

TABLE DE MATIERE	
INTRODUCTION GENERALE	01
I. PRESENTATION DU PROJET	02
1. PRESENTATION DU L'OUVRAGE	02
2. LOCALISATION DE L'OUVRAGE	02
3. CONDITION DE FRANCHISSEMENT	02
4. CONTRAINTES GENERALES DE CONCEPTION	02
5. DONNEES GEOMETRIQUES	03
5.1. Tracée en plan	03
5.2. Profil en long	03
5.3. Profil en travers	05
6. RAPPORT GEOTECHNIQUE	06
6.1. Généralités	06
6.1.1. Les matériaux de construction	06
6.1.2. Travaux de reconnaissance	06
7. CONTEXTE GEOLOGIQUE	06
7.1. Topographie	06
7.2. La Lithologie	06
7.3. Gravier(Gm)	07
7.4. Argile très/peu plastique (At/Ap)	07
7.5. Marne totalement altérée (RM)	07
7.6. Grés intensément altéré (RS)	07
7.7. Marne intensément altérée (RM)	07
7.8. Les sources et les eaux souterraines	07
8. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	08
8.1. Caractéristique mécaniques de béton	08
8.1.1. Résistance du béton à la compression	08
8.1.2. La résistance à la traction	08
8.1.3. Module de déformation longitudinale	08
8.1.4. Déformation transversale du béton	09
8.1.5. Contraintes admissibles	09
8.1.6. Contrainte admissible à la compression	09
8.2. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages	10
8.3. L'acier	10
8.3.1. Aciers actifs	10
8.3.2. Aciers passifs	12
8.4. Caractéristiques mécanique de l'acier	13
8.5. CONCLUSION	13
II. PREDIMENSIONNEMENT ET CHARGEMENT	14
1. INTRODUCTION	14

2. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER	14
2.1. Largeur du tablier	14
2.2. Longueur des travées	14
2.3. L'épaisseur de la dalle de tablier	14
2.4. Pré dimensionnement des poutres	14
2.4.1. Hauteur des poutres	14
2.4.2. Largeur de la table de compression (b)	15
2.4.3. Epaisseur de la table de compression	15
2.4.4. Nombre et espacement des poutres	15
2.4.5. Epaisseur de l'âme (b0)	16
2.4.6. La largeur du talon	16
2.4.7. Epaisseur du talon	16
2.4.8. Largeur Du Gousset De Talon	17
2.4.9. Gousset de la table de compression	17
3. LES CARACTERISTIQUES DU PONT SONT	17
3.1. DEFINITION DES CHARGES	18
3.1.1. Charge permanente (CP)	18
3.1.2. Les éléments porteurs	18
3.1.3. Les éléments non porteurs	19
3.1.4. Surcharges routières	21
3.1.4.1. Système de charge A (I)	21
3.1.4.2. Système de charges B	22
3.1.4.3. La surcharge militaire	26
3.1.5. Forces de freinage	29
3.1.5.1. Effort de freinage correspondant à la charge A	29
3.1.5.2. Effort de freinage correspondant à Bc	29
III. MODELISATION	30
1. LOGICIEL DE CALCUL	30
2. MODILISATION	30
3. MOMENTS FLICHISSANTSET L'EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRS	33
3.1. Combinaison de charge (moment)	33
3.2. Combinaison de charge (Efforts tranchants)	34
IV. CALCUL DE LA PRECONTRAINTTE	37
1. INTRODUCTION	37
2. PRINCIPE DE LA PRECONTAINTTE	37
3. MODE DE PRECONTRAINTTE	38
3.1. Précontrainte par pré-tension	38
3.2. Précontrainte par poste tension	39

4. AVANTAGES ET INCONVENIENTS	43
4.1. Avantages	43
4.2. Inconvénients	43
5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE SUIVANT LES REGLES DE B.P.E.L	43
5.1. La force de la précontrainte	45
5.2. Détermination du nombre de câbles	46
5.3. Calcul exacte	47
5.4. Vérification à L'ELS	48
5.4.1. La mise en tension (à court terme)	48
5.4.2. En exploitation à long terme	48
5.5. Tracé des câbles	49
5.6. Calcul des pertes de précontraintes par post- tension	50
5.6.1. Perte instantanées	50
5.6.1.1. Frottement des câbles « $\Delta\sigma_{fr}$ »	50
5.6.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage	51
5.6.1.3. Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ »	52
5.6.2. Pertes Différées	54
5.6.2.1. Pertes dues au retrait du béton	54
5.6.2.2. Pertes dues à la relaxation des aciers	55
5.6.2.3. Perte due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »	55
5.7. Vérification de la flexion à mi- travée	57
5.7.1. Calcul aux ELS	57
5.8. Ferrailage passif longitudinal	59
5.8.1. Armatures de peau	59
5.8.2. Armatures longitudinal dans la zone tendue	60
5.9. Vérification de l'effort tranchant	61
5.9.1. Vérification à l'ELS	61
5.9.2. Calcul à l'ELU	62
V. ETUDE DE L'OURDIS	64
1. INTRODUCTION	64
2. ETUDE DE LA FLEXTION TRANSVERSALE ET LOGITIDUNALE	64
2.1. ELU	64
2.2. ELS	65
2.3. Efforts tranchants	66
3. DETERMINATION DE FERRAILLAGE	66
3.1. ELU	66
3.2. Vérification à l'ELS	67
4. EFFORTS TRANCHANTS	68
5. ETUDE DE PREDALLE	68
5.1. Introduction	68
5.2. Dimensionnement	68

5.3.Descentes des charges	69
5.3.1. Charges permanentes	69
5.3.2. Charge d'exploitation	69
5.4.Détermination des moments	69
5.4.1. ELU	69
5.4.2. Vérification à l'ELS	69
6. ETUDE DE L'ENTROTOISE	70
6.1.Introduction	70
6.2.Dimensionnement	70
6.3.Calcul du moment	71
6.3.1. ELU	71
6.3.2. Vérification à l'ELS	72
VI. ETUDE DE L'APPAREIL D'APPUI	73
1. GENERALITE	73
1.1. Introduction	73
1.2. Sollicitations qui doivent supporter l'appareil d'appui	74
1.2.1. Variation linéaire du tablier	74
2. DETERMINATION DES DEMENSIONS DE L'APPAREIL D'APPUI	75
2.1. Aire de l'appareil d'appuis	75
2.2. Hauteur nette d'élastomère	76
2.3. Détermination en plan de l'appareil	76
2.4. Epaisseur des frettes	76
3. VERIFICATION DES APAREILS D'APPUI	77
3.1. Répartition des efforts horizontaux	77
3.1.1. Due à des charges dynamiques	77
3.1.2. Due à des charges statiques	78
3.1.3. Déplacement en tête de l'appareil d'appui	80
3.2. Vérification des contraintes	80
4. FERRAILLAGE DU Dé D'APPUI	82
5. JOINTS DE CHAUSSEE	82
5.1. Définition	82
5.2. Calcul des joints	83
VII. ETUDE SISMIQUE	85
1. INTRODUCTION	85
2. OBJECTIF DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART RPOA	85
3. MODELISATION DU PONT	85
3.1. Principe	85
3.2. Modélisation	85
4. ACTIONS SISMIQUE	86
5. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE	86

6. CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUE	86
7. COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE	87
8. CLASSIFICATION DE SITE	87
9. DETERMINATION DES ACTIONS SISMQUES	87
9.1.Composantes horizontales	87
9.2.Composante verticale	88
10. ANALYSE MODALE	89
11. LES COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	90
VIII. ETUDE DES PILES	93
1. INTRODUCTION	93
2. CHOIX DE LA PILE	93
3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	94
3.1. Efforts verticaux	94
3.1.1. Charges permanentes	94
3.1.2. Les surcharges	94
3.2. Effort horizontaux	95
3.2.1. Variation linéaire du tablier	95
3.3. Les efforts sollicitant de la pile en caisson	95
3.3.1. ELU (combinaison fondamentale)	95
3.3.2. ELS (combinaison fondamentale)	96
3.3.3. Combinaison accidentelle	96
4. ETUDE DE CHEVETRE	97
4.1. Combinaison d'action	97
4.2. Calcul du ferrailage	98
4.2.1. En appuis	98
4.2.2. En travée :(armatures inférieurs)	98
4.2.3. Effort tranchant	98
4.3. Vérification de ferrailage	98
5. ETUDE DES PILES (CAISSON)	99
5.1. Etude du flambement	99
5.1.1. Ferrailage de la pile	99
6. ETUDE ET FERRAILAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON	100
6.1. Pré dimensionnement	100
6.2. Détermination du ferrailage	101
6.2.1. Paramètres de calcul	101
IX. ETUDE DES CULEES	104
1. INTRODUCTION	104
2. CHOIX DE TYPE DE CULÉE	105
3. IMPLANTATION DES CULÉES	105
4. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES CULEES	105

4.1.Mur De Front {M.F}	105
4.2.Mur De Garde Grève {M.G.G}	106
4.3.Dalle De Transition :{D.T}	106
4.4.Mur en retour {M.R}	106
4.5.La semelle	106
4.6.Le corbeau	107
4.7.Le sommier d'appui	107
4.8.Contrefort	107
5. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE	108
5.1.Sous charges permanentes	108
5.1.1. Calcul de l'excentricité	109
5.1.2. Calcul en construction avec remblai	109
5.2.Sous charge permanente plus surcharge	110
6. FERRAILLAGE DE MUR DE GARDE GREVE	112
6.1. Cas fondamental	112
6.1.1. Détermination des sollicitations et le ferrailage	114
6.2. Cas accidentelle	114
6.2.2. La poussée due à la surcharge	114
6.3. Ferrailage minimum d'après le RPOA	115
6.4. Armature de répartition	115
7. LA DALLE DE TRANSITION	115
7.1. Evaluation des charges	115
7.2. Ferrailage de la dalle	115
8. ETUDE DU CORBEAU	117
8.1. Condition d'une console courte	117
8.2. Cisaillement	117
8.3. Ferrailage minimum d'après le RPOA	117
8.4. Armatures de répartition	117
9. ETUDE DE MUR EN RETOUR	117
9.1. Dimensionnement	118
9.2. Détermination des contraintes	118
9.2.1. Cas accidentelle	118
9.2.2. Cas fondamentale	119
9.3. Détermination du ferrailage	119
9.3.1. ELU	120
10. MUR DE FRONT	121
10.1. Les sollicitations du mur de front	121
10.2. ELU	121
10.2.1. Combinaison fondamentale	121
10.3. Vérification à l'ELS	123
11. LE CHEVETRE	124
11.1. Combinaison d'action	124
11.2. Calculs du ferrailage	125

11.2.1. En travée	125
11.2.2. En appuis	125
11.2.3. Effort tranchant	126
12. ETUDE DU CONTREFORT	126
12.1. Pré dimensionnement	126
12.2. Etude du contrefort dans le sens longitudinal	127
12.2.1. Evaluation des efforts par rapport à la base	127
12.2.2. Vérification au flambement	128
12.2.3. Détermination du ferrailage	128
12.3. Etude du contrefort dans le sens transversal	129
12.3.1. Détermination du ferrailage	130
12.3.2. Armature de répartition	130
13. ETUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON DE LA CULÉE	130
13.1. Pré dimensionnement	131
13.2. Evaluation des charges verticales	132
13.2.1. Charges permanentes	132
13.2.2. Les surcharges	132
13.3. Evaluation des charges horizontales	132
13.4. Combinaison fondamentale	132
13.4.1. ELU	133
13.4.2. ELS	135
13.5. Détermination du ferrailage	135
13.5.1. Combinaison fondamentale	135
13.5.2. Combinaison accidentelle	136
13.5.3. Les armatures transversales	137
13.5.4. Les armatures longitudinales dans la semelle	137
13.6. Etude d'un pieu sous charge verticale par la méthode préssiométrique	137
13.6.1. Contrainte limite de pointe	138
13.6.2. Frottement latéral limite	138
13.6.3. Force portante admissible	139
13.6.4. Calcul en compression et en traction	139
13.7. Détermination du ferrailage	139
13.7.1 Paramètre de calcul	139

LISTE DES TABLEAUX	
Tableau I.1.Sondage de reconnaissance (Rapport Géotechnique)	06
Tableau I.2.La structure des stratum de la zone du pont (Rapport Géotechnique)	07
Tableau I.3.Caractéristiques mécaniques de béton	10
Tableau I.4.Caractéristiques mécaniques de l'acier	13
Tableau II.1.Les longueurs des travées	14
Tableau II.2.Les valeurs de coefficient a1	21
Tableau II.3.Les valeurs de coefficient bc	23
Tableau II.4.Le poids d'un essieu tandem	24
Tableau II.5.Les valeurs de coefficient bt	24
Tableau II.6.Le chargement par essieu tandem Bt	25
Tableau II.7.Le chargement par essieu tandem Br	26
Tableau II.8.Le chargement par chenille	27
Tableau II.9.Le chargement par remorque	28
Tableau III.1.Moments fléchissant maximum	33
Tableau III.2.Efforts tranchants maximum	34
Tableau IV.1.Caractéristique géométrique de la section nette à mis travée	44
Tableau IV.2.Caractéristique de la section nette	44
Tableau IV.3.Résultats des tableaux	45
Tableau IV.4.Caractéristique de la section nette	47
Tableau IV.5.Récapitulation des résultats de précontrainte	48
Tableau IV.6.Les coordonnées de tracé des câbles/fibre inférieure	50
Tableau IV.7.Valeurs numériques des coefficients 'y' et 'α'	51
Tableau IV.8.Les pertes dues au frottement	51
Tableau IV.9.Les pertes dues au glissement	52
Tableau IV.10.Les caractéristiques géométriques nettes des sections	53
Tableau IV.11.Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	53
Tableau IV.12.Récapitulatif des pertes instantanées	54
Tableau IV.13.Pertes dues à la relaxation des aciers	55
Tableau IV.14.Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)	56
Tableau IV.15.Les pertes dues au fluage de béton	56
Tableau IV.16.Récapitulatif des pertes différées	57
Tableau IV.17.Pourcentage des pertes total	57
Tableau IV.18.Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections	58
Tableau IV.19.Détermination des contraintes	58
Tableau IV.20.Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite	59

Tableau IV.21.Détermination des contraintes	59
Tableau V.1 Moment transversale en (KN.m) à l'ELU	64
Tableau V.2. Moment longitudinale à l'ELU	64
Tableau V.3.Moment transversale à l'ELS	65
Tableau V.4.Moment longitudinale à l'ELS	65
Tableau V.5.Efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS	66
Tableau V.6. Ferrailage de l'hourdis à l'ELU	66
Tableau V.7.Ferrailage de l'hourdis à l'ELU	67
Tableau V.8. Calcul et choix de ferrailage	67
Tableau V.9. Ferrailage de la prédalle	69
Tableau V.10. Vérification de ferrailage à l'ELS	69
Tableau V.11. Contrainte aux états limite	71
Tableau V.12. Ferrailage de l'entretoise	71
Tableau V.13. Vérification de ferrailage à l'ELS	72
Tableau VI.1 Les raideur des appareils d'appuis	79
Tableau VII.1. Classification des ponts	86
Tableau VII.2. Coefficient d'accélération de zone(g)	87
Tableau VII.3. Valeurs de T1 , T2 et S pour la composante horizontale(s)	88
Tableau VII.4. Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale	88
Tableau VII.5. Les différents modes	89
Tableau VII.6. Valeurs des combinaisons	90
Tableau VIII.1. Les différents hauteurs piles et fûts	93
Tableau VIII.2. Les efforts sollicitant la pile à l'ELU	95
Tableau VIII.3. Les efforts sollicitant la pile à l'ELS	96
Tableau VIII.4. Les efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle	96
Tableau VIII.5. Sollicitation au niveau de la semelle	102
Tableau VIII.6. Sollicitation au niveau de la tête du pieu	103
Tableau IX.1. La position des culées	105
Tableau IX.2. Descentes des charges de la culée	108
Tableau IX.3. Moments stabilisants et renversants en charge	110
Tableau IX.4. Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.U	111
Tableau IX.5. Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.S	112
Tableau IX.6. Sollicitations dans le mur garde grève	113
Tableau IX.7. Calcul de la poussée dynamique des terres	118
Tableau IX.8. Les contraintes sur le mur en retour	119
Tableau IX.9. Moments à l'ELU et l'ELS	120
Tableau IX.10. Récapitulatif des efforts à l'ELU	121
Tableau IX.11. Récapitulatif des efforts à l'ELS	123

Tableau IX.12. Les moments et efforts tranchants	125
Tableau IX.13. Récapitulatif des efforts sous la combinaison fondamentale	127
Tableau IX.14. Récapitulatif des efforts sous la combinaison accidentelle	127
Tableau IX.15. Récapitulatif des efforts à L'ELS	128
Tableau IX.16. Récapitulatif des efforts à l'ELU	133
Tableau IX.17. Récapitulatif des sollicitations	134
Tableau IX.18. : Récapitulatif des sollicitations	135
Tableau IX.19. Sollicitation au niveau de la semelle	140
Tableau IX.20 Résultats du programme	140

LISTE DES FIGURES	
Figure I.1.Profil en long au droit du pont	04
Figure I.2.Profil en travers	05
Figure II.1.Dimension de la table de compression	15
Figure II.2.Talon de compression	17
Figure II.3.Propriété du tablier	18
Figure II.4.Coupe transversale du trottoir avec corniche	19
Figure II.5.Présent la corniche	20
Figure II.6.Les dimensions de système Bc	23
Figure II.7.Les dimensions de système Bt	25
Figure II.8.Dimension de système Br	26
Figure II.9.Dimensions de système Mc120	27
Figure II.10.Dimension de système D	28
Figure III.1.Modélisation de la poutre intermédiaire	30
Figure III.2.Modélisation de la dalle	31
Figure III.3.Modélisation du camion Bc	31
Figure III.4.Modélisation du MC120	32
Figure III.5.Modélisation du D240	32
Figure III.6.Moment fléchissant maximum à l'ELU	33
Figure III.7.Moment fléchissant maximum à l'ELS	34
Figure III.8.Effort tranchant maximum à l'ELU	35
Figure III.9.Effort tranchant maximum à l'ELS	36
Figure IV.1.Principe du précontraint	37
Figure IV.2.Procédé de la précontrainte par pré-tension	38
Figure IV.3.Procédé de la précontrainte par poste tension	39
Figure IV.4.Les coupleurs	40
Figure IV.5.Vérin Freyssinet original. Dessin de principe	41
Figure IV.6.Vérin Freyssinet 12 T 5	41
Figure IV.7. Ancrage à plaque VSL	42
Figure IV.8.Gaine rigide cintrable à la main	42
Figure IV.9.section intermédiaire	43
Figure IV.10.Vérification de ces résultats avec le logiciel	45
Figure IV.11.Disposition constructive des câbles de précontrainte	47
Figure IV.12.L'emplacement des câbles dans les sections des poutres	49
Figure V.1 Exemple du moment longitudinale maximum	65
Figure V.2 Principe de ferrailage de l'hourdis	68
Figure V.3 Dimension de l'entretoise	70

Figure VI.1 Appareil d'appui en acier	73
Figure VI.2 Appareil d'appui en élastomère fretté	73
Figure VI.3 Sollicitations supporté par l'appareil d'appui	74
Figure VI.4 Dimension de l'appareil d'appui	75
Figure VI.5. Présente la modélisation par ressort	78
Figure VI.6 Schéma montre les frettes de l'appareil d'appuis	79
Figure VI.7 Coupe transversale sur le joint	83
Figure VII.1. Model du pont en 3D	86
Figure VII.2. Spectre de réponse élastique-comportement horizontale et verticale	89
Figure VII.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants dus au séisme	90
Figure VII.4. Mode1, période : 0.41927 s, translation suivant y	91
Figure VII.5. Mode2, période : 0.24494 s, torsion suivant z	91
Figure VIII.1. Dimonsions de la pile évidée	93
Figure VIII.2. Dimonsions de la pile plein	93
Figure VIII.3. Modélisation du chevêtre	97
Figure VIII.4. Dessin de la coupe de la semelle	100
Figure VIII.5. Vue en plan de la coupe de la semelle	101
Figure IX.1.C ulée tendue	104
FigureIX.2.Culée en U	104
Figure IX.3. Culée avec pieux	104
Figure IX.4. Culée en contrefort	104
Figure IX.5. Pré-dimensionnement du corbeau	107
Figure IX.6. Dessin de la culée 1	108
Figure IX.7. Présente les sollicitations du mur garde grève	113
Figure IX.8. Dimensions de mur en retour	118
Figure IX.9. Moment fléchissant du mur en retour	119
Figure IX.10. Représente les sollicitations sur le chevêtre	124
Figure IX.11. La dimension du contrefort	126
Figure IX.12. Pré dimensionnement	131
Figure IX.13. Vue en plan de la semelle	132

Résumé

RESUME

Ce présent mémoire propose l'étude d'un pont autoroutier à poutre en béton précontraint.

Ce pont fait partie de l'autoroute Est-Ouest, il se situe dans la région de Tlemcen dans la W7PK64+838

L'ouvrage est constitué de 6 travées de 28.1 m, de 07 poutres en béton précontraint. La dalle a une épaisseur de 20 cm, la largeur du tablier et de 13.35 m, deux types de piles et une culée à fut contre fort.

Ensuite, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des éléments préfabriqués composant ce pont suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement, et les actions accidentelles de type sismiques.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel SAP2000.

Enfin, les résultats ainsi obtenus seront traduits par les graphiques représentant les ferraillements adéquats des différents éléments composant la structure.

Mots clés :

Ouvrage d'art ; Pont à poutres précontraintes ; piles ; culées ; Fondation profonde.

خلاصة

خلاصة :

في هذه المذكرة سنقوم بدراسة جسر دو عوارض من الأسمنت المسلح المسبق الإجهاد.

هذا الجسر ينتمي إلى الطريق السيار شرق غرب لجهة تلمسان (w7) النقطة الكيلومترية 64+838.

يتكون الجسر من 6 روافد طول كل واحد منها 28.1م و يحتوي على 07 عوارض من الخرسانة المسلحة المسبقة الإجهاد سمك سطحه 20 سم و عرضه 13.35م هناك أيضا نوعان من الركائز العمودية و ركيزة جانبية على شكل إسناد.

وبهذا الصدد تمت دراسة دقيقة للعناصر المجهزة التي يكون النفق حسب مختلف المؤثرات. مؤثرات دائمة، مؤثرات ناتجة عن شحنات العربات ومؤثرات ناتجة عن الزلزال.

تمت المعالجة رقميا وحسابيا باستعمال برنامج SAP 2000 .

و أخيرا، فإن النتائج المحصل عليها يتم ترجمتها إلى قضبان الحديد المقوية للبنية لمختلف العناصر المكونة للبنية.

الكلمات السرية :

المنشآت الفنية، جسر ذات روافد من الخرسانة المجهد مسبقا، الركيزة العمودية، الركيزة الجانبية، الأساسات العميقة.

Summary

SUMMARY

The present paper proposes the study of a highway bridge in prestressed concrete.

The bridge is part of the East-West Highway, it lays in therégion of Tlemcen in W7 PK64+838

the book consists of eight spans of 28.1 m, 07 prestressed concrete beams. The slab has a thickness of 20 cm, width 13.35m deck and two types of batteries and against an abutment was tostrong.

