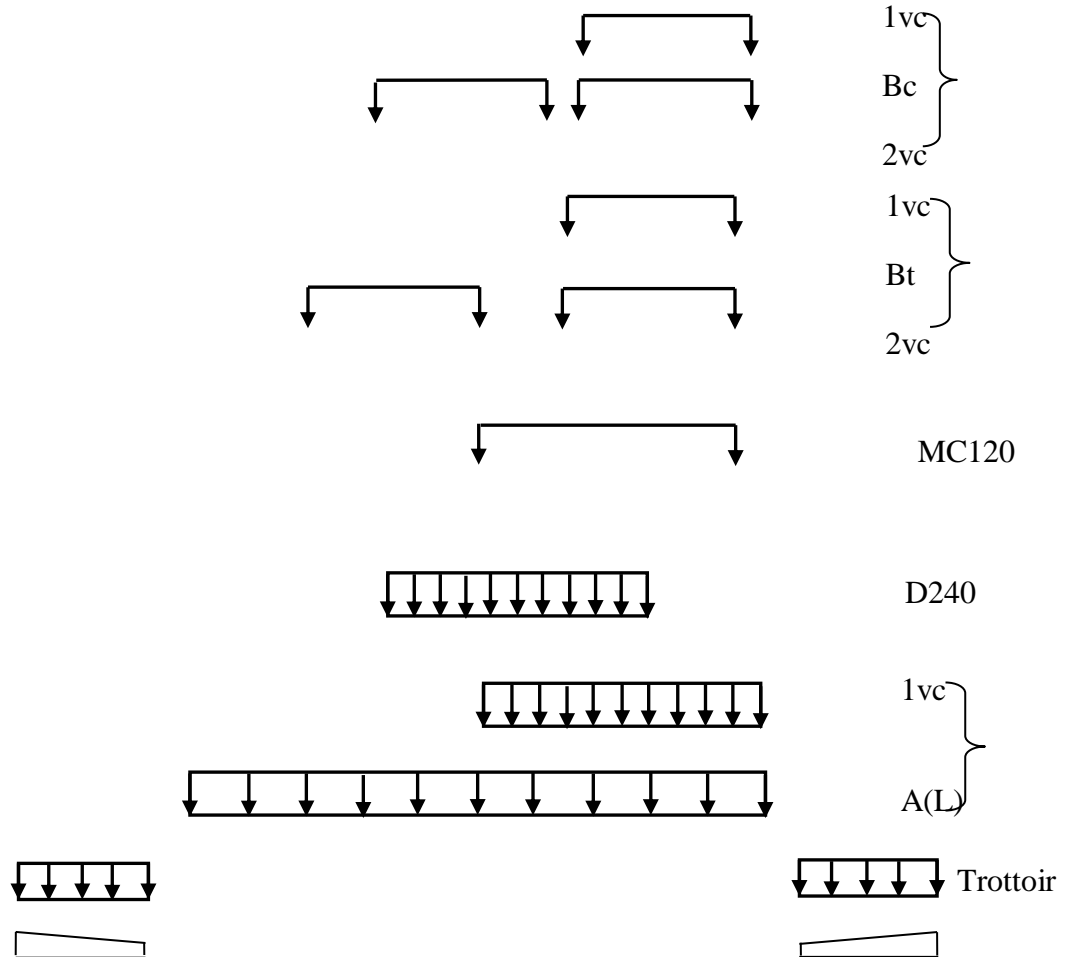
Ligne d'influence ($\varepsilon\bar{\alpha}$)

poutre 8



Ligne d'influence ($\varepsilon\bar{\alpha}$)

poutre 9



Ligne d'influence ($\epsilon\bar{\alpha}$)

poutre 10