Then, a detailed study was conducted on the behavior of the bridge precast component according to the different demands: permanent actions, actions due to traffic overload and equipment, andaccidental actions like earthquakes.

Digital signal processing modeling and analysis was performed using the software SAP2000.

Finally, the results obtained will be translated by the graphs representing the appropriate reinforcement of various components of the structure.

Keywords:

Work of art; prestressed bridge beams, piles, abutments, Deep foundation.

INTRODUCTION GENERALE :

Les ponts sont des constructions réalisées par l'homme pour franchir un obstacle ou un espace vide (vallée, cours d'eau, etc.) entre deux points. Il existe de nombreux types de ponts en fonction de leur utilisation et de leur époque de construction.

À QUOI LES PONTS SERVENT-ILS ?

Les ponts permettent d'enjamber des rivières et des vallées. Ils servent le plus souvent au passage de voies ferrées ou de routes. Ils facilitent les déplacements et diminuent la durée des trajets en évitant de longs détours. Sur le réseau routier, un pont peut être construit pour éviter un carrefour surchargé.

Un pont peut également servir au passage de l'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Les Romains en construisaient pour alimenter les thermes et fontaines de leurs cités. Les ponts canaux permettent de faire passer une voie d'eau au-dessus d'un obstacle. Un viaduc est un pont routier ou ferroviaire généralement très élevé, construit au-dessus de la vallée ou de la rivière qu'il franchit. Le viaduc autoroutier de Millau, qui relie Clermont-Ferrand à Béziers, est d'ailleurs le plus haut pont suspendu à haubans du monde (le point culminant de l'ouvrage culmine à 343 m de hauteur).

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs prédimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions, l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions.

PRESENTATION DU PROJET

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage concerné est un viaduc situé au niveau de l'autoroute Est-Ouest Algérienne entre Les points kilométriques PK64+940 et PK64+742.262 soit une longueur totale de 168.6m. Sur la section : **W7 (Lim. Ouest W. de SBA ~ Tlemcen) VIADUC 648.38** avec une largeur de 2×13.349 m, suivant un biais de 90° . Le tablier est constitué de 07 poutres de section en T en béton précontraintes. Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des appareils d'appui en néoprène fretté. On prévoit pour l'infrastructure piles à parois minces creuses, et des culées semi-enterrées, avec des fondations sur pieux. La dalle de transition a une longueur de 5m.

Le pont est constitué en (6) travées indépendantes de 35.90 m sur appuis et 28.1 m entre joints de chaussées.

L'ouvrage est constitué en réalité deux ponts jumelés séparés de 0.901m. Ce pont repose sur **deux** culées et **six** piles en béton armé. Qui même reposent sur des semelles de liaisons fixées sur pieux forés en béton armé.

2. LOCALISATION DE L'OUVRAGE :

Le pont est prévu pour franchissement d'un oued. Selon des investigations sur site il n'existe pas d'eau dans l'oued. La hauteur de berge plus grande à gauche qu'à droite, la surface du terrain est en sol argileux meule.

3. CONDITION DE FRANCHISSEMENT :

Le fossé à franchir a un bassin versant d'environ 4.5 km^2 . Il est prévu un débit attendu de $48.03 \text{ m}^3/\text{s}$ et une vitesse d'écoulement de 2.36 m/s . Le niveau de crue attendu est de 489.261m.

4. CONTRAINTES GENERALES DE CONCEPTION :

- Catégorie des ponts : classe A.
- Zonage météorologique : zone B (tempère ou sec).
- Humidité d'environnement : $\text{ph}=55\%$.
- Surcharges prévues : Charges routières A et B, Convoi exceptionnel type D240, Convoi militaire M120.

- Protection contre les inondations : cru centennale (1/100).

Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, la section W7 est en Zone I.

S'agissant d'un Viaduc (pont stratégique), le coefficient d'accélération sismique pour un période de retour de 100 ans est de 0.15g. La catégorie du site est classée en S2.

5. DONNEES GEOMETRIQUES :

5.1. Tracée en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite.

5.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située a l'axe de l'ouvrage, définissent en élévation de la trace en plan. Longitudinalement, le trace de la voie routière 3x3 présente plusieurs pente 3.65%(1) ,3.10%(2) ,2.63%(3) ,2.16%(4) ,1.69%(5) ,1.23%(6) , la hauteur de la pile intermédiaire 25.583m.

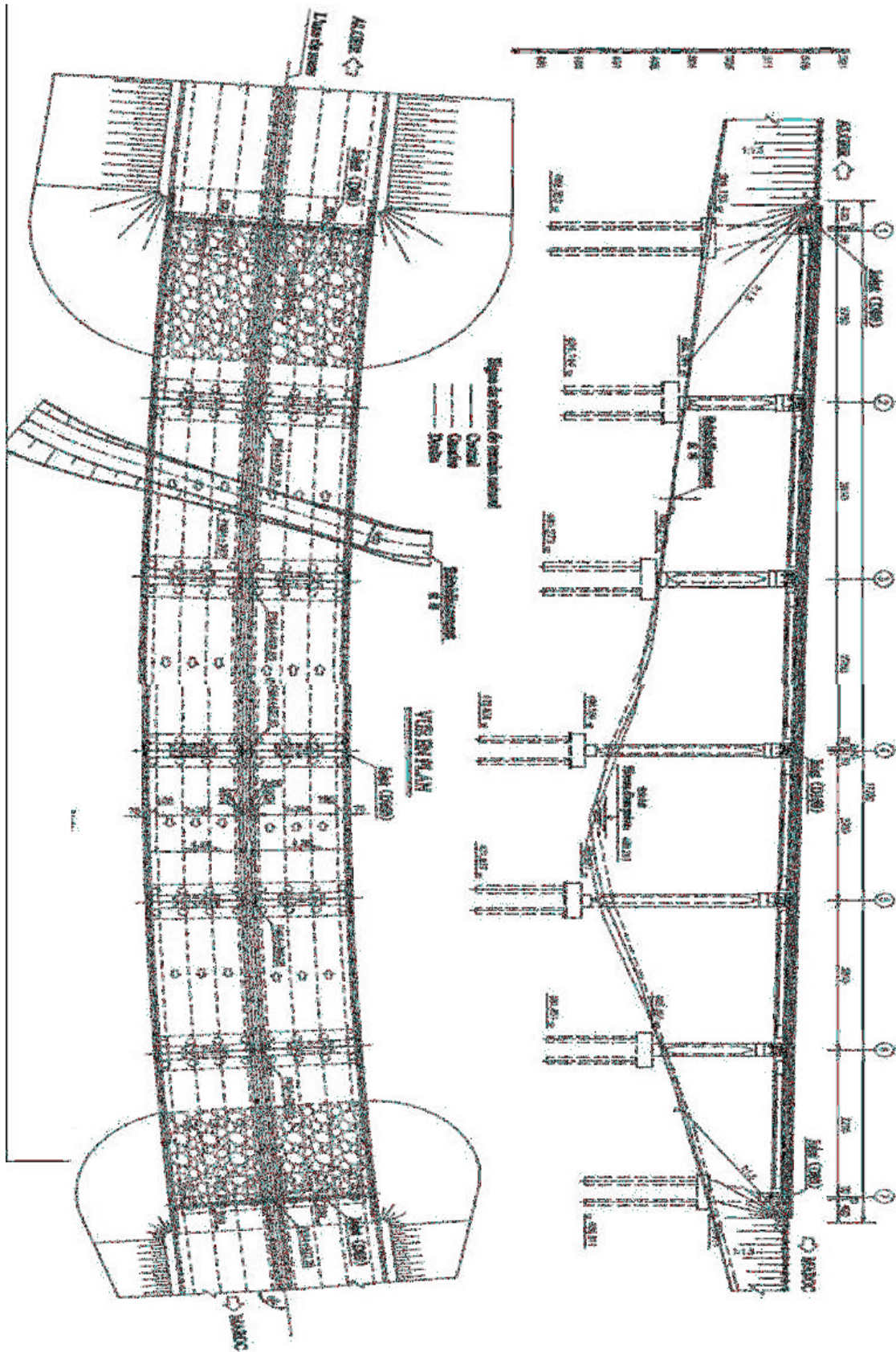


Figure I.1. Profil en long au droit du pont

5.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de modifier (par exemple, d'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Pour la chaussée, il est important de définir de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur rouable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Le profil en travers de notre chaussée est définie par :

- Largeur rouable $L_r = 10.5$ m ;
- Nombre de voie de circulation = 3 voies ;
- Largeur de trottoir = 0.75 m ;
- La pente de versant = 4.3%

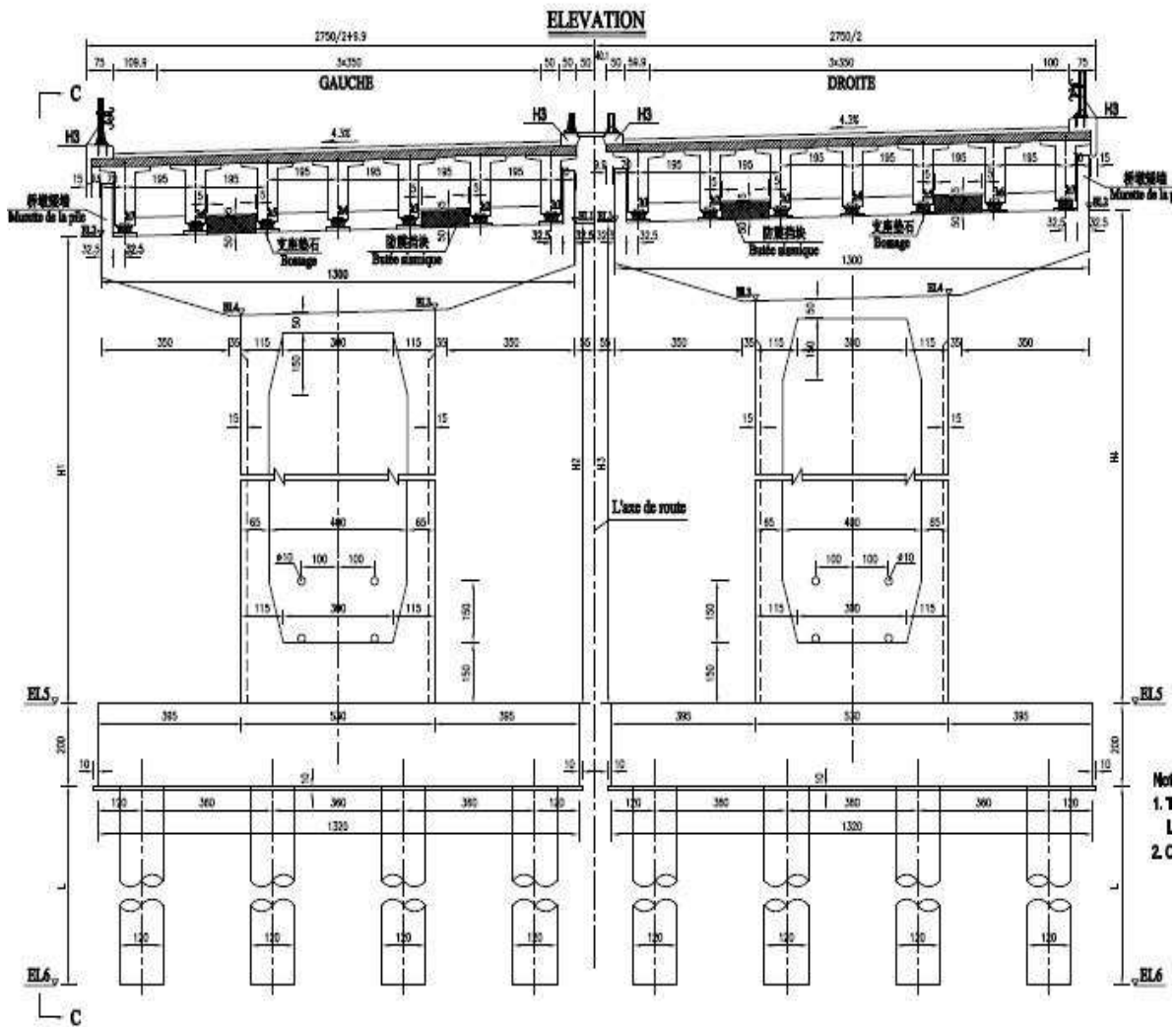


Figure I.2.Profil en travers

6. RAPPORT GEOTECHNIQUE :

6.1. Généralités :

6.1.1. Les matériaux de construction :

La construction de viaduc de l'autoroute PK 64+837.95 franchit un fossé, le biais de croisement est de 90°, la longueur du pont fait 168.6 mètre.

6.1.2. Travaux de reconnaissance :

Les travaux de prospection se sont effectués suivant la structure du pont, l'envergure ainsi que les traits distinctifs de la lithologie de la zone, les essais des sols et des roches, les essais in-situ .Voir le Tableau suivant :

Tableau I.1.Sondage de reconnaissance (Rapport Géotechnique)

Essai	Unité	Nbr
Sondage carottés	m/pièce	132.0/5
Sondage carottés	essai/m/sondage	16/25.5/1
Échantillon intact	Pièce	3
Échantillon remanue	Pièce	1
Échantillon roche	Groupe	21
Essai Pen dynamique	Fois	15

7. CONTEXTE GEOLOGIQUE :

7.1. Topographie :

La zone de l'emplacement du pont est une configuration de chaîne de collines, la surface est peu accidentée, la plus haute cote fait 514 m. La cote la plus basse fait 487 m. La différence moyenne est de 27 m. L'inclinaison naturelle est de 10 à 20°, sous couvert végétal développe.

7.2. La Lithologie :

La couche d'assise de la zone de l'emplacement du pont est d'une structure simple. La partie Supérieure est constituée de sol lâche et entasse. La partie inférieure est d'une stabilité et de mudstone. Voir le tableau I-2 donnant la structure du stratum de la zone de l'emplacement du pont.

La structure des stratum de la zone du pont Tableau suivant :

Tableau I.2.La structure des stratum de la zone du pont (Rapport Géotechnique)

Nbr	Epaisseur (m)	Nom des sols et des roches	nature du sol
1	4.0	Gravier	Gm
2	1.0-1.7	Argile très/peu plastique	At Ap
3	3.0-4.7	Marne totalement altérée	RM
4	0.3-15.2	Grès intensément altérée	RS
5	8.8-18.7	Marne intensément altérée	RM

Dans la profondeur de reconnaissance, on distingue dans la zone du pont 5 couches Géotechniques suivante en fonction de la genèse de formation, la lithologie, la séquence de Sédimentation et les caractéristiques physiques et mécaniques des sols ou roches :

7.3. Gravier(Gm) :

Jaune-brunâtre, constitué de grès, contenant localement sol argileux, en consolidation moyenne, peu humide, épaisseur de 4.0m.

7.4. Argile très/peu plastique (At/Ap) :

Jaune-brunâtre, dure, partie supérieure de racines végétales superficielles, épaisseur de 1.0-1.7m.

7.5. Marne totalement altérée (RM) :

Vert-grisâtre, la structure originelle des roches est détruite et altérée en sol argileux, épaisseur de 3.0-4.7m.

7.6. Grès intensément altéré (RS) :

Jaune-brunâtre, d'une structure granulaire, avec des fissures, contenant des couches de marne, épaisseur de 0.3-15.2m.

7.7. Marne intensément altérée (RM) :

Gris-jaunâtre, d'une structure marneuse, avec des fissures, contenant des couches de grès, sans trouer.

7.8. Les sources et les eaux souterraines :

Les sources de la zone ne sont pas nombreuse .Le débit du fleuve est faible. Lors des prospections nous avons détecté des nappes à une profondeur de 7.0 à 23.0 m.

8. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Les matériaux utilisés dans la construction d'un pont sont choisis selon la conception de ce dernier et le calcul.

Dans ce chapitre on va décrire les caractéristiques de ces matériaux qui sont principalement le béton, acier actifs et passifs.

8.1. *Caractéristique mécaniques de béton :*

8.1.1. *Résistance du béton à la compression :*

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions idéales.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c_{28}} \quad \text{POUR} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c_{28}} \quad \text{POUR} \quad f_{c_{28}} \geq 40 \text{MPa}$$

Au –delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs de résistance que : $f_{c_j} = f_{c_{28}}$

Dans notre projet de fin d'étude on prend $f_{c_{28}} = 35 \text{ Mpa}$

8.1.2. *La résistance à la traction :*

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression f_c mais leur résistance à la traction f_t joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécaniques : c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes.

$$f_{t_j} = 0,6+0,06 f_{c_{28}}$$

8.1.3. *Module de déformation longitudinale :*

- Module de déformation instantanée (courte durée) : < 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ MPa} \quad \text{pour le tablier}$$

$$E_{ij} = 35977,46 \text{ MPa} \quad \text{pour les appuis et les fondations}$$

- Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ MPa} \quad \text{pour le tablier.}$$

$$E_{ij} = 12088,61 \text{ MPa} \quad \text{pour les appuis et les fondations.}$$

8.1.4. Déformation transversale du béton :

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

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

Avec :

E : module d'élasticité longitudinale

G : module d'élasticité transversale (module de cisaillement)

ν : Coefficient de poisson

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

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

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

8.1.5. Contraintes admissibles :

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

8.1.6. Contrainte admissible à la compression :

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'état limite ultime "ELU" $\bar{\sigma} = \frac{0,85 f_{c_{28}}}{\gamma_b}$

Avec :

$f_{c_{28}}$: Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

1,50 situation durable ou transitoire (cas générale)

1.15 Situation accidentelle

Tableau I.3.Caractéristiques mécaniques de béton

Résistance en Mpa	Les éléments
RN 35	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Poutres précontraintes ▪ Pieux de fondation ▪ Tablier en béton armé coulé en place et le bossage ▪ Culées, piles, chevêtres, semelle et dalle de transition ▪ Barrières et support de barrières, trottoir et aux autres éléments

8.2. *Qualités attendues d'un béton pour ouvrages :*

- ❖ Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- ❖ Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- ❖ Une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible.
- ❖ Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

8.3. *L'acier :*

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration.

8.3.1. *Aciers actifs :*

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

- *Caractéristiques des câbles*

Selon Freyssinet international on a :

- ❖ Armature de précontrainte : 12T15 (12 torons de 15mm de diamètre)
- ❖ $AP=1668\text{mm}^2$ (section des câbles)
- ❖ Armatures passives : acier (H.A) FeE500 $f_e=500\text{Mpa}$
- ❖ Diamètre des gains $\varnothing_g=80\text{mm}$
- ❖ Coefficient de frottement du câble sur la gaine $f=0.16$
- ❖ Coefficient tenant compte des irrégularités du tracé réel des gaines / ou tracé théorique
- ❖ $\rho=0.0014$
- ❖ Valeur de relaxation : toron T.B.R $\rho_{1000}=2.5$ $\mu_0=0.43$
- ❖ Recul d'ancrage : $g=6\text{mm}$
- ❖ Module de déformation longitudinale des torons : $E_p=1.9 \times 10^5\text{Mpa}$
- ❖ Réalisation par post-tension.
- ❖ Justification de la précontrainte en classe **II**
- ❖ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg}=1743\text{Mpa}=174300\text{t/m}^2$
- ❖ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg}=1553\text{Mpa}=155300\text{t/m}^2$

- *La valeur max de la tension à l'origine σ_{PO} :*

Il doit être :
$$\begin{cases} \sigma_{PO} \leq \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) \\ \sigma_{PO} \leq \min(1394.4 ; 1397.7) = 1394.4 \text{ MPA} \end{cases}$$

a) La limite élastique :

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%.

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient Tel que :

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

b) Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 (n f_{tj})^{0.5} \right)$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 (n f_{tj})^{0.5} \right)$

Avec :

n = 1 Treillis soudés et ronds lisses.

n = 1,6 Aciers à haute adhérence.

c) Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal "E "des aciers de précontrainte est Pris égale à :

- ✓ 190 000 MPa pour les torons.

8.3.2. Aciers passifs :

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

On les utilise pour quelles reprendre les efforts de traction, et éviter les fissurations du béton.

a) La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes FeE 400, la limite élastique de ces derniers sont respectivement 400 Mpa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ —————> situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$ —————> situation durable ou transitoire.

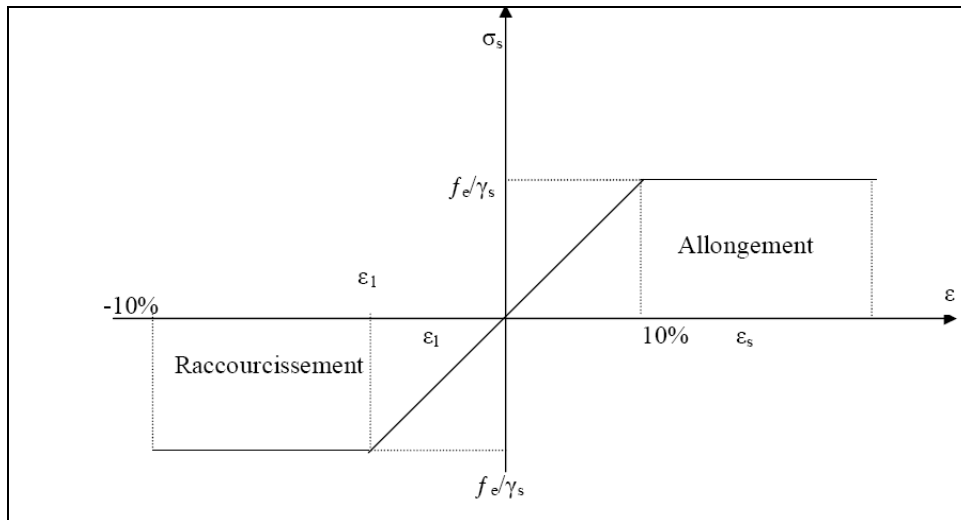


Figure I.3. La limite élastique

8.4. Caractéristiques mécanique de l'acier :

Le tableau suivante représente les caractéristique mécanique de l'acier.

Tableau I.4. Caractéristiques mécaniques de l'acier

Module de déformation élastique (E_s)	$2,0 \cdot 10^5$ MPa
Poids volumique (γ)	7850 Kg/m ³
Limite élastique : barres lisses (FeE235)	235 MPa
Limite élastique : aciers tors (FeE500-III)	500 MPa
Limite élastique : aciers tors (FeE400-III)	400 MPa
Limite élastique : treillis soudé (FeE500-II)	500 MPa

8.5. CONCLUSION :

Les couches stratigraphiques de la zone de l'emplacement du pont sont constituées de marne totalement-intensément altérée, et puis d'argiles peu plastiques et les cailloux.

Le type des fondations qui sont utilisé dans se projet c'est des fondations profond avec des pieux forés boue en béton ancrés.

PREDIMENSIONNEMENT ET CHARGEMENT

1. INTRODUCTION :

Le tablier est la partie sensiblement horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers : les tabliers en dalle, à poutres sous chaussée, en caisson, métalliques...etc.

Les tabliers peuvent être réalisés à l'aide des poutres en précontraintes par pré-tension ou bien par post-tension solidarisiées par une dalle de couverture coulée en place.

2. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER :

2.1. *Largeur du tablier :*

La largeur d'une voie est de 3,5m, la largeur roulable étant 3 x3.5m plus les sur largeurs de 1.599m (1.0m à droite et 0.599m à gauche) ainsi la largeur totale de la voie est de 12.099m.

La largeur totale du tablier est de 13.35m (voir plans).

2.2. *Longueur des travées :*

Dans notre viaduc on a 6 travées de longueur différent représentés le tableau suivant :

Tableau II.1.Les longueurs des travées

Travée	1	2	3	4	5	6
Longueur(m)	27.5	28.1	27.5	27.5	28.1	27.5

2.3. *L'épaisseur de la dalle de tablier :*

$0.16 \leq h_0 \leq 0.25$ m (selon l'épaisseur recommandée par le guide S.E.T.R.A)

On prend $h_0 = 0.20$ m.

2.4. *Pré dimensionnement des poutres :*

2.4.1. *Hauteur des poutres :*

Le tablier comporte plusieurs poutres en T en béton précontraint.

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la hauteur de ces poutres H_t est comprise entre $\frac{1}{22}$ et $\frac{1}{16}$.

Dont l : est la portée réelle de la poutre.

$l = 28,1$ m.

$$\frac{1}{22} \leq H_t \leq \frac{1}{16}$$

Donc $1.27 \leq Ht \leq 1.75$

On prend : $Ht=1,45m$.

2.4.2. . Largeur de la table de compression (b) :

D'après le guide **S.E.T.R.A** :

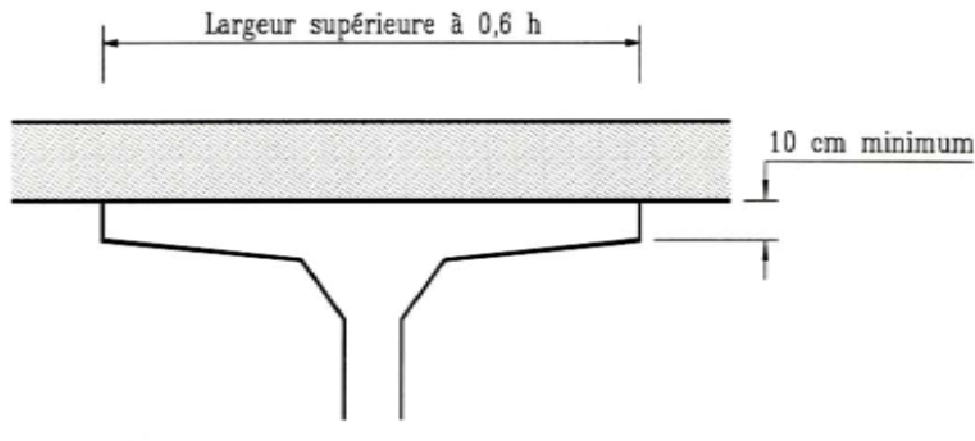


Figure II.1.Dimension de la table de compression

$b > 0.6 * Ht = 0.87$

On prend $b=1,4 m$.

2.4.3. Epaisseur de la table de compression :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

On prend $h_c = 10 cm$.

2.4.4. Nombre et espacement des poutres :

L'espacement entre poutres est déterminé par la formule suivante :

$E_t \leq b + N h_0$.

Avec $\left\{ \begin{array}{l} b: \text{la largeur de la table de compression} \\ h_0: \text{epaisseur de la dalle.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} E_t \leq 1.4 + (7 \times 0.2) \\ E_t \leq 2.8m \end{array} \right.$

Donc on adopte 07 poutres avec un espacement $E_t = 1,95m$.

2.4.5. Epaisseur de l'âme (b_0) :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, deux situations sont prévisibles :

- En travée : $0,16\text{m} \leq b_0 \leq 0,22 \text{ m}$, on prend **$b_0=0,20 \text{ m}$** .
- Sur appuis: $b_0 = b_t$; $b_0 = 0,60 \text{ m}$.

2.4.6. La largeur du talon :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, la largeur du talon est donnée par la formule :

$$b_{tT} \geq \frac{l}{k} \left(\frac{L}{h} \right)^2$$

Avec

l : la largeur total du tablier ($l=L_t=13,35\text{m}$).

L : longueur de la travée ($L =28,10\text{m}$)

h : la hauteur de la poutre ($h=H_t=1,45 \text{ m}$)

K : coefficient sans dimensions $950 \leq k \leq 1200$

On prend $K= 1200$ (cas le plus défavorable).

$$b_{tT} \geq \frac{13.35}{1200} \left(\frac{28.10}{1.45} \right)^2$$

$b_{tT} = 4,17$; D'où $b_t = 4,17/7 = 0,59\text{m}$.

Donc on prend **$b_t = 0,60\text{m}$** .

2.4.7. Epaisseur du talon :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur du talon est comprise entre 0,1m et 0,2m pour des largeurs du talon variant de 0,6m à 0,8m.

On prend dans notre cas $e_t=0,20\text{m}$.

2.4.8. Largeur Du Gousset De Talon :

D'après le guide **S.E.T.R.A**, on prend : $(45^{\circ} \leq \alpha \leq 60^{\circ}) \Rightarrow e_2 = 20 \text{ cm}$.

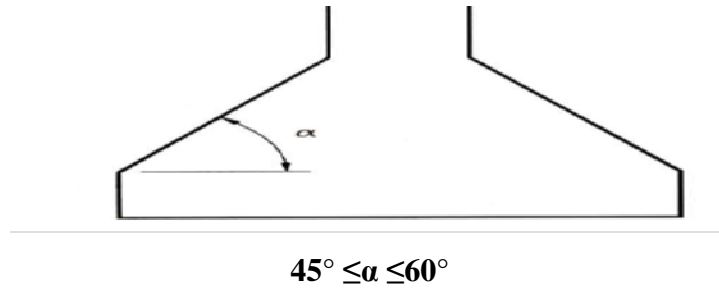


Figure II.2. Talon de compression

2.4.9. Gousset de la table de compression :

On prend $e_3 = 6 \text{ cm}$.

3. LES CARACTERISTIQUES DU PONT SONT :

✓ Classe de pont :

- $L_r \geq 7,00\text{m} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Un pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe.}$
- $5,50 \text{ m} < L_r < 7,00 \text{ m} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Un pont de 2}^{\text{ème}} \text{ Classe.}$
- $L_r \leq 5,50 \text{ m} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Un pont de 3}^{\text{ème}} \text{ classe.}$

- ✓ Notre projet est de classe 1.
- ✓ Largeur droite $L = 13,35\text{m}$.
- ✓ Largeur roulable $L_r = 12,10 \text{ m} \geq 7,00\text{m}$.

3.1. DEFINITION DES CHARGES :

3.1.1. Charge permanente (CP) :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

3.1.2. Les éléments porteurs :

Ces charges concernent le tablier seul

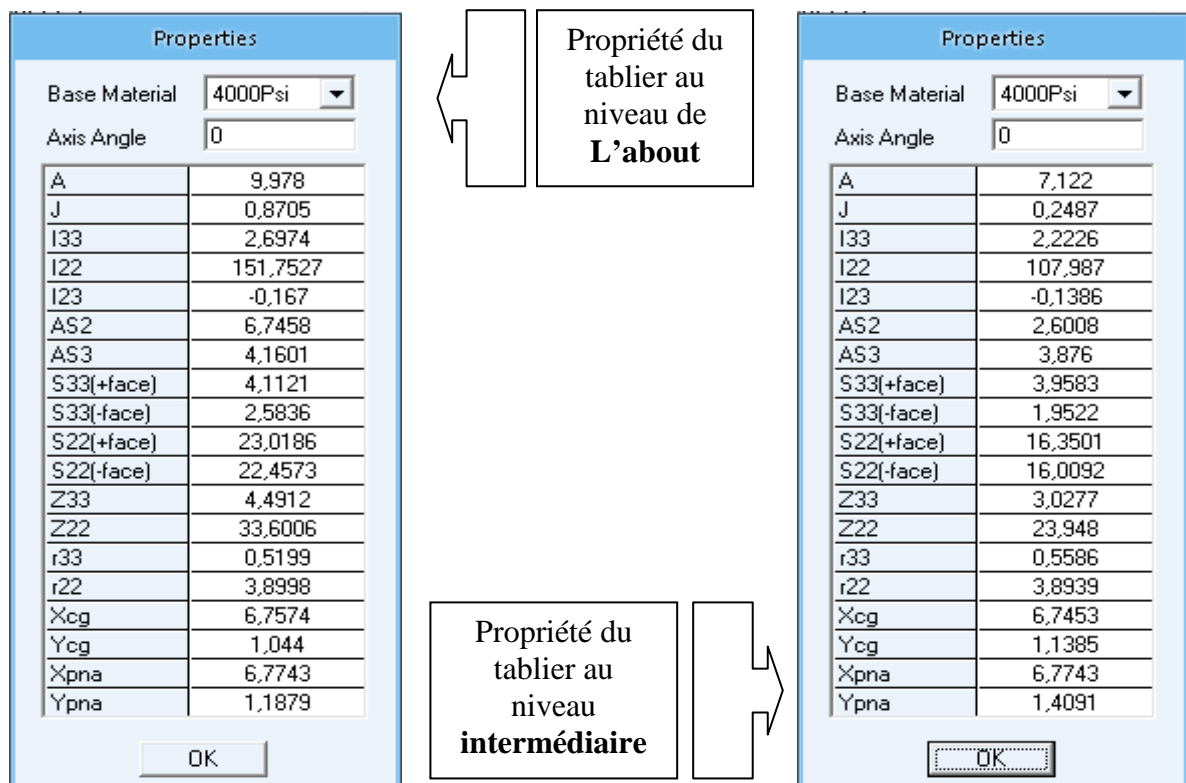


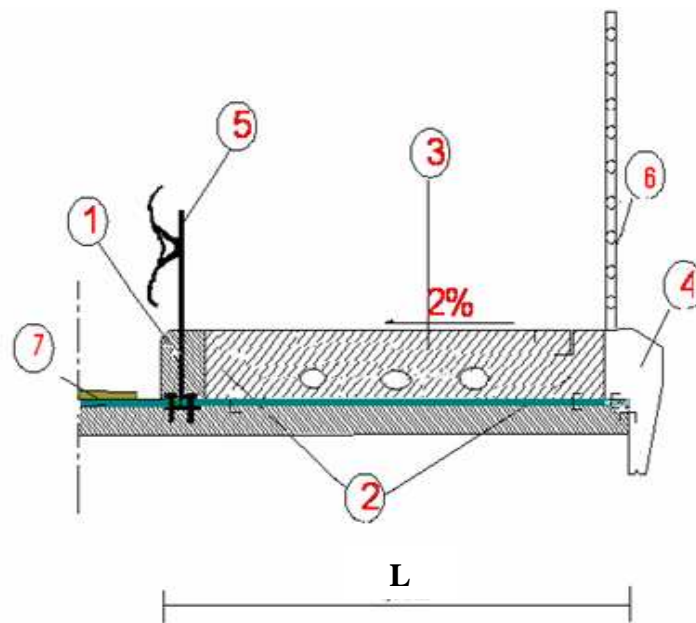
Figure II.3. Propriété du tablier

Poids propre du tablier

$$P_{tp} = 25(9.978 \times 3 + 7.122 \times 20.3 + 9.264 \times 1.6 + 8.55 \times 1.6 + 7.836 \times 1.6)$$

$$P_{tp} = 5388.765 \text{ KN}$$

3.1.3. Les éléments non porteurs :



$L=0.75\text{ m}$ pour 1^{ère} trottoir.

$L=0.50\text{ m}$ pour 2^{ème} trottoir.

Figure II.4.Coupe transversale du trottoir avec corniche

Elle contient le poids de la superstructure tel que

Ce dernier contient les éléments suivants :

- ✓ Bordure (1)
- ✓ Contre bordure (2)
- ✓ Trottoir (3)
- ✓ Corniches (4)
- ✓ Glissières de sécurité (5)
- ✓ Gardes corps (6)
- ✓ Revêtement (7)

Poids volumique γ (KN/m³):

- ✓ Métal ($\gamma =78\text{ KN/m}^3$)
- ✓ Béton arme ($\gamma_{BA} =25\text{ KN/m}^3$)
- ✓ Béton ($\gamma = 24\text{ KN/m}^3$)
- ✓ Sable ($\gamma = 16\text{ KN/m}^3$)
- ✓ Revêtement ($\gamma_{BB} =22\text{ KN/m}^3$)

a- Le trottoir(3) :

❖ *1^{ere} trottoir, L=0.75 m*

$$Ptr_1 = 25 \times 0.20 \times 0.4$$

$$Ptr_1 = 2 \text{ KN/ml.}$$

❖ *2^{ere} trottoir, L=0.50 m*

$$Ptr_2 = 25 \times 0.20 \times 0.15$$

$$Ptr_1 = 0.75 \text{ KN/ml.}$$

b- La corniche(4) :

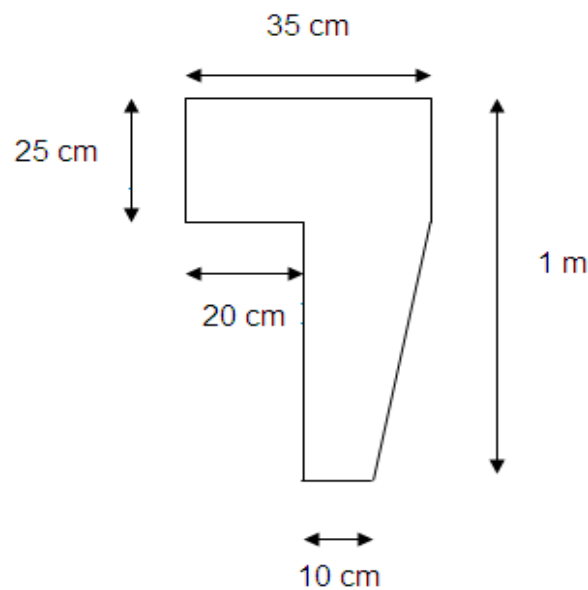


Figure II.5. Présent la corniche

$$Pcr = 25 \times (0.05 \times 0.75 / 2 + 0.1 \times 0.75 + 0.35 \times 0.25)$$

$$Pcr = 4.53 \text{ KN/ml}$$

c- La glissière de sécurité(5) :

Le poids de la glissière de sécurité est $Pgds = 0.6 \text{ KN/ml}$.

d- Le garde- corps(6) :

Le poids de garde-corps est $Pgc = 1 \text{ KN/ml}$

e- Le Revêtement(7) :

Est composé de deux couches

✓ couche de roulement de 8.5 cm donc

$$Prev = 0.085 \times 22 \times 12.1$$

$$Prev = 22.627 \text{ KN/ ml.}$$

✓ La chape d'étanchéité de 0.5 cm donc

$$P_{et} = 0,005 \times 22 \times 13.35$$

$$P_{et} = 1.4685 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion sur le poids total des éléments non porteurs

$$P_{tnp} = (P_{cr} + P_{gds} + P_{gc}) \times 2 + P_{tr} + P_{tr_2} + P_{rev} + P_{et} = 39.1055 \text{ KN/ml}$$

$$P_{tnp} = 39.1055 \times 28.1$$

$$P_{tnp} = 1098.8645 \text{ KN}$$

3.1.4. Surcharges routières :

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de charges A(L).
- Système des charges B (système Bc et système Bt, et système Br)
- La surcharge militaire (système Mc (Mc120))
- Le Charge exceptionnelle (convoi type D)
- Efforts de freinage
- Les surcharges sur trottoirs.

3.1.4.1. Système de charge A (l) :

Le poids de A (L), exprimé en (KN/m²), est donnée en fonction de la longueur chargée, L exprimée en mètres par la formule suivant :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}$$

Pour notre projet L=28.1m

$$A(L) = 11.277 \text{ KN/ m}^2$$

$$A_1(L) = \max \begin{cases} a_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L = 3.94 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

a₁ est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées données par le tableau suivant :

Tableau II.2. Les valeurs de coefficient a₁

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	>5
Première	1	1	0.9	0.75	0.7
Classe du pont deuxième	1	0.9	-	-	-
Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Notre pont de première classe comprend 3 voies chargées d'où :

$$a_1 = 0.9 \quad A_1 (L) = 10.14 \text{KN/m}^2$$

$$A_2 (L) = a_2 \times A_1(L)$$

$$a_2 = v_0/v$$

$$V_0 = \begin{cases} 3.5\text{m} & \text{pour les ponts de première classe} \\ 3\text{m} & \text{pour les ponts de deuxième classe} \\ 2.75\text{m} & \text{pour les ponts de troisième classe} \end{cases}$$

$$V = Lr/n = 12.1/3 = 4.03\text{m}$$

$$a_2 = 3.5/4.03 = 0.868$$

$$A_2 (L) = 0.868 \times 10.14 = 8.80 \text{KN/m}^2$$

3.1.4.2. Système de charges B :

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

Sous système Bc : ce compose de camions types (30T).

Sous système B t : ce compose d'une roue isolée.

Sous système B r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

a- Sous système Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal :

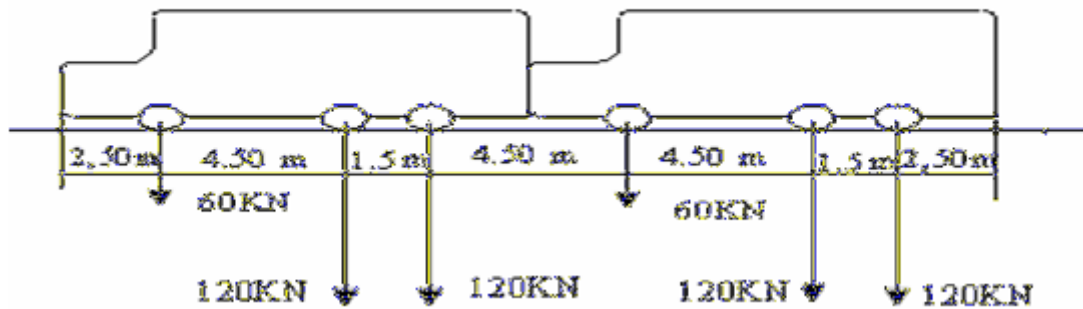
Nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal :

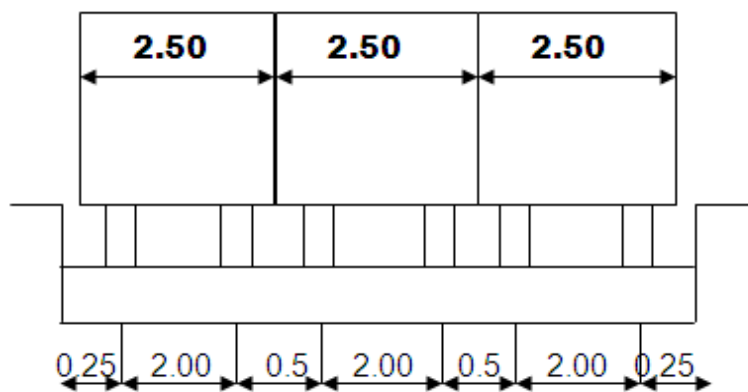
Nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peu être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Nombre de fils= 3



Longitudinalement



Transversalement

Figure II.6.Les dimensions de système Bc

Calcul des coefficients dynamiques :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge BC

L : longueur de la travée

Détermination de bc :

Tableau II.3.Les valeurs de coefficient bc

Nombre de files considérées	1	2	3	4	>5
Première	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
Classe du pont deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.8	-	-	-

D'où $bc=0.95$ car on a 3 files

$$S= 2 \times 300 \times 3 \times bc$$

$$S=1710 \text{ KN}$$

G= poids propre du tablier+ poids total des éléments non porteurs

$$G= 5388.765+1098.8645$$

$$G=6487.6295 \text{ KN}$$

$$\delta=1+0.4/(1+0.2 \times 28.1)+0.6/(1+4 \times 5388.765/1710)$$

$$\delta=1.097$$

Tableau II.4.Le poids d'un essieu tandem

Nombre de voies chargées	bc	Chargement par essieu (KN)
3	0.95	EAV: $60 \times 0.95 \times 1.097 = 62.529$ EAR: $120 \times 0.95 \times 1.097 = 125.058$

b- Sous système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux Voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Pour notre cas on a 3 voies donc on applique deux tandems.

Les valeurs de coefficient bt sont données par le tableau suivant :

Tableau II.5.Les valeurs de coefficient bt

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient	1.0	0.9

Pour notre cas **bt=1**

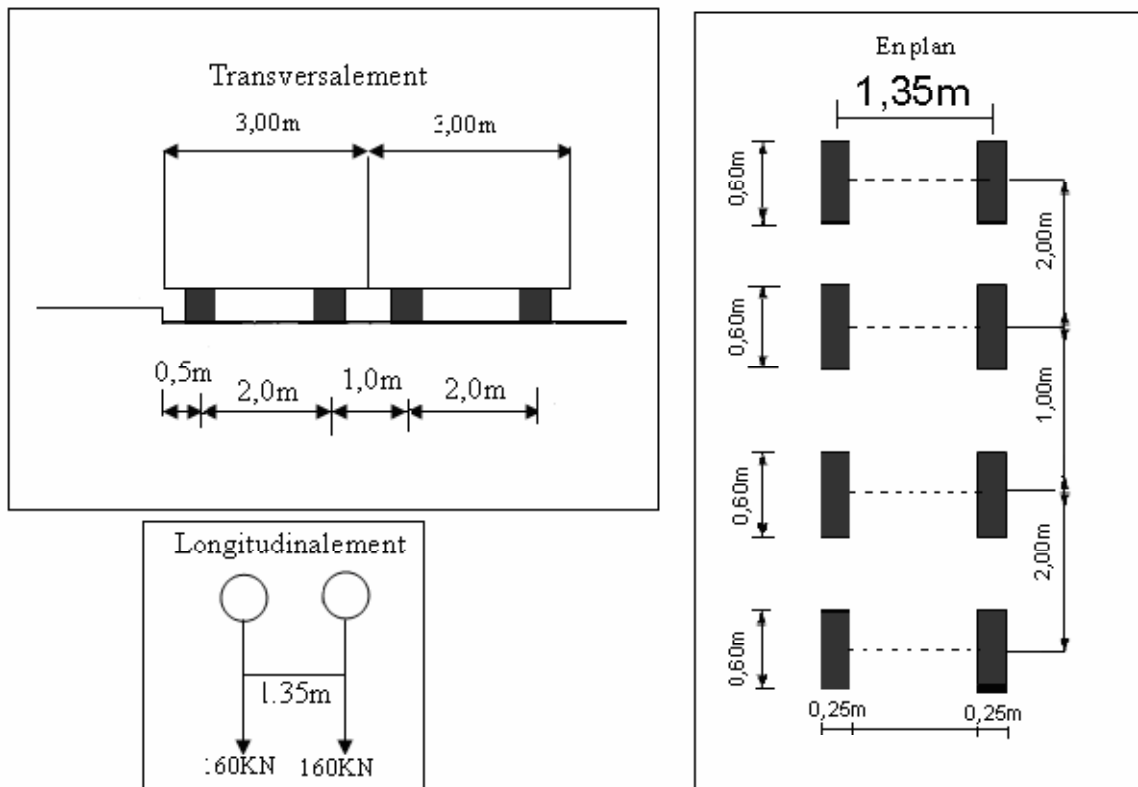


Figure II.7. Les dimensions de système Bt

Les surcharges du système **Bt** sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

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

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge Bt.

L : longueur de la travée

$$S = n \times 320 \times bt$$

$$S = 640 \text{ KN}$$

$$G = 6487.6295 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{6487.6295}{640}}$$

$$\delta = 1.07$$

Tableau II.6. Le chargement par essieu tandem Bt

Nombre de tandems	Bt	Chargement par essieu (KN)
2	1	160 x 1 x 1.0748 = 171.968

c- Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br. porte une masse de 100KN .sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,30m

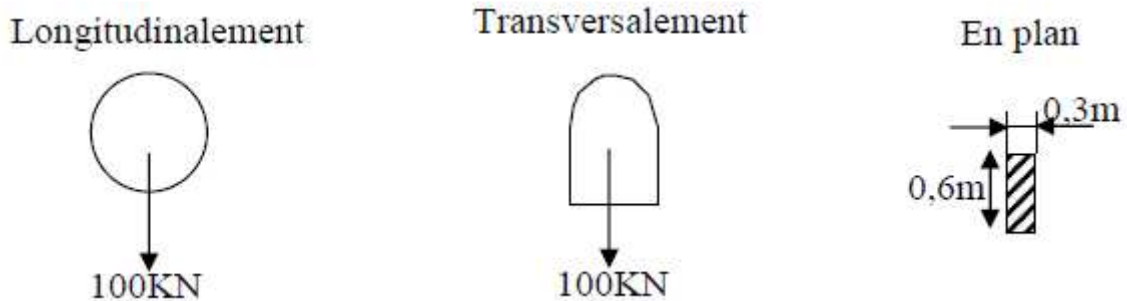


Figure II.8.Dimension de système Br

Les surcharges du système Br sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ
 $S = 100 \text{ KN}$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{6487.6295}{100}}$$

$\delta=1.06$

Tableau II.7.Le chargement par essieu tandem Br

Nombre de roue	Chargement par roue en (KN)
1	100 x1.06= 106

3.1.4.3. La surcharge militaire :

a- système Mc120 :

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

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

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

Poids totale : 110t

Longueur d'une chenille : 6.10m

Largeur d'une chenille : 1.00m

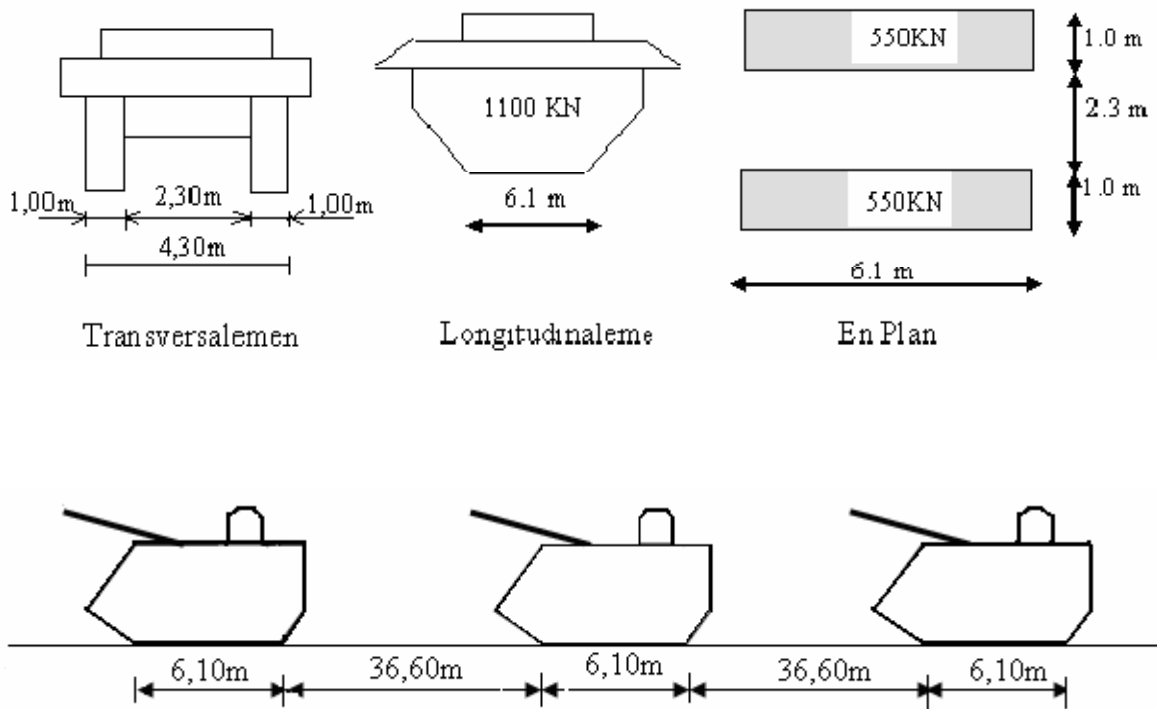


Figure II.9. Dimensions de système Mc120

Les surcharges du système Mc120 sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

$S = 1100\text{KN}$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{6487.6295}{1100}}$$

$\delta = 1.084$

Tableau II.8. Le chargement par chenille

Nombre de chenille	Chargement par chenille en (KN/m ²)
2	$550 \times 1.084 / (6.1 \times 1) = 97.73$

b- Charges exceptionnelles :

✓ Convoi type D :

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

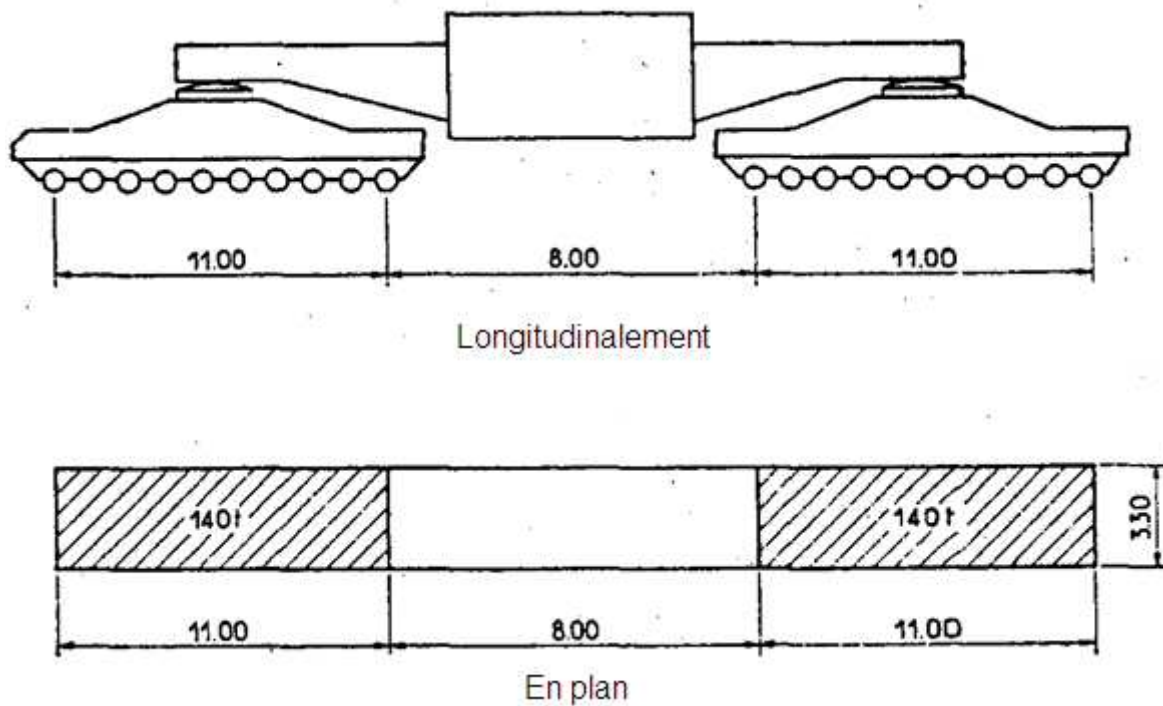


Figure II.10.Dimension de système D

Les surcharges du système D sont frappées par des coefficients de majoration dynamique δ

$$S = 1400 \times 2 = 2800 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 28.1} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{6487.6295}{2800}}$$

$$\delta = 1.118$$

Tableau II.9.Le chargement par remorque

Nombre de remorque	Chargement par remorque en (KN/m ²)
2	$1400 \times 1.118 / (3.3 \times 11) = 43.11$

Remarque :

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h.

3.1.5. Forces de freinage :

3.1.5.1. Effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.035 S} A(L)$$

S: surface chargée par m² (S= 28.1 x 12.1= 340.01 m²)

$$A_2(L) = 8.80 \text{ KN/m}^2$$

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.035 \times 340.01} 8.80$$

$$F_A = 0.27 \text{ KN/m}^2$$

3.1.5.2. Effort de freinage correspondant à Bc:

F_{bc} = 300 KN par tablier un seul camion est supposé freiner.

3.1.6. Surcharges des trottoirs (q_{tr}) :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Premier trottoir chargé : $q_{tr} = 1,5 \times 0,75 = 1,125 \text{ KN/ml}$
- Deuxième trottoir chargé : $q_{tr} = 1,5 \times 0,50 = 0,75 \text{ KN/ml}$

MODELISATION

1. LOGICIEL DE CALCUL :

SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

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

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

2. MODILISATION :

Notre ouvrage est isostatique avec 6 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20cm d'épaisseur et une prédelle de 5 cm d'épaisseur avec 7 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyés sur un appui simple de coté et d'autre coté sur un appui double et la dalle considérée Comme élément SHELL.

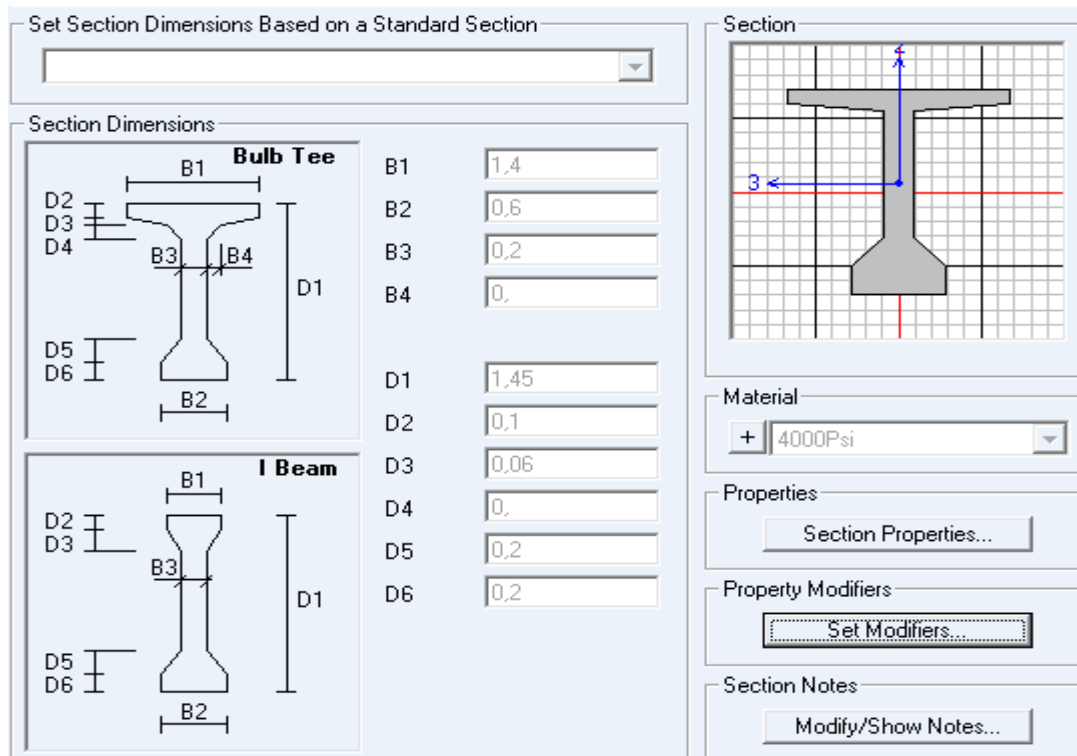


Figure III.1. Modélisation de la poutre intermédiaire

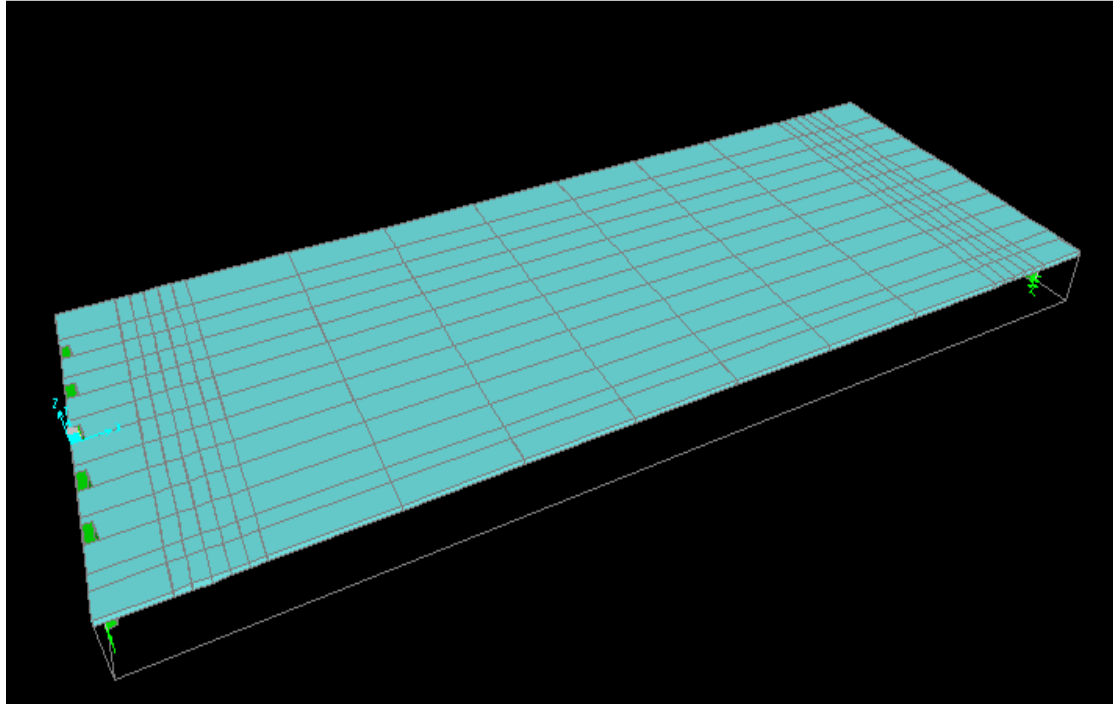


Figure III.2.Modélisation de la dalle

General Vehicle Data

Vehicle name: CAMION BC Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		62.529	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		62.529	Two Points	2.
Fixed Length	4.5		0.	Lane Width		125.058	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		125.058	Two Points	2.
Fixed Length	4.5		0.	Lane Width		62.529	Two Points	2.
Fixed Length	4.5		0.	Lane Width		125.058	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		0.	Lane Width		125.058	Two Points	2.

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figure III.3.Modélisation du camion Bc

General Vehicle Data

Vehicle name: MC120 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	Lane Width Line	
Leading Load Fixed Length	6,1		97,73	Lane Width		0.	Lane Width Line	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Figure III.4.Modélisation du MC120

General Vehicle Data

Vehicle name: D240 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Lane Width		0.	Lane Width Line	
Leading Load Fixed Length	11,		43,11	Lane Width		0.	Lane Width Line	
Fixed Length	8,		0.	Lane Width		0.	Lane Width Line	
Fixed Length	11,		43,11	Lane Width		0.	Lane Width Line	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Figure III.5.Modélisation du D240

3. MOMENTS FLÉCHISSANTS ET L'EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRES :

D'après le calcul avec logiciel SAP 2000, les résultats obtenus des moments fléchissant maximum sont mentionnés sous forme de diagramme.

3.1. Combinaison de charge (moment) :

Tableau III.1. Moments fléchissant maximum

Cas de charge	Moment dans la poutre intermédiaire [KN.m]	Moment dans la poutre de rive [KN.m]
charge permanente	2499.6165	2533.2278
Surcharge A(l)	126.9272	109.6136
Surcharge Bc	1710.7928	1505.8053
Surcharge Mc120	1773.4065	1564.3345
Surcharge D240	770.2949	770.2888

✓ ELU

Combinaison d'action	Moment dans la poutre intermédiaire [KN.m]	Moment dans la poutre de rive [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	3572.9819	3590.3355
1,35G+1,5Q+1,6 Bc	6111.7507	5714.903
1,35G+1,5Q+1,35Mc120	5768.581	5429.855
1,35G+1,5Q+1,35D240	4414.3803	4384.8933

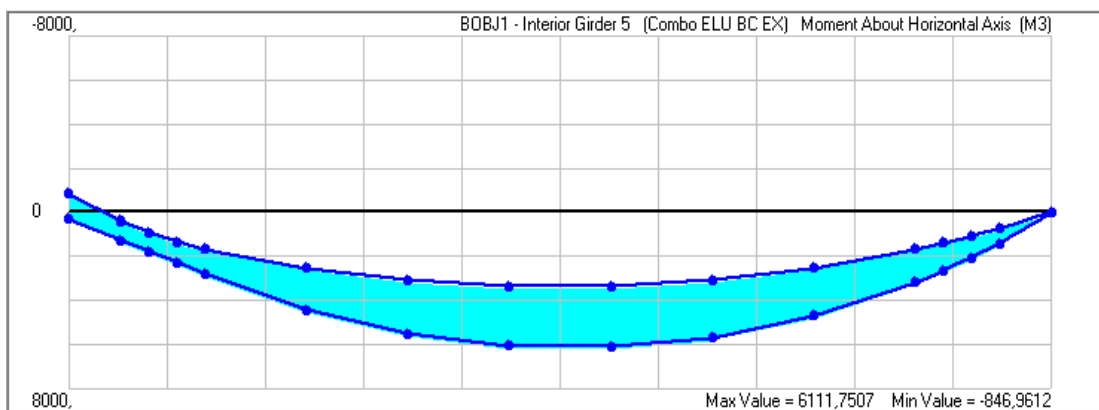


Figure III.6. Moment fléchissant maximum à l'ELU

✓ ELS

Combinaison d'action	Moment dans la poutre intermédiaire [KN.m]	Moment dans la poutre de rive [KN.m]
G+Q+1,2A(l)	2634.5592	2661.0853
G+Q+1,2 Bc	4552.5678	4255.55
G+Q+Mc120	4273.0229	4022.1148
G+Q+D240	3269.9114	3241.0691

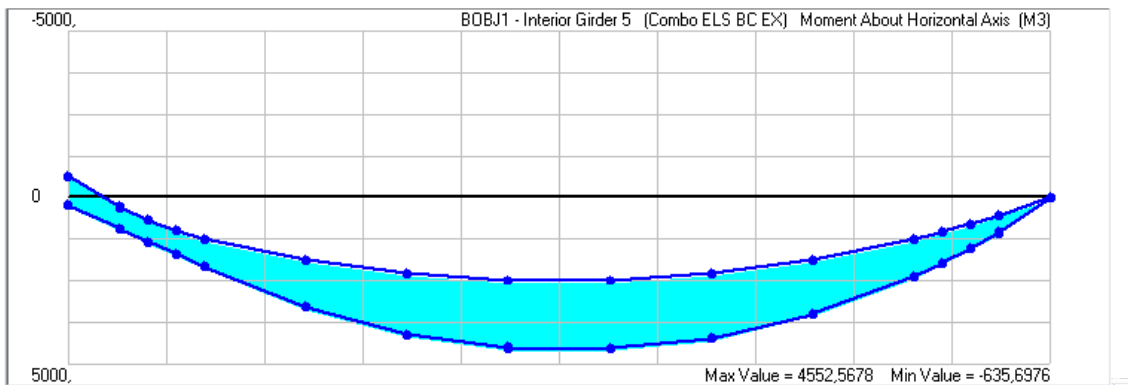


Figure III.7.Moment fléchissant maximum à l'ELS

3.2. Combinaison de charge (Efforts tranchants) :

Tableau III.2.Efforts tranchants maximum

Cas de charge	efforts tranchants dans la poutre intermédiaire [KN]	Efforts tranchants dans la poutre de rive [KN]
charge permanente	447.3465	384.9095
Surcharge A(l)	67.9763	38.7026
Surcharge Bc	414.6546	239.8024
Surcharge Mc120	392.6136	246.3081
Surcharge D240	216.4691	177.487

✓ ELU

Combinaison d'action	efforts tranchants dans la poutre intermédiaire [KN]	efforts tranchants dans la poutre de rive [KN]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	622.159	656.9771
1,35G+1,5Q+1,6 Bc	1163.581	980.642
1,35G+1,5Q+1,35Mc120	1032.051	902.5713
1,35G+1,5Q+1,35D240	796.2988	836.5656

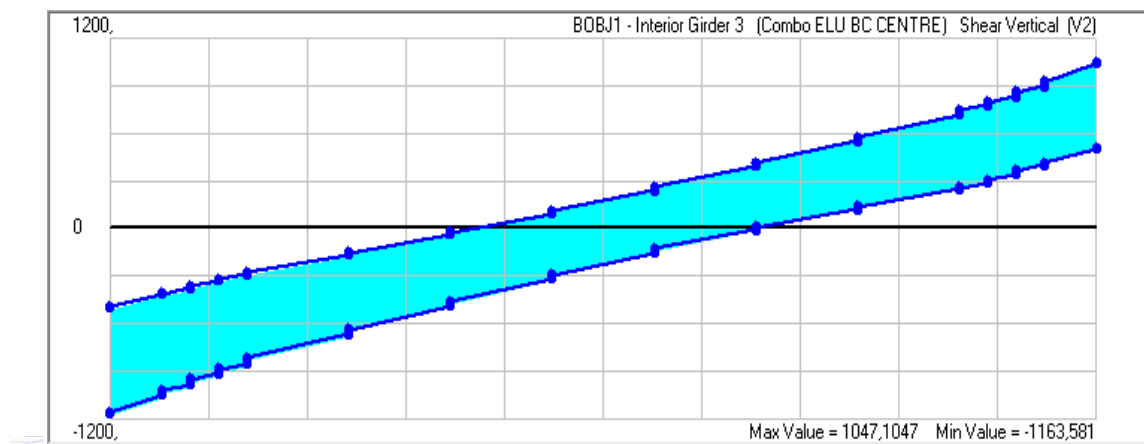


Figure III.8.Effort tranchant maximum à l'ELU

✓ ELS

Combinaison d'action	efforts tranchants dans la poutre intermédiaire [KN]	efforts tranchants dans la poutre de rive [KN]
G+Q+1,2A(l)	461.8079	487.141
G+Q+1,2 Bc	868.0549	729.9541
G+Q+Mc120	764.4821	668.5713
G+Q+D240	589.851	533.8259

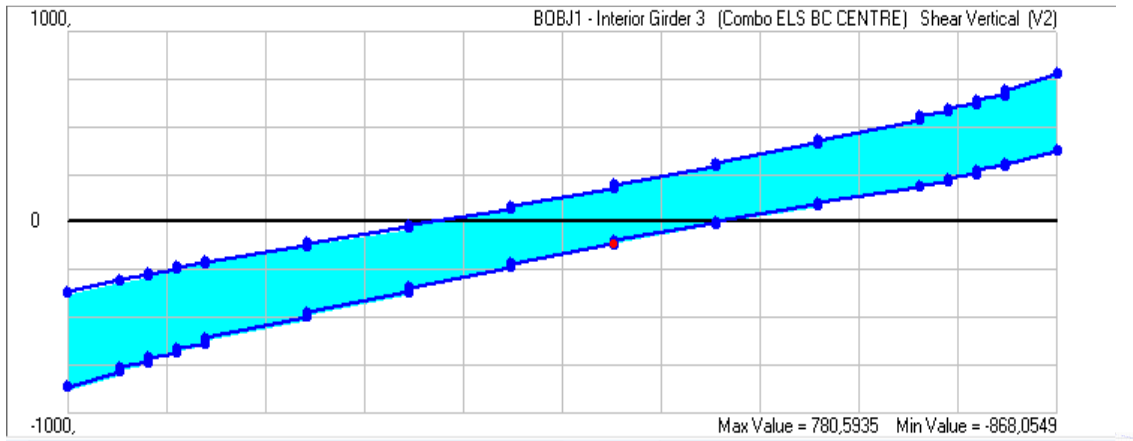


Figure III.9.Effort tranchant maximum à l'ELS

CALCUL DE LA PRECONTRAINT**1- INTRODUCTION :**

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, une mauvaise résistance à la traction ceci constituer le but essentiel de la précontrainte.

Par rapport au béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là où le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

Dans un élément poutre en béton précontraint, le câble de précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction on devra jouer sur deux paramètres essentiels :

- ✓ La valeur de la précontrainte P .
- ✓ L'excentricité e (distance du centre de gravité de la section au point de passage de la résultante des forces de précontrainte).

2- PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT :

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton

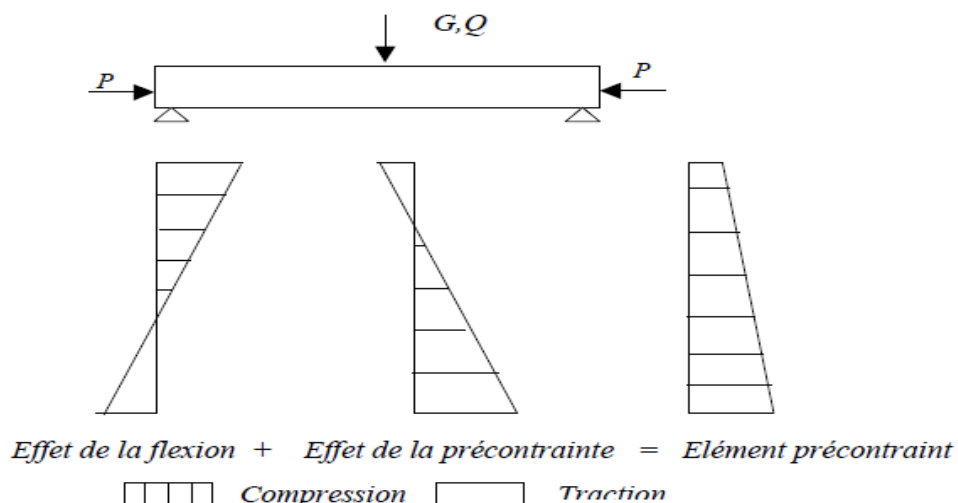


Figure IV.1.Principe du précontraint

Cette précontrainte peut être :

- ✓ Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- ✓ Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

3. MODE DE PRECONTRAINTE :

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

3.1. *Précontrainte par pré-tension :*

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton (Figure 5.2). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

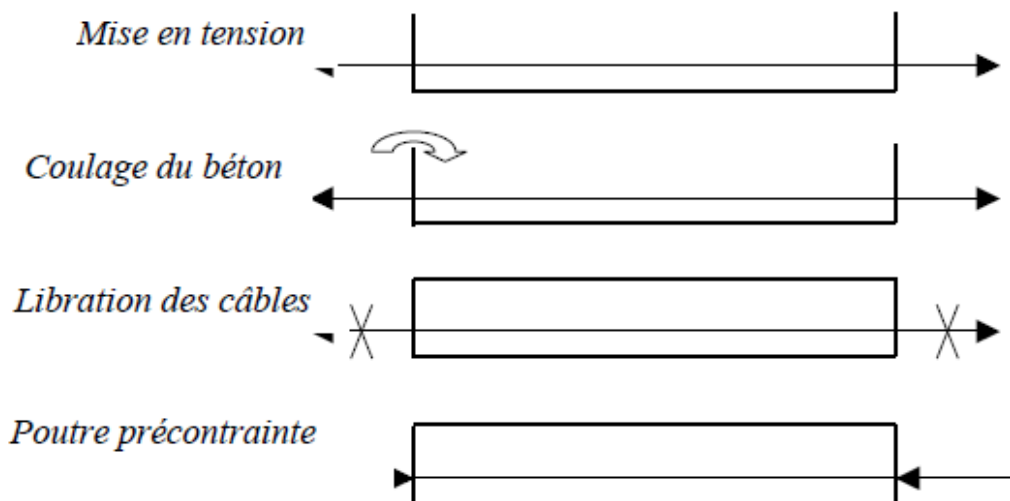


Figure IV.2. Procédé de la précontrainte par pré-tension

Etapes générales de réalisation

- ✓ Mise en tension des câbles.
- ✓ Coulage du béton.
- ✓ La libération des câbles après le durcissement du béton.
- ✓ Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.

3.2. Précontrainte par poste tension :

Ce Procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer, Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

Etapes générales de réalisation

- ✓ Placement des gaines dans le coffrage.
- ✓ Coulage du béton.
- ✓ Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- ✓ Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- ✓ L'injection d'un coulis de ciment.

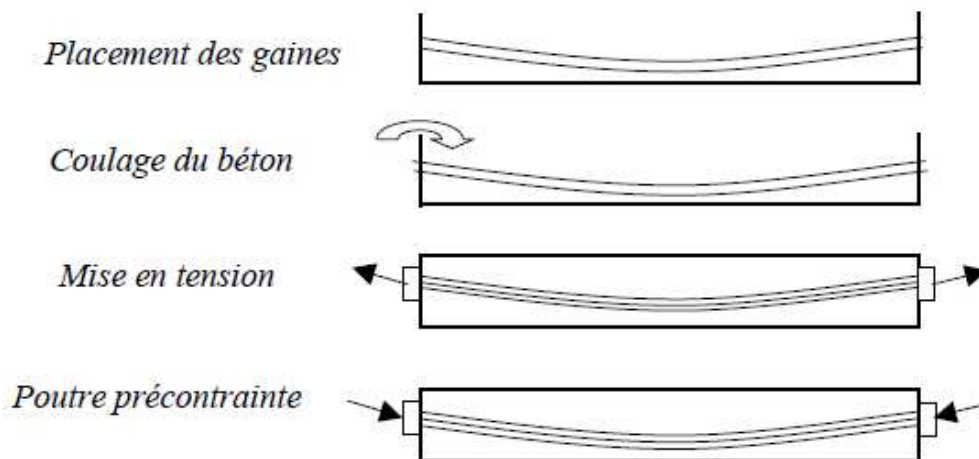


Figure IV.3. Procédé de la précontrainte par poste tension

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif - passif).

L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle:

- ✓ La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- ✓ L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures.

Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants:

- ✓ Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte.
- ✓ Conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise.

- ✓ Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton.
- ✓ présenter un retrait minimal.
- ✓ ne pas être agressif vis-vis de l'acier de précontrainte.

Le produit d'injection était autrefois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau, aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

a- Dispositif d'ancrage:

On distingue, principalement, deux types d'ancrage:

- ✓ Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- ✓ Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.

b- Les coupleurs :

Dispositif permettant les prolongements des armatures.

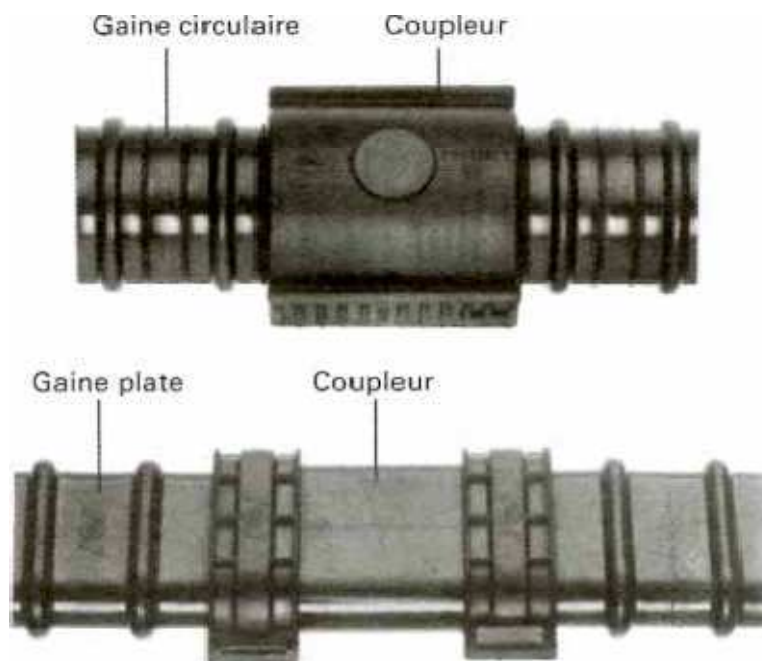


Figure IV.4. Les coupleurs

c- Matériels de mise en tension :

Vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.

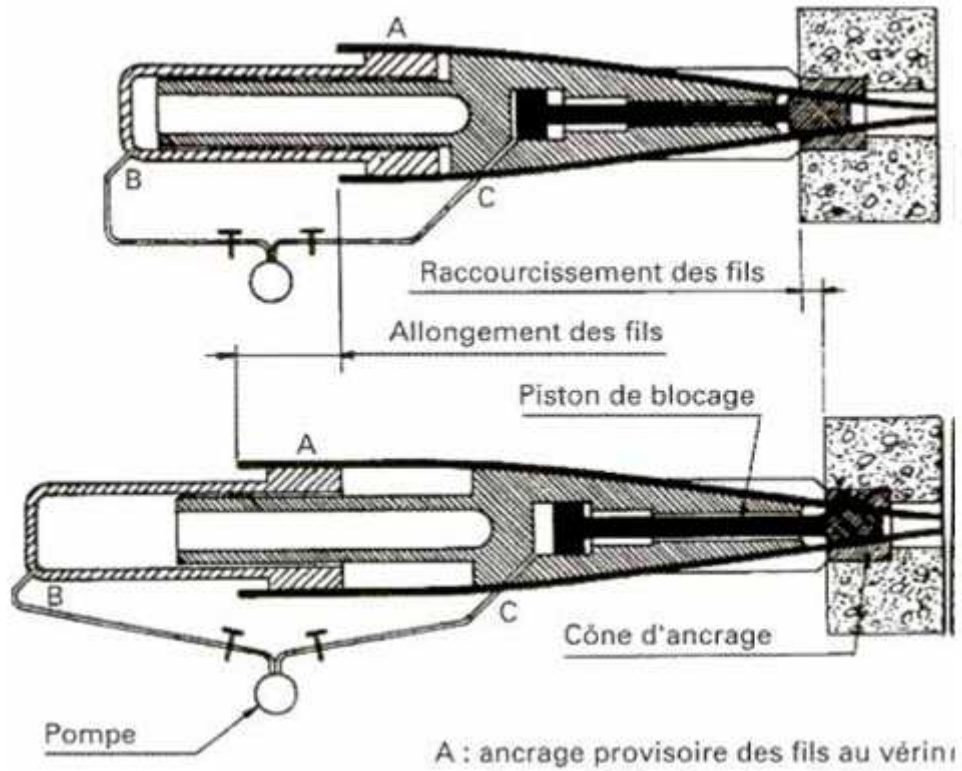


Figure IV.5. Vérin Freyssinet original. Dessin de principe



Figure IV.6. Vérin Freyssinet 12 T 5

d- Les accessoires :

Gaines, tubes d'injection etc.

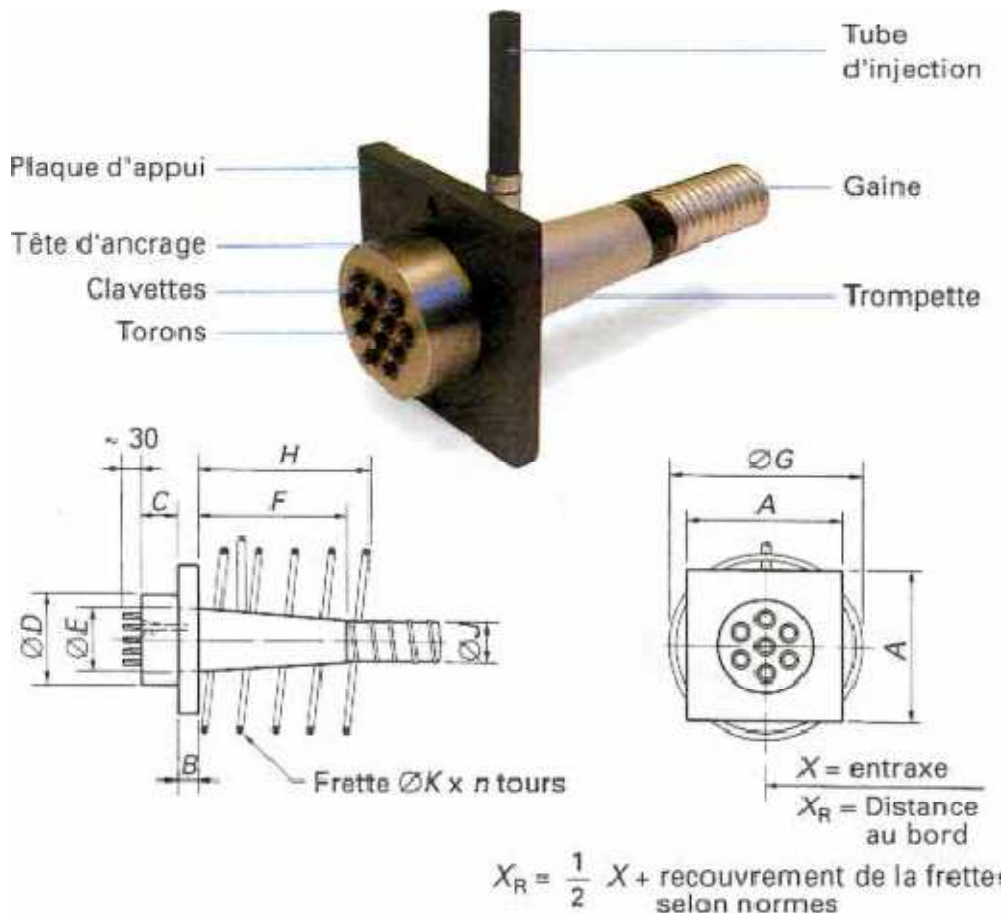


Figure IV.7. Ancrage à plaque VSL

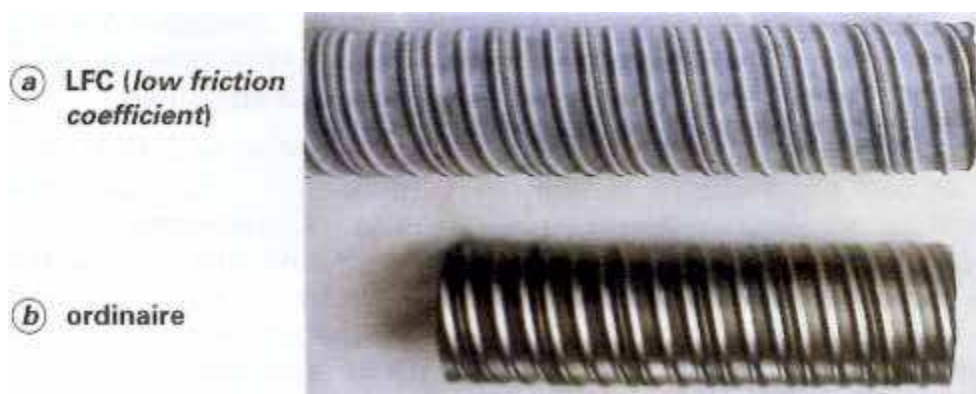


Figure IV.8. Gaine rigide cintrable à la main

4. AVENTAGES ET INCONVENIENTS :

4.1. Avantages :

- Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Augmentation des portés économiques.
- Une réduction des risques de corrosion.

4.2. Inconvénients :

- La nécessité de matériaux spécifiques.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié.
- La nécessité d'équipements particuliers.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.
- Un calcul relativement complexe.

5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE SUIVANT LES REGLES DE B.P.E.L :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicité (la poutre central a mi- travée) ; le moment maximal ami-travée à l'ELS :

$$M_{\max} = 4.552 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 2.533 \text{ MN.m} \text{ où } \Delta M = 2.019 \text{ MN.m}$$

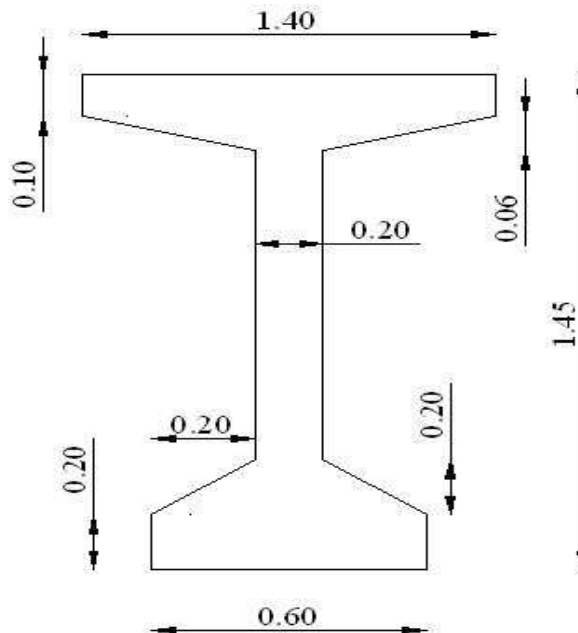


Figure IV.9.section intermédiaire

Tableau IV.1.Caractéristique géométrique de la section nette à mis travée

	Dimension	Section(B) (m ²)	S/fibre sup (m ³)	I/fibre sup (m ⁴)
(1)	0.6*0.1	0.06	A1*0.05	0.0002
(2)	½(0.06*0.6)	0.018	A2(0.1+(0.06/3))	0.0002628
(3)	0.2*1.45	0.29	A3*(1.45/2)	0.2032416
(4)	½(0.2*0.2)	0.02	A4*(1.45-0.2-(0.2 /3))	0.02805
(5)	0.2*0.2	0.04	A5*(1.45-(0.2 /2))	0.0730333
	Total	0.566	0.37589	0.4063338

Remarque :

Dans cette partie on va prendre des estimations en % sur le calcul de (B (nette) ; S nette/fibre sup ; I nette/cdg),et après on va calculer exactement.

$$B \text{ (nette)} = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$$

$$S \text{ nette/fibre sup} = S \text{ brute/fibre sup} - 5\% S \text{ brute/fibre sup}$$

$$V = S / B = 0.6641 \text{ m}$$

$$V' = 1.45 - V = 0.7859 \text{ m}$$

$$I \text{ brute/cdg} = I \text{ brute/fibre sup} - B(V)^2 = 0.1567 \text{ m}^4$$

$$I \text{ brute/cdg} = 0.1567 \text{ m}^4$$

$$I \text{ nette/cdg} = I \text{ brute/cdg} - 10\% I \text{ brute/cdg}$$

Tableau IV.2.Caractéristique de la section nette

Dimension	Section (B nette) (m ²)	S nette/fibre sup (m ³)	I nette/ cdg (m ⁴)
Nette	0.5377	0.3570955	0.14103

Section Name		section intermediaire	
Properties			
Cross-section (axial) area	0,566	Section modulus about 3 axis	0,1994
Torsional constant	9,968E-03	Section modulus about 2 axis	0,0463
Moment of Inertia about 3 axis	0,1567	Plastic modulus about 3 axis	0,2746
Moment of Inertia about 2 axis	0,0324	Plastic modulus about 2 axis	0,096
Shear area in 2 direction	0,2871	Radius of Gyration about 3 axis	0,5261
Shear area in 3 direction	0,4045	Radius of Gyration about 2 axis	0,2392

Figure IV.10. Vérification de ces résultats avec le logiciel

5.1. La force de la précontrainte :

Généralement, pour les poutres de pont on prend la classe II pour vérifier leur résistance.

On suppose que la section est sous critique

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{V} \geq \Delta M / \Delta \sigma S \\ I / V' \geq \Delta M / \Delta \sigma I \end{array} \right.$$

$$\Delta \sigma_s = \sigma_{cs} - \sigma_{ts}$$

$$\Delta \sigma_i = \sigma_{ci} - \sigma_{ti}$$

$$\sigma_{cs} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 0.5 \times f_{c28} = 17.5 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28}$$

$$\sigma_{ti} = -1.5 \times f_{t28}$$

$$\Delta M = 2.019 \text{ MN.m}$$

$$\varphi = I / (B \times V \times V')$$

$$\varphi = 0.5025$$

Tableau IV.3. Résultats des tableaux

f_{c28}	f_{t28}	σ_{cs}	σ_{ci}	σ_{ts}	σ_{ti}	$\Delta \sigma_s$	$\Delta \sigma_i$
MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
35	2.7	21	17.5	-4.05	-4.05	25.05	21.55

$$I / V = 0.2123 \geq \Delta M / \Delta \sigma S = 0.08 CV$$

$$I / V' = 0.1794 \geq \Delta M / \Delta \sigma I = 0.093 CV$$

Calcul P_{sous}

$$P_{sous} = \frac{(\Delta M + (v \sigma_s + v' \sigma_i) \phi B)}{(\phi x h)}$$

$$P_{sous} = 0.59 \text{ MN}$$

Calcul P_{sur}

$$P_{sur} = \frac{(M_{max} + \phi B v \sigma_s)}{(\phi V + V' - d')}$$

$$d' = 1.5 \times \Phi_g = 1.5 \times 80 = 120 \text{ mm}$$

$$P_{sur} = 3.82 \text{ MN}$$

Vérification de la section

$$I / V = 0.2123 \geq P \phi h / (\sigma_c s + (V/V') \sigma_i) = 0.1583 CV$$

D'où la section est sur critique

Calcul de l'excentricité e_0

$$e_0 = -(v' - d') = -0.6659 \text{ m}$$

Calcul nombre de câble :

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}) = \min(1394.4; 1397.7)$$

$$\sigma_{p0} = 1394.4 \text{ MPa}$$

5.2. Détermination du nombre de câbles :

On fixe à priori l'intensité des pertes (Δp) à 25% de la tension initiale p_0 . En tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera de

$$P_0 = \frac{P}{0.98 - 1.2 \cdot \left(\frac{\Delta p}{p}\right)}$$

$$P_0 = \frac{3.82}{0.98 - 1.2(0.25)}$$

$$P_0 = 5.61 \text{ MN}$$

▪ Nombre de câbles

$$n = \frac{P_0}{p} \quad P = \sigma_{p0} \times A_P = 1394.4 \times 1668 \times 10^{-6} = 2.32 \text{ MN}$$

$$n = \frac{5.61}{2.32} = 2.41$$

n = 3 câbles.

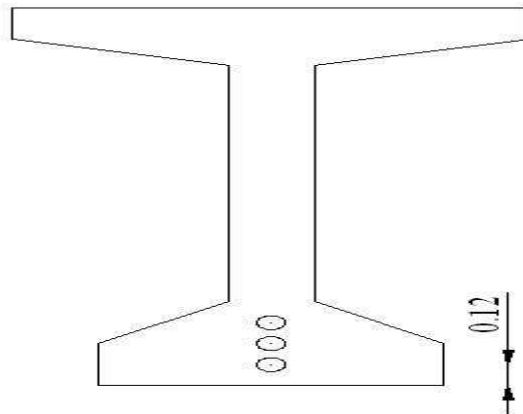


Figure IV.11. Disposition constructive des câbles de précontrainte

5.3. Calcul exacte :

$$B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 3 \times \pi \times 0.08^2 / 4$$

$$B \text{ (nette)} = 0.5509 \text{ m}^2$$

$$S \text{ nette/FIBRE SUP} = S \text{ brute/FIBRE SUP} - 1.33 \times 3 \times \pi \times 0.08^2 / 4$$

$$V_n = S \text{ nette} / B_n$$

$$V_n = 0.646 \text{ m}$$

$$V'_n = 0.804 \text{ m}$$

$$I \text{ nette/fibre sup} = I \text{ brute/fibre sup} - 1.33^2 \times 3 \times \pi \times 0.08^2 / 4$$

$$I \text{ nette/cdg} = I \text{ nette/fibre sup} - V_n^2 B_n$$

$$\varphi = 0.523$$

Tableau IV.4. Caractéristique de la section nette

Dimension	Section (Bnette) (m ²)	S nette/ fibre sup (m ³)	I nette/ cdg (m ⁴)	I nette/ fibre sup (m ⁴)
Nette	0.5509	0.3562	0.1497	0.3796

$$P_{\text{sous}} = 0.431 \text{ MN}$$

$$P_{\text{sur}} = 3.71 \text{ MN}$$

$$I / V = 0.231 \geq P \varphi h / (\sigma_{cs} + (V/V') \sigma_{ti}) = 0.158 \text{ CV}$$

▪ La valeur de la précontrainte réelle

$$P_0 = n \times P = 3 \times 2,32 = 9,32 \text{ MN}$$

Tableau IV.5.Récapitulation des résultats de précontrainte

Précontrainte P max = P sur (MN)	Excentricité	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P ₀ (MN)
3,71	-0,6659	3 câbles 12T15	6,96

5.4. Vérification à L'ELS :

5.4.1. La mise en tension (à court terme) :

La vérification est faite à 14 jours.

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_1 = 1,02 (6,96) - 0,8 (0,25 \times 6,96)$$

P₁ = 5,70 MN

Donc il faut vérifier que : $\begin{cases} \text{Fibre Supérieure} : \sigma_s \geq \sigma_{ts} \\ \text{Fibre Inférieure} : \sigma_i \leq \sigma_{ci} \end{cases}$

Sachant que :

- $\sigma_c = 21 \text{MPa}$
- $\sigma_t = -4,05 \text{MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_{\min V}}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V}{I} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{2,533 \times 0,646}{0,1497} + 5,7 \left(\frac{1}{0,5509} + \frac{-0,6659 \times 0,646}{0,1497} \right)$$

$$\sigma_s = 4,89 \text{ MPa} > \sigma_{ts} = -4,05 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_i = -\frac{M_{\min V'}}{I} + P_1 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{2,533 \times 0,804}{0,1497} + 5,7 \left(\frac{1}{0,5509} + \frac{-0,6659 \times 0,804}{0,1497} \right)$$

$$\sigma_i = 3,56 < \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa}.$$

5.4.2. En exploitation à long terme :

La vérification est faite à 28 jours.

$$P_2 = 1,02 P_0 - 1,2 \Delta P$$

$$P_2 = 1,02 (6,96) - 1,2 (0,25 \times 6,96)$$

P₂ = 5,01 MN

On a : M_{max} = 8,701 MN.

Donc il faut vérifier que : $\begin{cases} \text{Fibre Supérieure} : \sigma_i \leq \sigma_{cs} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.} \\ \text{Fibre Inferieur} : \sigma_s \geq \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\sigma_i = \frac{M_{\max} V'}{I} + P2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e0 V'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = \frac{4,552 \times 0,804}{0,1497} + 5,01 \left(\frac{1}{0,5509} + \frac{-0,6659 \times 0,804}{0,1497} \right)$$

$$\sigma_i = 15,62 \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max} V}{I} + P2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e0 V}{I} \right)$$

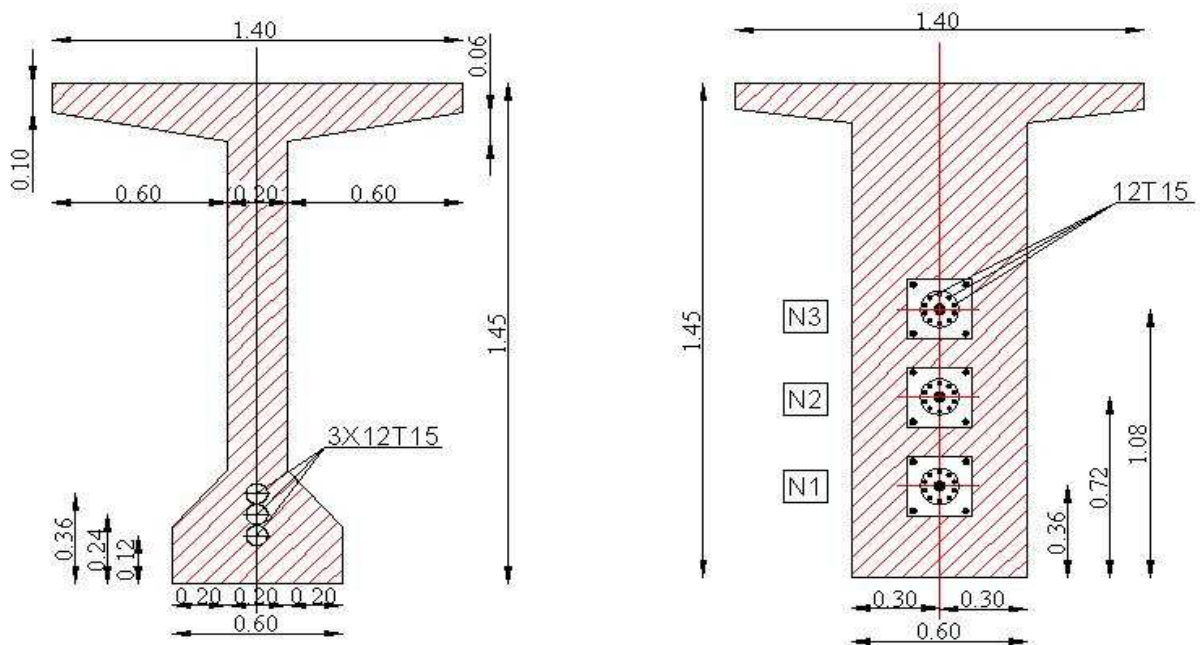
$$\sigma_s = \frac{8,701 \times 0,54}{0,291} + 6,71 \left(\frac{1}{0,998} + \frac{-0,99 \times 0,54}{0,291} \right)$$

$$\sigma_s = 14,34 \geq \sigma_{ti} = -2,7 \text{ MPa}$$

Donc les conditions sont vérifiées.

5.5. Tracé des câbles :

En utilisant le document FREYSSINET INTERNATIONAL, le tracé s'effectue de la manière suivante :



FigureIV.12.L'emplacement des câbles dans les sections des poutres

On choisit un repère (x, y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passant par le milieu de la poutre.

L'équation du câble moyen : $y = Ax^2 + B$.

Equation des câbles :

$$\begin{array}{l}
 \text{Câble 01 : } x=0 \rightarrow y=0,12 \rightarrow b=0,12 \\
 x=14,05 \rightarrow y=0,36 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,001215 \\
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Câble 01} \\ \text{Câble 02} \end{array}} \right\} y = 0,001215x^2 + 0,12 \text{ [m]} \\
 \text{Câble 02 : } x=0 \rightarrow y=0,24 \rightarrow b=0,24 \\
 x=14,05 \rightarrow y=0,72 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,002431 \\
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Câble 02} \\ \text{Câble 03} \end{array}} \right\} y = 0,002431x^2 + 0,24 \text{ [m]} \\
 \text{Câble 03 : } x=0 \rightarrow y=0,36 \rightarrow b=0,36 \\
 x=14,05 \rightarrow y=1,08 \rightarrow a = (y-b)/x^2 = 0,003647 \\
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Câble 03} \end{array}} \right\} y = 0,003647x^2 + 0,36 \text{ [m]}
 \end{array}$$

Tableau IV.6. Les coordonnées de tracé des câbles/fibre inférieure

	0	1/8=3,512m	1/4=7,025m	3×1/8=10,537m	1/2=14,05m
Câble 01	0,12	0,1349	0,1799	0,2548	0,3598
Câble 02	0,24	0,2699	0,3599	0,5099	0,7198
Câble 03	0,36	0,4049	0,5399	0,7649	1,0799

5.6. Calcul des pertes de précontraintes par post-tension :

On appelle perte de précontrainte toute différence entre la force de précontrainte exercée par le vérin lors de sa mise en tension des câbles et de la force réelle de précontrainte qui régnera dans l'ouvrage. Cependant, les pertes de précontrainte varient en fonction de l'espace et de temps. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte.

On distingue deux types des pertes :

- Pertes instantanées.
- Pertes différées.

5.6.1. Perte instantanées :

5.6.1.1. Frottement des câbles « $\Delta\sigma_{fr}$ » :

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension.

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

Avec

$\sigma_p(x)$: la tension en un point.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-(f \alpha + \rho x)}$$

Avec

f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine.

ρ : Coefficient d'imperfection de la section des câbles.

α : angle de déviation du câble.

x : le point de calcul de la tension.

Remarque :

Le calcul des pertes se feront pour le câble moyen : câble 2.

$y=0,002431x^2+0,24$ (équation du 2^{ème} câble).

$\alpha=y'=0,004682x$ (pente du câble).

D'après le B.P.E.L : $f = 0,18$; $\rho = 0,002$

Tableau IV.7.Valeurs numériques des coefficients 'y' et 'α'

x(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
y(m)	0,24	0,3599	0,7198	1,3197	2,1595
α (rd)	0	0,032	0,065	0,098	0,131

$$\sigma_p(x) = 1394,4 \cdot e^{-(0,18 \alpha + 0,002 x)}$$

Tableau IV.8.Les pertes dues au frottement

x(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
σ_p(x) (Mpa)	1394,4	1367,07	1340,01	1311,85	1287,72
Δσ_{fr} = σ_{p0} - σ_p(x)	0	27,33	54,39	82,55	106,68

5.6.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

La distance de glissement « d » :

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot L}{\sigma_{p0(0)} - \sigma_{p0\left(\frac{3L}{4}\right)}}$$

Avec

g : l'intensité du recul d'ancrage =6mm.

E_p : module d'élasticité de l'acier $E_p=1,9 \times 10^5$ MPa.

$$g \times E_p = 0,006 \times 1,9 \times 10^5 = 1140 \text{ MN / m.}$$

- Pour $x = L / 4 = 7,025 \text{ m}$

$$\text{Aire 1} = \frac{(1394,4 - 1367,07) \times 7,025 \times 2}{2} = 191,99 < 1140 \text{ MN.m}$$

- Pour $x = 14,05 \text{ m}$

$$\text{Aire 2} = \frac{(1394,4 - 1340,01) \times 14,05 \times 2}{2} = 764,17 < 1140 \text{ MN.m}$$

- Pour $x = 21,075 \text{ m}$

$$\text{Aire 3} = \frac{(1394,4 - 1311,85) \times 21,075 \times 2}{2} = 1739,74 > 1140 \text{ MN.m}$$

Donc $14,05 < d < 21,075$.

Alors : $d = 19,69 > L/2 \text{ m}$; il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_p(x) - \Delta\sigma_f(x) - \sigma_{pog}$$

$$\sigma_{pog} = \sigma_{po} - \frac{2g \cdot E_p}{d} = 1394,4 - \frac{2 \times 0,006 \times 1,9 \times 10^5}{19,69} = 1278,60 \text{ MPa}$$

Tableau IV.9. Les pertes dues au glissement

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	115,8	61,14	7,02	0	0

5.6.1.3. Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ » :

Ces pertes dues au non simultanément de mise en tension des câbles.

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{N - 1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_b(x)$$

Avec

N: nombre des câbles (N=3).

$\sigma_b(x)$: contrainte normal du béton.

E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.

σ_b : contrainte moyenne du béton au niveau du câble a la mise en tension.

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_c 28} = 11000. \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{3-1}{2 \cdot 3} \cdot \frac{1,9 \cdot 10^5}{35981,73} \cdot \sigma_b(x) = 1,76 \cdot \sigma_b(x)$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B_n} + P \times \frac{ep^2}{I_n} - Mg \times \frac{ep}{I_n}$$

(Cette formule a été établie avec l'hypothèse d'égalité de déformation du béton et des câbles, ce qui suppose qu'il y a adhérence parfaite entre le câble et le béton).

Pour $x = L/2 = 14,05$; m $\Delta\sigma_{fr} = 54,39$ MPA.

$\Delta\sigma_g = 7,02$ MPA.

On calcule la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$P = A_p \cdot (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_i)$$

$$P = A_p \cdot (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{el})$$

$$P = 4 \cdot 1668 \cdot 10^{-6} \cdot (1394,4 - 54,39 - 7,02 - 1,76 \cdot \sigma_b)$$

$$\mathbf{P = 8,89 - 0,0066 \cdot \sigma_b \text{ Mpa}}$$

▪ **La détermination de l'excentricité « e_p »**

Tableau IV.10. Les caractéristiques géométriques nettes des sections

X (m)	B (m²)	V' (m)	V (m)	I (m⁴)	e_p (m)
0	0,9253	0,795	0,654	0,1736	0,075
7,025	0,5509	0,804	0,646	0,1497	0,444
14,05	0,5509	0,804	0,646	0,1497	0,564
21,075	0,5509	0,804	0,646	0,1497	0,444
28,10	0,9253	0,795	0,654	0,1736	0,075

$$Mg = \frac{g \cdot (x)^2}{8}$$

$$Mg = \frac{0,5509 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot 28,1^2}{8}; Mg = 1,36 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{(8,89 - 0,0066 \cdot \sigma_b)}{0,5509} + (8,89 - 0,0066 \cdot \sigma_b) \cdot \frac{0,564^2}{0,1497} + 1,36 \times \frac{0,564}{0,1497}$$

$$\sigma_b = 39,13 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_{el} = 68,86 \text{ Mpa.}$$

De la même façon on calcule les pertes dues au raccourcissement élastique des autres sections.

Tableau IV.11. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_{el}$(MPa)	18,16	53,66	68,86	53,66	18,16

Tableau IV.12.Récapitulatif des pertes instantanées

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
Δσf(MPa)	0	27,33	54,39	82,55	106,68
Δσg(MPa)	115,8	61,14	7,02	0	0
Δσel(MPa)	18,16	53,66	68,86	53,66	18,16
Σ Pi	133,96	142,13	130,27	136,21	124,84

5.6.2. Pertes Différées :

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l’ouvrage et se produisent simultanément. Le B.P.E.L à retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité par une valeur forfaitaire.

5.6.2.1. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l’eau excédentaire contenue dans le béton.

La perte totale par retrait s’exprime :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \xi_r (1 - r(t_0))$$

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \\ r_m = \frac{B}{U} = \frac{\text{Aire de la section nette}}{\text{périmètre de la section}} [cm] \end{array} \right.$$

Avec

t_0 : jour de la mise en tension.

$\xi_r = 2,5 \times 10^{-4}$ étant le retrait total du béton.

$E_p = 1,9 \times 10^5$ MPa

r_m : rayon moyen

A 28 jours

▪ **Section médiane**

$$r_m = \frac{0,5509}{6,148}$$

$r_m = 0,09$ m ; $r_m = 9$ cm.

$$r(28) = \frac{28}{28 + 9 \times 9,00} = 0,256$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 \times (1 - 0,256) = 35,34 \text{ MPa.}$$

▪ **Section d'about**

$$r_m = \frac{0,9253}{5,588}$$

$$r_m = 0,1655\text{m} ; r_m = 16,55\text{cm.}$$

$$r(28) = \frac{28}{28+9 \times 16,55} = 0,158$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5 \times (1-0,158) = 40,00\text{Mpa.}$$

5.6.2.2. Pertes dues à la relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \frac{\rho_{1000}}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

Avec

ρ_{1000} : Coefficient de Relaxation à 1000 h ($\rho_{1000} = 2,5$)

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture ($f_{prg} = 1743\text{Mpa}$)

μ_0 : Coefficient pris 0,43 pour les armatures à TBR (très basse relaxation).

$$\sigma_{pi}(x) = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i(x))$$

Pour $x = L/2 = 14,05\text{ m}$

$$\sigma_{pi}(14,05) = 1394,4 - 130,27 = 1264,13\text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 6 \frac{2,5}{100} \left(\frac{1264,13}{1743} - 0,43 \right) 1264,13 = 56,70\text{Mpa}$$

Tableau IV.13. Pertes dues à la relaxation des aciers

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\sigma_{rel}(\text{MPa})$	55,42	54,83	56,70	55,08	56,82

5.6.2.3. Perte due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ » :

Le béton est maintenu sous une charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité n'est pas constante mais elle augmente lentement et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage.

Tableau IV.14.Les caractéristiques géométriques brutes (poutre + dalle)

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1,364	1,04	0,638	0,391	0,68
7,025	0,956	1,15	0,542	0,283	0,91
14,05	0,956	1,15	0,542	0,283	1,03
21,075	0,956	1,15	0,542	0,283	0,91
28,10	1,364	1,04	0,638	0,390	0,68

On utilise la donnée par le BPEL

$$\Delta\sigma_{fl}=2,5\sigma_b E_p/E_{ij}$$

Avec

$$E_p/E_{ij}=5,28$$

$$E_p=1,9.10^5; E_{ij}=11000\sqrt[3]{35}=35981,73$$

$$\Delta\sigma_{fl}=13,201. \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{p}{B} + \frac{p \cdot e_p^2}{I} + \frac{M_g \cdot e_p}{I}$$

On calcul la précontrainte à partir de la section des câbles :

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + (\Delta\sigma_r + 5/6\Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{fl})$$

$$P = A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - (\Delta\sigma_{ret} + 5/6\Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{fl}))$$

$$P = 4.1668.10^{-6} \cdot (1394,4 - 130,27 - (35,34 + 5/6 \cdot (56,670) + 13,201 \cdot \sigma_b))$$

$$P = 8,89-0,0066 \cdot \sigma_b \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_b = 11,23 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 148,24 \text{ MPA}$$

Tableau IV.15.Les pertes dues au fluage de béton

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_{flu}$(MPa)	87,31	79,58	148,24	77,36	88,15

Tableau IV.16.Récapitulatif des pertes différées

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta\sigma_{ret}$(MPa)	40,00	35,34	35,34	35,34	40,00
$\Delta\sigma_{rel}$(MPa)	55,42	54,83	56,70	55,08	56,82
$\Delta\sigma_{flu}$(MPa)	87,31	79,58	148,24	77,36	88,15
ΣPd	182,73	169,75	240,28	167,78	184,97

Tableau IV.17.Pourcentage des pertes total

X(m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
Pertes instantanées total	133,96	142,13	130,27	136,21	124,84
Pertes différées total	182,73	169,75	240,28	167,78	184,97
Pertes total	316,69	311,88	370,55	303,99	309,81
% des pertes	11,09	10,92	12,97	10,64	10,84

On remarque que le pourcentage des pertes est inférieur à 25% donc la condition est vérifiée.

5.7. Vérification de la flexion à mi- travée :

5.7.1. Calcul aux ELS :

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 : A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50% le B.P.E.L donne $P_{max}=1,02p_0-0,8\Delta p_i$

- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et déférées

- **A la mise en tension**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

Tableau IV.18.Les caractéristiques géométriques nettes pour différentes sections

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	0,974	0,795	0,655	0,178	0,196
7,025	0,598	0,816	0,634	0,145	0,517
14,05	0,598	0,816	0,634	0,145	0,616
21,075	0,598	0,816	0,634	0,145	0,517
28,10	0,974	0,795	0,655	0,178	0,196

Il faut vérifier que :

$$\frac{P_1}{B} - \frac{F_{1e0V}}{I} + \frac{M_{minV}}{I} \geq \sigma_{ts} = -4,05 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre supérieure.}$$

$$\frac{P_1}{B} + \frac{F_{1e0V'}}{I} - \frac{M_{minV'}}{I} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre inférieure.}$$

Avec: P₁=0,5 (1,02P₀-0,8Δp_i) ... a la mise en tension, on considère 50% de précontrainte.

p₀= 9,19 MN (la valeur de la précontrainte réelle).

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \cdot P_0$$

Tableau IV.19.Détermination des contraintes

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
Δσ	135,87	180,28	175,76	172,22	126,56
ΔP_i (MPa)	0,89	1,20	1,20	1,19	0,90
P₁(MN)	4,33	4,205	4,205	4,209	4,32
M_{min}(MN.m)	0	0,83	1,47	0,83	0
σ_s(MPa)	1,51	2,37	3,59	2,41	1,51
σ_i(MPa)	4,09	7,06	8,53	7,11	4,09

Alors les conditions sont vérifiées.

- **en service**

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Tableau IV.20.Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite

X (m)	B (m ²)	V' (m)	V (m)	I (m ⁴)	e _p (m)
0	1,374	1,01	0,635	0,390	0,411
7,025	0,998	1,11	0,539	0,291	0,81
14,05	0,998	1,11	0,539	0,291	0,91
21,075	0,998	1,11	0,539	0,291	0,81
28,10	1,374	1,01	0,635	0,390	0,411

le B.P.E.L donne $P_{min} = 0,98p_0 - 1,2\Delta p$ et on considère les pertes instantanées et différées.

Il faut vérifier que :

$$\frac{P_2}{B} - \left(\frac{P_2 e_0 V}{I} + \frac{M_{min} V}{I} \right) < \sigma_{cs} = 21 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre supérieure}$$

$$\frac{P_2}{B} + \left(\frac{P_2 e_0 V'}{I} - \frac{M_{min} V'}{I} \right) > \sigma_{ti} = -2.7 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fibre inférieure}$$

Avec : $P_2 = 0,98 P_0 - 1,2\Delta p$ (p_0 : la précontrainte réelle = 9,19).

$$\Delta P_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \cdot P_0$$

Tableau IV.21.Détermination des contraintes

X (m)	0	7,025	14,05	21,075	28,1
$\Delta \sigma$	311,19	337,10	401,84	327,89	304,02
ΔP_i (MPa)	2,04	2,21	2,64	2,15	1,99
P_2 (MN)	6,55	6,35	5,83	6,42	6,61
M_{min} (MN.m)	0	3,41	5,18	3,41	0
σ_s (MPa)	1,15	4,17	5,39	4,23	1,19
σ_i (MPa)	2,01	-1,16	0,89	-1,36	2,03

Les contraintes en E.L.S sont inférieures aux contraintes admissibles, donc les sollicitations agissant restent dans le domaine de sécurité.

5.8. Ferrailage passif longitudinal :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées d'acier dur de nuance F_eE400 (F_e=400MPa).

5.8.1. Armatures de peau :

Le but de ces armatures est de répartir les effets de retrait différentiels et des variations de température.

Selon le B.P.E.L on doit disposer 3 cm² / ml d'armatures dans le sens longitudinales et 2 cm² dans le sens transversales.

Prenons :3HA 12 (3,39 cm²) sens longitudinale.

2HA 12 (2.26 cm²) sens transversale.

5.8.2. Armatures longitudinal dans la zone tendue :

$$A_t = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{Bt}}$$

Avec

N_{Bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.

B_t : Air de la partie de béton tendu.

f_e : limite élastique des armatures utilisées f_e = 400 Mpa.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction dans la section tendue.

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton a j jour.

σ_s=5,39MPa.

σ_i=0,89.

D'après le théorème de THALIS :

$$\frac{\sigma_i}{y} = \frac{\sigma_s}{1,45 - y}$$

$$\frac{0,89}{y} = \frac{5,39}{1,45 - y}$$

y=20,5cm.

B_t=1,4×0,205=0,287m²

$$N_{Bt} = \sigma_i \frac{B_t}{2}$$

N_{Bt}=0,127MN.

$$A_t = \frac{0,287}{1000} + \frac{0,127 \times 2,7}{400 \times 0,89}$$

A_t=0,001943m².

A_t=19,43cm².

On choisit 10HA16de section A_s=20.10cm².

5.9. Vérification de l'effort tranchant :

5.9.1. Vérification à l'ELS :

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour une section homogène, le cisaillement en un point de cote « y » est donné par la formule :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_0 \times b(y)}$$

Avec

V_{red} : L'effort tranchant réduit ;

I_0 : Le moment d'inertie total de la section / à son CDG ;

$S(y)$: Le moment statique / à l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y » ;

$b(y)$: La largeur de la section à l'ordonnée « y ».

▪ **L'effort tranchant réduit :**

L'inclinaison du câble 2 à l'abscisse étant $\alpha = 5,87^\circ$;

$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

$$V = 1,579 \text{ MN.}$$

$$P(x=0) = 6,55 \text{ MN.} \quad ; \quad V_{red} = 0,90 \text{ MN}$$

▪ **La section homogène d'about (B_h) :**

$$B_h = B_{nette} - 4 \cdot B_{acier} \Rightarrow B_h = 1,374 - 4 \times (\pi \times 0,08^2) \Rightarrow B_h = 1,293 \text{ m}^2$$

$$V' = 1,015 \text{ m} \quad ; \quad V = 0,635 \text{ m.}$$

$$S(0) = 0,774 \text{ m}^3.$$

$$b_h = (0,60 - 0,08) + 5 \times 0,08 \Rightarrow b_h = 0,92 \text{ m}$$

$$h = 2 - (4 \times 0,08) = 1,68 \text{ m}$$

$$I_0 = 0,390 \text{ m}^4.$$

$$\tau = \frac{0,90 \times 0,774}{0,390 \times 0,92}$$

$$\tau = 1,94 \text{ MPa.}$$

▪ **Contrainte normale longitudinal :**

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B} + (P \times e_p + M) \times \frac{V}{I}$$

La contrainte de compression au centre de gravité du béton vaut $\sigma_x = \sigma_g = \frac{P}{B}$

$$\sigma_x(0) = \frac{6,55}{1,293} = 5,07 \text{ MPa.}$$

▪ **Méthode pratique de justification :**

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau \leq \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$$

Avec

$$\bar{\tau}_1^2 = \sigma_x \sigma_t + 0,4 \times f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t))$$

Avec

σ_t : Contrainte normale transversale $\sigma_t = 0$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times 2,7 \times (2,7 + \frac{2}{3} (5,07))$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 6,56 \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_1 = 2,56 \text{MPa}.$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6 f_{cj} - \sigma_x) f_{tj}$$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2 \times 2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 5,07) \times 2,7$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 6,63 \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_2 = 2,57 \text{MPa}.$$

D'où $\tau = 1,94 \text{MPa} < \bar{\tau}_1 = 2,56 \text{MPa}$; (condition vérifiée).

Comme :

$$\sigma_x < 0,4 f_{cj}$$

$$\sigma_x = 5,07 \text{MPa} < 0,4 f_{cj} = 14 \text{Mpa} ; \text{ (condition vérifiée).}$$

5.9.2. Calcul à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_0 \times b(y)} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$V_{red} = V_u - P \sin \alpha$$

$$V_u = 1,73 \text{MN}$$

$$V_{red} = 1,06 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,06 \times 0,774}{0,39 \times 0,92} = 2,28 \text{MPa} < \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} = 3,5 \text{MPa} ; \text{ (condition vérifiée).}$$

▪ **Ferrailage transversale**

$$\tau_u \leq \frac{At}{bn} \frac{f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{St \gamma_s \sin \beta_u}$$

Armatures transversale : comme il ya reprise de bétonnage nous prendrons $\beta_u=45^0$

Dans notre cas on a des armatures passives perpendiculaires $\alpha= 90^0$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq (\tau_u) \cdot \text{tg}\beta_u \cdot \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{tg}2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_x} = \frac{2(2,28)}{5,07}$$

$\beta_u = 20,98$ selonle BPEL on limite β_u à 30^0

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2,28 \times \text{tg}30 \times 1,15 \times 0,57/400 \geq 21,57 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage minimum : 6T12.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,4 \frac{b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = 6,55 \text{ cm}^2 \text{ Donc condition vérifiée.}$$

- **L'écartement maximum des cadres**

$$S_t < \min (0,8h; 3b; 1m) < \min$$

ETUDE DE L'HOURLDIS**1- INTRODUCTION :**

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

2- ETUDE DE LA FLEXTION TRANSVERSALE ET LOGITIDUNALE :

La figure ci- dessous représente les valeurs des moments fléchissant obtenue d'après notre modèle

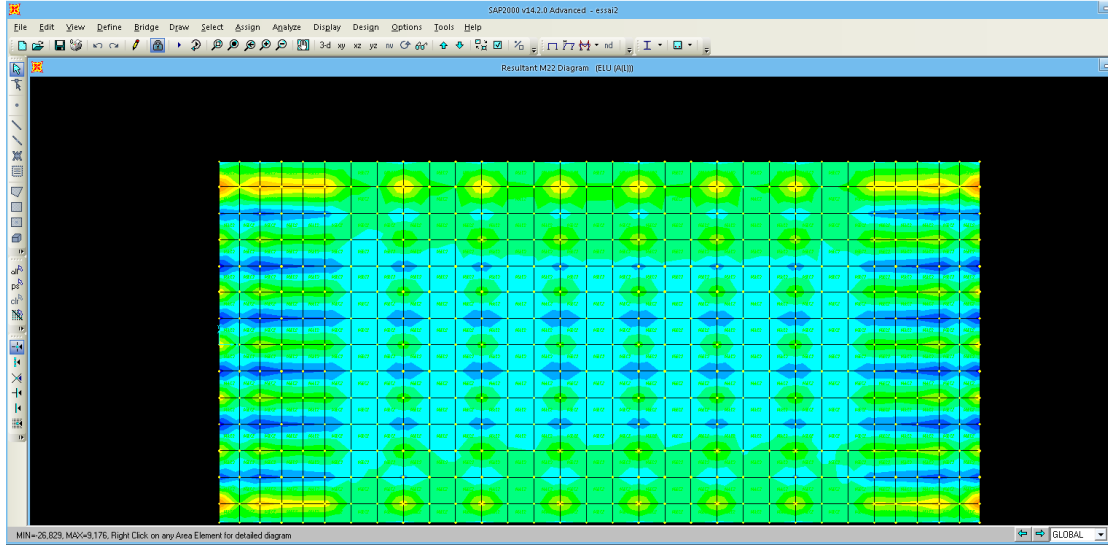
2.1. ELU :

Tableau V.1 Moment transversale en (KN.m) à l'ELU

	Moment en appui	Moment en travée
A(L)	19.184	14.582
Bc centre	15.695	68.004
Bc excentre	15.753	66.525
Mc120 centre	15.705	42.766
Mc 120 excentre	15.615	43.247
D240 centre	15.835	22.690
D240 excentre	16.317	22.034

Tableau V.2. Moment longitudinale à l'ELU

	Moment en appui	Moment en travée
A(L)	26.829	9.176
Bc centre	22.067	60.016
Bc excentre	25.646	62.965
Mc120 centre	24.111	49.399
Mc 120 excentre	26.711	61.963
D240 centre	27.155	20.855
D240 excentre	26.718	32.118



MIN=-26,829, MAX=9,176, Right Click on any Area Element for detailed diagram

Figure V.1 Exemple du moment longitudinale maximum

2.2. ELS :

Tableau V.3.Moment transversale à l'ELS

	Moment en appui	Moment en travée
A(L)	14.233	10.803
Bc centre	11.623	50.905
Bc excentre	11.667	49.797
Mc120 centre	11.633	31.678
Mc 120 excentre	11.715	32.035
D240 centre	11.730	16.807
D240 excentre	12.087	17.062

Tableau V.4.Moment longitudinale à l'ELS

	Moment en appui	Moment en travée
A(L)	19.858	6.840
Bc centre	16.287	44.976
Bc excentre	18.987	47.210
Mc120 centre	17.860	36.592
Mc 120 excentre	19.786	45.898
D240 centre	20.115	15.448
D240 excentre	19.791	23.791

2.3. Efforts tranchants :

Tableau V.5.Efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

	Efforts tranchants	
	ELU	ELS
A(L)	40.963	30.394
Bc centre	160.681	120.337
Bc excentre	160.892	120.492
Mc120 centre	110.053	81.521
Mc 120 excentre	130.055	96.337
D240 centre	48.717	36.087
D240 excentre	54.042	40.031

3- DETERMINATION DE FERRAILLAGE :

3.1. ELU :

La détermination de ferrailage se fait par mètre linéaire, donc on prend la largeur $b= 1m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} f_{c28} = 35MPa \\ f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \gamma_b = 1.5 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d*(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

✓ En travée

Tableau V.6. Ferrailage de l'hourdis à l'ELU

	Sens longitudinale	Sens transversale
M_u (MN.m)	6.29610^{-2}	6.80010^{-2}
μ	0.107	0.142
α	0.142	0.193
Z (m)	0.169	0.166
A_s (cm ²)	9.37	12.72

$\mu < \mu_R = 0.392 \implies$ section simple armatures

✓ En appui

Tableau V.7.Ferraillage de l'hourdis à l'ELU

	Sens longitudinale	Sens transversale
M_u (MN.m)	$9.735 \cdot 10^{-2}$	$6.305 \cdot 10^{-2}$
μ	0.151	0.098
α	0.206	0.129
Z (m)	0.165	0.170
A_s (cm ²)	13.56	8.496

$\mu < \mu_R = 0.392 \implies$ section simple armatures

3.2. Vérification à l'ELS :

La fissuration est prise préjudiciable

Les conditions à respecter :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{n(d-x) M_s}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \\ \sigma_{bc} = \frac{x M_s}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \end{array} \right.$$

x : la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{x} X^2 - n A_{st} (d-x) = 0$$

I:moment d'inertie

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2$$

$\eta = 1.6$ HA

Tableau V.8. Calcul et choix de ferraillage

	Longitudinal En travée	Longitudinal En appui	Transversal En travée	Transversal En appui	
σ_{st}	223	212.81	216.66	209.60	$\bar{\sigma}_{st} = 228.6$ Mpa
σ_{bc}	11.03	11.57	10.29	6.33	$\bar{\sigma}_{bc} = 21$ Mpa
A_{st}	7T20	7T20	9T16	6T14	CV
Esp	12.5 cm	14cm	14cm	14cm	

Le ferrailage minimum d'après le R.P.A

$$A_{min} = 0.5\% B$$

$$A_{min} = 10 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{0.23 f_{t28}}{f_e}$$

$$7.8110^{-3} \geq 1.24 \cdot 10^{-3} \quad \text{CV}$$

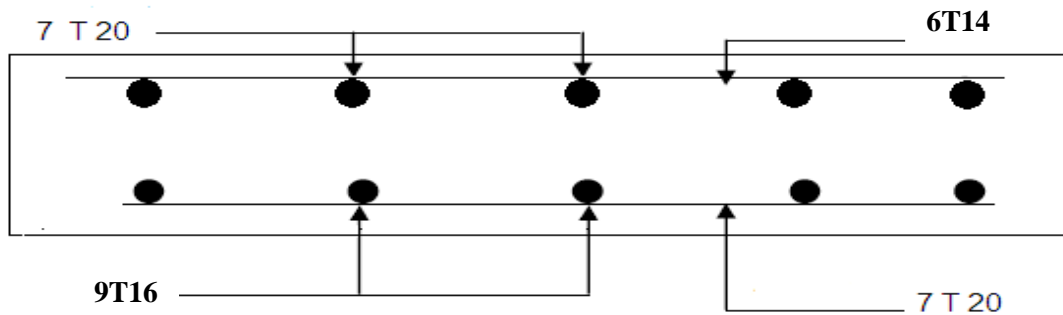


Figure V.2 Principe de ferrailage de l'hourdis

4- EFFORTS TRANCHANTS :

On adopte des armatures droite avec $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

5- ETUDE DE PREDALLE :

5.1. Introduction :

On désigne par le terme de «prédalles» des dalles préfabriquées destinées à former la partie inférieure armée d'une dalle pleine, la dalle ainsi constituée présentant en phase finale un comportement monolithique.

5.2. Dimensionnement :

On prend comme épaisseur de la dalle : $e_p = 5 \text{ cm}$

La largeur de prédelle 1.06 m

La longueur de prédelle 1 m

5.3.Descentes des charges :**5.3.1. Charges permanentes :**

Poids propre du prédalle $G = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$GT = 6.5 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de l'hourdis $Gh = 0.2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

5.3.2. Charge d'exploitation :

D'après le BEAL $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

5.4.Détermination des moments :

Ces moments sont obtenue grâce au programme SOCOTEC

$M_g = 0.9 \text{ KN.M}$

$M_q = 0.14 \text{ KN.M}$

5.4.1. ELU :

$M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = 1.425 \text{ KN.m}$

Résultats de calcul de ferrailage

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Tableau V.9. Ferrailage de la prédalle

Mu (MN.m)	$1.425 \cdot 10^{-3}$
μ	0.0319
α	0.0405
Z (m)	0.0531
As (cm ²)	0.616

5.4.2. Vérification à l'ELS :

$M_s = M_g + M_q = 1.04 \text{ KN.m}$

Calcul et choix de ferrailage

Tableau V.10. Vérification de ferrailage à l'ELS

σ_{st}	55.91MPa	$\bar{\sigma}_{st}=207.31 \text{ MPa}$
σ_{bc}	2.19MPa	$\bar{\sigma}_{bc}=16.2 \text{ MPa}$
A_{st}	5T10 (3.93 cm ²)	CV
Esp	23Cm	

- **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{0.23 f_{t28}}{f_e}$$

$$7.2710^{-3} \geq 1.0210^{-3}$$

6- ETUDE DE L'ENTROTOISE :

6.1. Introduction :

Les entretoises sont des éléments transversaux destinés principalement à rigidifier le tablier vis-à-vis des déformations et des déplacements latéraux.

En outre, au niveau des culées, ces pièces ont pour rôle d'assurer une bonne tenue des joints de chaussée, notamment vis-à-vis des déformations verticales du tablier.

Outre les charges, généralement faibles, amenées par le hourdis, ces éléments peuvent être sollicités par des charges concentrées apportées par des appareils d'appui ou des vérins, dans le cas où ceux-ci ne sont pas tous placés sous les poutres.

Dans notre cas on a un ouvrage à plusieurs travées indépendantes, éventuellement attelées au niveau du hourdis, les entretoises sont dimensionnés au minimum constructif.

En particulier, leur largeur droite minimale peut être fixée aux environs de : 25 cm, lorsque les appareils d'appui les vérins sont tous placés sous les poutres.

6-2- Dimensionnement :

On propose une section représenté sur la figure ci-dessous :

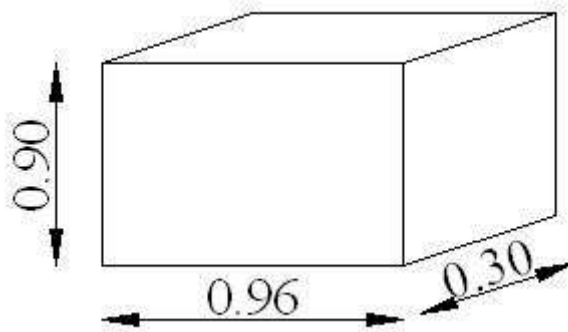


Figure V.3 Dimension de l'entretoise

6-3- Calcul du moment :

✓ Tableau des contraintes

Tableau V.11. Contrainte aux états limite

	S11 contrainte à ELU(MPa)	S11 contrainte à ELS (MPa)
A(L)	1.238	1.004
Bc centre	1.033	0.756
Bc excentre	1.335	1.005
Mc120 centre	0.949	0.696
Mc 120 excentre	1.217	0.894
D240 centre	0.640	0.533
D240 excentre	0.949	0.726

6.3.1. ELU :

$$M = \frac{\sigma_{\max} I}{y}$$

$$y = \frac{h}{2}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$M_u = 0.054 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Tableau V.12. Ferrailage de l'entretoise

Mu (MN.m)	$5.4 \cdot 10^{-2}$
μ	0.0138
α	0.0174
Z (m)	0.804
As (cm ²)	1.544

6-3-2- Vérification à l'ELS :

$$MS = 0.04 \text{ MN.m}$$

Tableau V.13. Vérification de ferrailage à l'ELS

σ_{st}	117.03MPa	$\bar{\sigma}_{st}=228.63\text{MPa}$
σ_{bc}	2.09MPa	$\bar{\sigma}_{bc} =21\text{MPa}$
A_{st}	3T14 (4.62 cm ²)	CV

ETUDE DE L'APPAREIL D'APPUI

1- GENERALITE :

1.1. Introduction :

Les appareils d'appui ont pour fonction de transmettre les charges verticales du tablier aux appuis, mais aussi de permettre les mouvements de rotation et les petites déformations horizontales.

On trouve 3 grandes familles d'appareil d'appui :

- ✓ **En acier pour les ponts métalliques**



Figure VI.1 Appareil d'appui en acier

- ✓ **Appareil en élastomère fretté** : sandwich de plaques d'acier et de résines élastomères

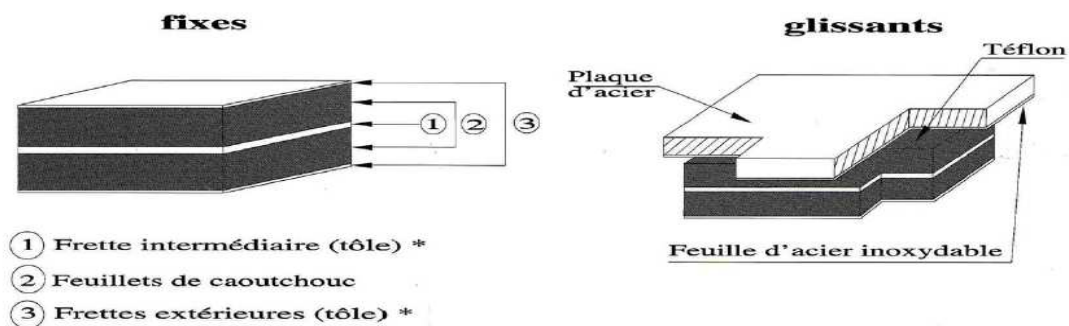


Figure VI.2 Appareil d'appui en élastomère fretté

- ✓ **Appareils spéciaux** pour grands ponts qui peuvent être fixes, mobiles dans une direction ou dans toutes les directions.

Dans notre cas les appareils d'appui utilisés sont des appareils en élastomère fretté.

1.2. Sollicitations qui doivent supporter l'appareil d'appui :

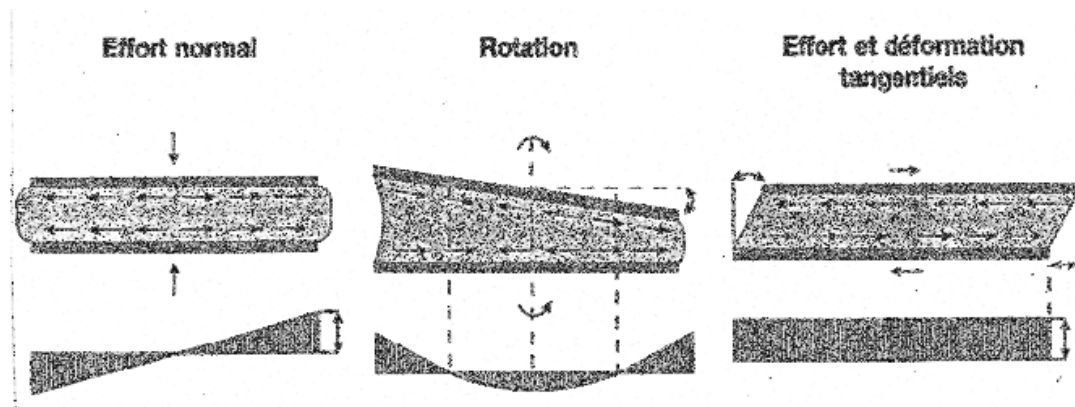


Figure VI.3 Sollicitations supportées par l'appareil d'appui

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

1.2.1. Variation linéaire du tablier :

Elle est due essentiellement au retrait, fluage, et la température.

✓ **Retrait :**

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage. Qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait soient déjà effectués.

$$\Delta L_v = \frac{40}{100} L \varepsilon_v$$

L : la longueur de la travée (L = 28.1 m)

$$\varepsilon_v = 2.510^{-4}$$

$$\Delta L_v = 0.4 \cdot 28.1 \cdot 2.5 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_v = 2.8 \text{ mm}$$

✓ **Fluage :**

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage totale s'effectue avant la pose des poutres

On admet que le fluage total est é 2.5 fois de déformation élastique

$$\Delta L_f = \frac{60}{100} L \frac{\sigma_n}{E} \cdot 2.5$$

σ_n : Contrainte moyenne dans le béton

$$\sigma_n = 6.5 \text{ MPa}$$

$$E = 35981.72 \text{ MPa}$$

$$\Delta L_f = 7.61 \text{ mm}$$

✓ **Température :**

Longue durée $\Delta L_t = \pm 25 \cdot 10^{-5} L = 7 \text{ mm}$

Courte durée $\Delta L_t = \pm 35 \cdot 10^{-5} L = 9.83 \text{ mm}$

2- DETERMINATION DES DEMENSIONS DE L'APPAREIL D'APPUI :

2.1. Aire de l'appareil d'appuis :

✓ Section de calcul

La détermination de l'appareil d'appui, on considère les sollicitations suivant :

- $G' + 1.2P$ pour les systèmes de charge A(l) et Bc
- $G' + P$ pour les charges exceptionnelles

$$N_{\max} = 868.0549 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 461.8079 \text{ KN}$$

On désigne par a x b l'aire de la section

a : coté parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage

b : coté perpendiculaire à l'axe horizontale de l'ouvrage

La contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 15000 KN/m^2

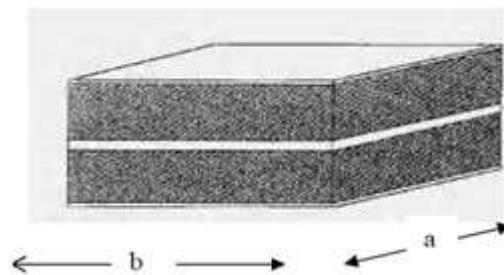


Figure VI.4 Dimension de l'appareil d'appui

La section de l'appareil d'appui est donnée par

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1.5

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} \leq \frac{\bar{\sigma}_1}{1.5} \\ \frac{\sigma_{\min}}{1.5} \geq \bar{\sigma}_2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{\max}}{a * b} \leq \frac{15000}{1.5} \\ \frac{N_{\min}}{a * b} \geq 1.5 * 2000 \end{array} \right.$$

$$0.0868m^2 \leq a * b \leq 0.1539m^2$$

On propose que b = 50 cm car on ne doit pas dépasser la largeur de la poutre.

2.2. Hauteur nette d'élastomère :

La condition à vérifier

$$T \geq \frac{\mu}{0.5}$$

μ = déformation lent retrait, fluage, et température

$$\mu = 2.8 + 7 + 7.61 = 17.41 \text{ mm}$$

$$T \geq \frac{17.41}{0.5}$$

$$T \geq 34.82 \text{ mm}$$

On choisie 5 feuilles de 10 mm $\implies T = 50 \text{ mm}$

2.3. Détermination en plan de l'appareil :

Il faut respecter les conditions de non flambement et de l'épaisseur minimale

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

Avec :

T : La hauteur nette de l'élastomère

$$5T \leq a \leq 10T$$

$$250 \leq a \leq 500$$

On adopte a = 35 cm

$$0.0868 m^2 \leq a * b \leq 0.1539m^2$$

On prend $a * b = 1225 \text{ cm}^2$ CV

2.4. Epaisseur des frettes :

D'après le dimensionnement des appuis FREYSSINET

$$t = 10^2 \text{ mm} \implies e = 3 \text{ mm} \text{ (e : l'épaisseur des tôles de frettage intermédiaire)}$$

D'où la désignation de notre appareil d'appui est 350. 350.5 (10+3)

Avec P = 300 t (force portante en tonnes)

$\alpha_t = 1.2$ (rotation admissible radian par feuille).

3- VERIFICATION DES APAREILS D'APPUI :

Pour la vérification, il faut établir la répartition des efforts horizontale au niveau des appareils d'appui.

3.1. Répartition des efforts horizontaux :

3.1.1. Due à des charges dynamiques :

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis

✓ **Les charges de freinage :**

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freine tel que :

FBc= 300 KN.

✓ **Effort dû au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 3 KN/m².

L'effort du vent est :

$$H_v = f \cdot q \cdot S$$

Avec :

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 28.1 \cdot 1.65 = 46.365 \text{ m}^2$$

$$q = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$f = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier}$$

$$f = \frac{2}{3} \text{ en pour le reste}$$

$$H_v = 69.547 \text{ KN} \quad \text{en phase de chantier}$$

$$H_v = 91.802 \text{ KN} \quad \text{en pour le reste}$$

✓ **Effort dus à la déformation lentes (retrait, fluage, température)**

Le déplacement maximum est donné par la formule suivante :

Avec :

$$\mu = \frac{HT}{G \cdot ab} \quad \begin{array}{c} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \rightarrow \frac{\mu G ab}{T}$$

G: Module d'élasticité transversale

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 0.8 \text{ MPa pour un effort lent} \\ G = 1.6 \text{ MPa pour un effort instantané} \end{array} \right.$$

$$H = 34.12 \text{ KN}$$

3.1.2. Due à des charges statiques :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

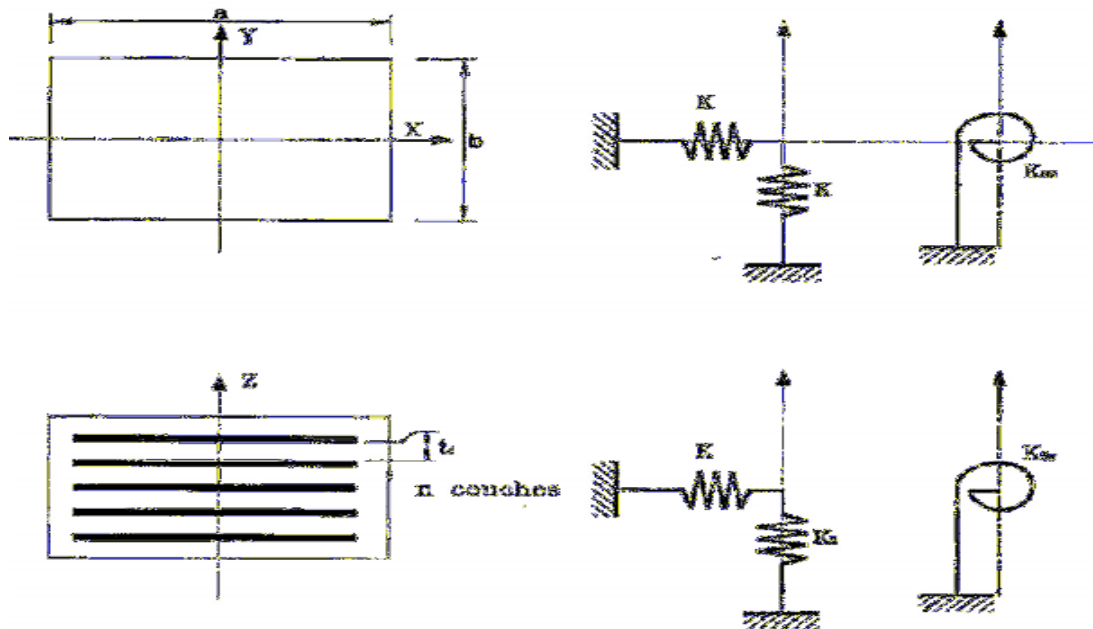


Figure VI.5. Présente la modélisation par ressort

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne.

Tableau VI.1 Les raideur des appareils d'appuis

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiées
Kx et Ky	$A G_b / T_e$	$A G_b / T_e$
Kz	$[\sum \frac{t_i}{A'} (\frac{1}{5G_b s_i^2} + \frac{1}{E_b})]^{-1}$	∞
K θ rectangulaire	$G_b \frac{a'^5 b'}{n t_i^3 K_s}$	0
K θ circulaire	$G_b \frac{\pi D'^6}{512 n t_i^3}$	0
K θ_z	-	0

Pour notre cas on prend les formules simplifiées

$$K_x = K_y = \frac{A G_b}{T_e}$$

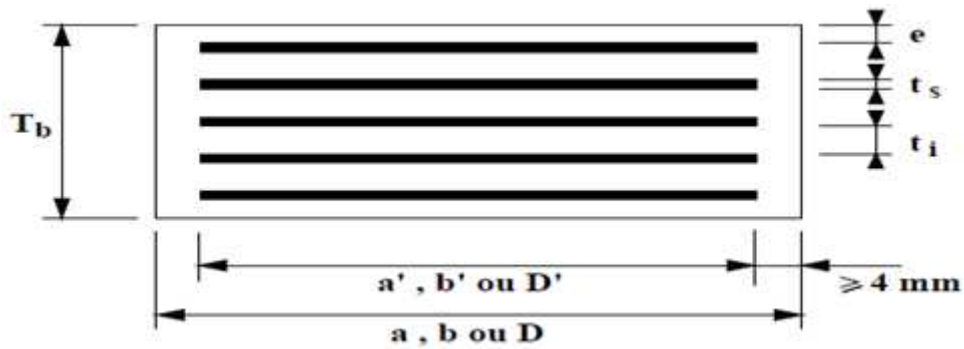


Figure VI.6 Schéma montre les fretttes de l'appareil d'appuis

épaisseur nominale totale d'élastomère :

$$T_e = n t_i + 2 e$$

$$K_x = K_y = \frac{0.1225 \times 1600}{0.056}$$

$$K_x = K_y = 3500 \text{ KN/m}$$

En modélisation, on va introduire ces valeurs :

3.1.3. Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T H}{n G a b}$$

a, b: dimensions en plan de l'appareil d'appui = (350, 350) mm²

T = 50 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis

H =1 (Charge unitaire)

G : Module de déformation transversale

$$G = \begin{cases} 0,8 \text{ (statique)} \\ 1,6 \text{ (dynamique)} \end{cases}$$

Culée n = 14

$$U_S = 0.0364\text{m}$$

$$U_D = 0.0182 \text{ m}$$

Pile : n = 14

$$U_S = 0.0364 \text{ m}$$

$$U_D = 0.0182 \text{ m}$$

3.2. Vérification des contraintes :

✓ **Limitation des contraintes de cisaillement :**

- Sollicitation sous charge verticale

σ_m : Contrainte de compression sous N max

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{ab} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = 0.868 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{0.868}{0.35 \cdot 0.35} = 7.085 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

τ : Contrainte cisaillement qui apparaît au niveau de frettage

$$\tau = \frac{1.5 \sigma_m}{B} < 2.8 \text{ MPa}$$

$$B = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$B = 8.75$$

$$\tau = 1.214 \text{ MPa} < 2.8 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- Sollicitation due à un déplacement horizontal ou un effort horizontal Sous un déplacement lent (déformation lente).

$$\tau_H = \frac{G\mu}{T} < 0.5 G = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_H = 0.278 \text{ MPa} < 0.4 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

✓ **Condition de non glissement :**

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme.

On vérifiera :

✓ $\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa}$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a b}$$

$$\sigma_{\min} = 3.769 \text{ MPa}$$

✓ $H < f N$

Où :

- H est l'effort horizontal (effort de freinage)

$$H_{Bc} = 0.3 \text{ MN.}$$

- N est l'effort de compression vertical

$$N_{\min} = 0.4618 \text{ MN.}$$

- f est le coefficient de frottement.

f à pour expression :

$$f = 0.12 + \frac{0.6}{\sigma_{\min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 1.41$$

$$H = 0.3 \text{ MPa} < f N = 0.65 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Calcul de déplacement du au séisme

$$H_s = \frac{\varepsilon_h}{2 n}$$

$$\varepsilon_h = 123.3 \text{ KN}$$

✓ **Condition de non flambement :**

On doit vérifier cette condition

$$T \leq \frac{a a}{5 5} = \overrightarrow{\quad} \quad \text{CV}$$

4- FERRAILLAGE DU Dé D'APPUI :

Les armatures d'éclatement sont constituées par des nappes de frettage disposé au droit des appareils d'appuis des vérins.

La section totale de frettage doit reprendre un effort de :

$$0.04 N_{\max} = 0.04 \cdot 868.0549 \text{ KN} = 34.722 \text{ KN}$$

L'aire de la nappe est donc :

$$S = \frac{0.04 N_{\max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\mu * f_{t28}}\right) = \inf\left(\frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1.6 * 2.7}\right) = 228.63 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{347.22}{228.63} = 1.51 \text{ cm}^2$$

On adopte 5Ø 8

5- JOINTS DE CHAUSSEE :

5.1. Définition :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- ✓ Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- ✓ Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- ✓ Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- ✓ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

Absence de bruits de vibration

✓ **Résistance :**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✓ **Etanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

✓ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

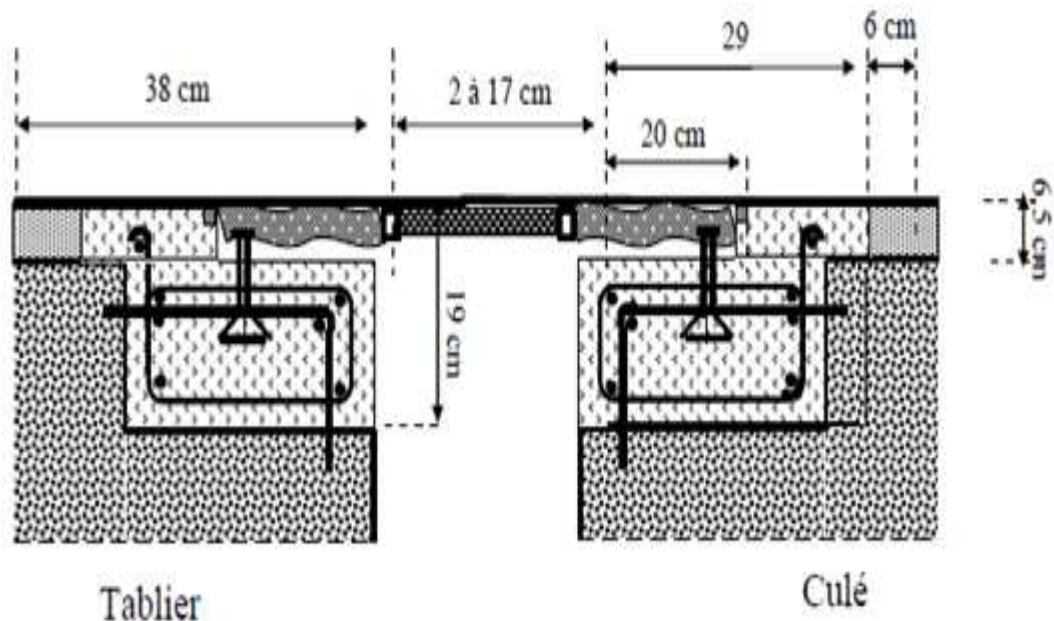


Figure VI.7 Coupe transversale sur le joint

5.2. Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivant

- ✓ Déplacement dû aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus le déplacement du au freinage.
- ✓ Déplacement dû aux variations linaires plus déplacement dû au séisme, déplacements horizontaux dus à la variation du tablier.

W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

$$\text{On doit vérifie } \begin{cases} \Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < w \\ \Delta T + \Delta_{\text{séisme}} < 1.3w \end{cases}$$

μ = déformation lent retrait, fluage, et température

$$\mu = 7 + 7.61 + 2.8 = 17.41 \text{ mm}$$

$$\mu = 1.741 \text{ cm}$$

$$\Delta T = \Delta_{\text{ret}} + \Delta_{\text{fluage}} + \Delta_{\text{température}} = 1.8 \text{ c}$$

$$\Delta_{\text{freinage}} = \frac{T \cdot H_{\text{frai}}}{GS} = \frac{0,05 * \frac{0,3}{7}}{0,8 * 0,12} = 2.23 \text{ cm}$$

$$\mu + \Delta_{\text{freinage}} = 3.97 \text{ cm} < w$$

Déplacement due au séisme

$$\varepsilon_h = \frac{T \cdot H_s}{n \cdot GS}$$

$$H_s = 123.3 \text{ KN}$$

On prend $w = FT50$

w : Le déplacement caractérise le type de joint de chaussée

Puisque on a un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique on va disposer les joints de chaussée sur les extrémités de chaque travées.

ETUDE SISMIQUE

1. INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude dynamique spectrale du pont en utilisant le nouveau règlement parasismique des ouvrages d'art « **RPOA 2008** » où on expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser, pour atteindre notre objectif qui est le calcul de ferrailage des éléments porteurs tel que les piles et les culées.

2. OBJECTIF DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART RPOA :

Il n'y a pas de protection absolue et de risque nul, mais une protection relative et un risque acceptable, aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certain, élément, non structuraux.

3. MODELISATION DU PONT :

3.1. Principe :

Les ouvrages, objets du présent règlement, sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse, pour déterminer les sollicitations on commence par effectuer un calcul élastique quel que soit la méthode de dimensionnement utilisée. Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon ce qu'il reste élastique.

3.2. Modélisation :

Le pont a été modélisé en **3D** par la méthode des éléments finis ceci en utilisant le logiciel « **SAP 2000** » model Bridge.

Le tablier a été modélisé par des éléments «**Shell**», et les piles ont été modélisés par éléments « **Frame** » ainsi les appareils d'appui ont été modélisé par des éléments «**Bearing**» moyennant leurs rigidités.

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification dutablier et des appuis. On a considéré que les appuis sont entièrement encastrés dans le sol.

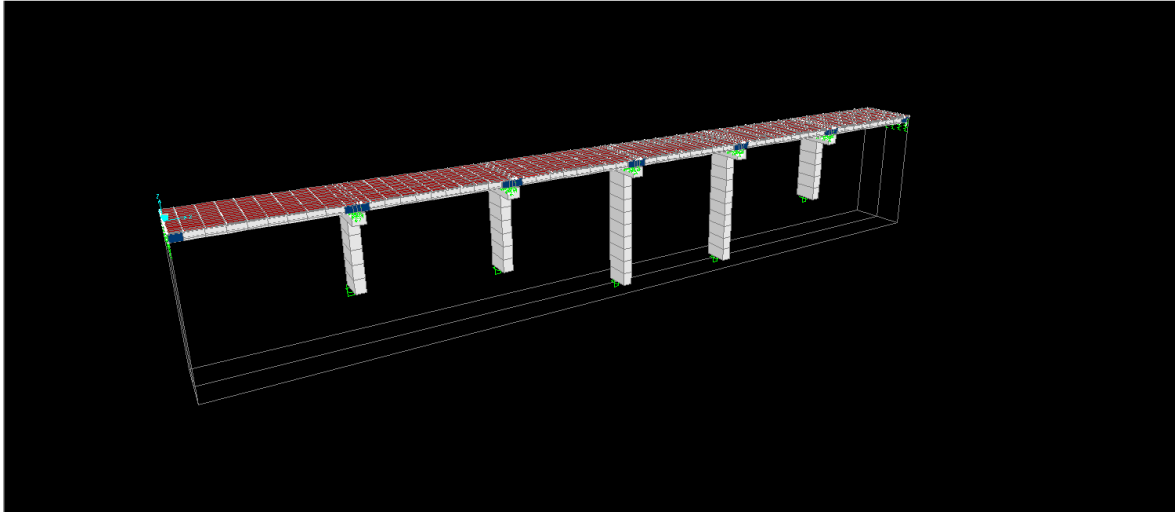


Figure VII.1. Model du pont en 3D

4. ACTIONS SISMIQUE :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

5. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

Tableau VII.1. Classification des ponts

Groupe d'usage	Importance
Groupe1	Pont stratégique
Groupe2	Pont important
Groupe3	Pont d'importance moyenne

L'ouvrage étudié est un pont important \Rightarrow Groupe 2

6. CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUE :

Le territoire national est divisé en cinq zones sismiques :

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

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de **Tlemcen** \Rightarrow Zone I

7. COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE :

Le coefficient d'accélération de zone **A** est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau VII.2. Coefficient d'accélération de zone(g)

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{ZONE I} \\ \text{GROUPE 1} \end{array} \right\} \mathbf{A=0,15(g)}$$

8. CLASSIFICATION DE SITE :

Le site est classé en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Pour notre cas : Site ferme \Rightarrow catégorie **S2**

9. DETERMINATION DES ACTIONS SISMOIQUES :

• *Spectre de réponse élastique :*

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

9.1. *Composantes horizontales :*

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$\mathbf{Sae(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} \mathbf{AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right)} & \mathbf{0 \leq T \leq T_1} \\ \mathbf{2,5\eta AgS T_1} & \mathbf{T_1 \leq T \leq T_2} \\ \mathbf{2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)} & \mathbf{T_2 \leq T \leq 3s} \\ \mathbf{2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right)} & \mathbf{T \geq 3s} \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : coefficient d'accélération (**A=0,15**)

S : coefficient de site

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans le tableau 3.4)

ζ : taux d'amortissement Pour le béton armé : $\zeta = 5$

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$)

Tableau VII.3. Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale(s)

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,10	1,20	1,30

$$\text{Catégorie de site S2} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,40 \\ S = 1,1 \end{cases}$$

9.2. Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$Sae^v(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} A g \alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta A g \alpha T_1 & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta A g \alpha \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta A g \alpha \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : coefficient d'accélération ($A=0,15(g)$)

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composantes verticale en zone de forte sismicité : $\alpha= 0,7$ (zone sismique I)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau4)

ζ : taux d'amortissement

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$)

Tableau VII.4. Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale

site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

$$\text{Catégorie de site S2} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,40 \end{cases}$$

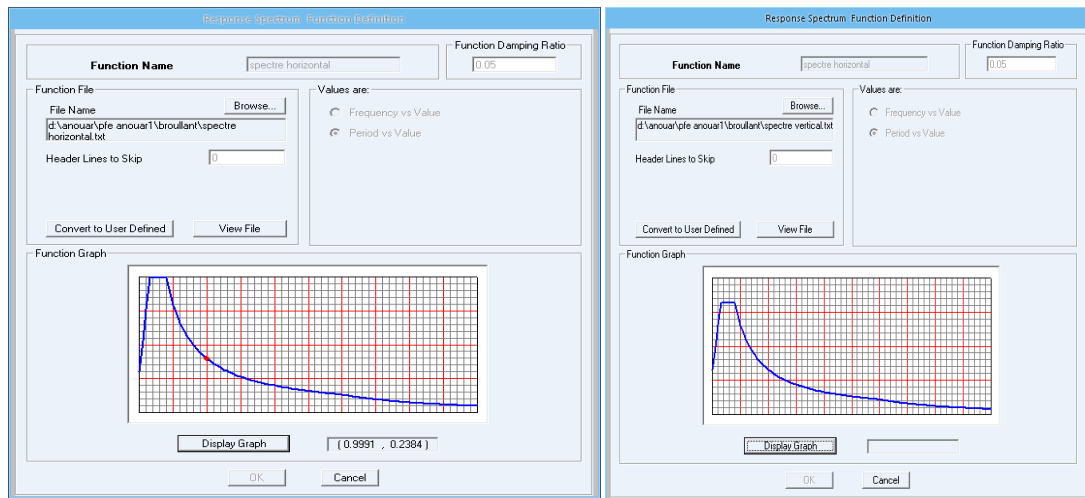


Figure VII.2. Spectre de réponse élastique-comportement horizontal et verticale

10. ANALYSE MODALE :

Pour notre cas, le premier mode à une contribution de 55.05% à la réponse structurale totale, mais cette contribution atteint 90% de la masse total du pont que dans le 45^{eme} mode.

Pour définir les actions sismique, il faut définir un certain nombre de paramètres qui nous permettons de représenter graphiquement l'accélération en fonction du temps.

On présente par le tableau suivant des différentes modes :

Tableau VII.5. Les différents modes

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode1	0.419274	1.313E-09	0.55055	0.00007132	1.313E-09	0.55055	0.00007132
Mode2	0.24494	0.000000911	0.00709	0.00001119	9.124E-07	0.55765	0.00008252
Mode3	0.206646	0.000004886	2.242E-07	0.000006188	0.000005799	0.55765	0.0000887
Mode4	0.18162	0.15641	0.0000742	0.00039	0.15641	0.55772	0.00048
Mode5	0.166882	0.00791	0.08563	0.00034	0.16433	0.64335	0.00082
Mode6	0.163834	0.07794	0.00569	0.00007241	0.24226	0.64904	0.0009
Mode7	0.154706	0.00404	0.00014	0.0000368	0.2463	0.64918	0.00093
Mode8	0.150936	0.10045	0.00654	0.00059	0.34676	0.65572	0.00152
Mode9	0.149649	0.10693	0.00415	0.00097	0.45369	0.65987	0.0025
Mode10	0.14396	0.00086	0.00015	0.00025	0.45455	0.66002	0.00274

11. LES COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :

- $E = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- $E = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z$
- $E = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y$

Tableau VII.6. Valeurs des combinaisons

	M2	M3	V2	V3	N
$E_x+0.3E_y+0.3E_z$	86.5546	194.9632	21.435	14.387	323.894
$0.3E_x+E_y+0.3E_z$	86.5546	194.9632	21.435	14.387	323.894
$0.3E_x+0.3E_y+E_z$	288.5154	649.8773	71.451	47.957	1079.646
$E_x+0.3E_y-0.3E_z$	86.5546	194.9632	21.435	14.387	323.894
$0.3E_x+E_y-0.3E_z$	86.5546	194.9632	21.435	14.387	323.894
$0.3E_x+0.3E_y-E_z$	288.5154	649.8773	71.451	47.957	1079.646

Ou : E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

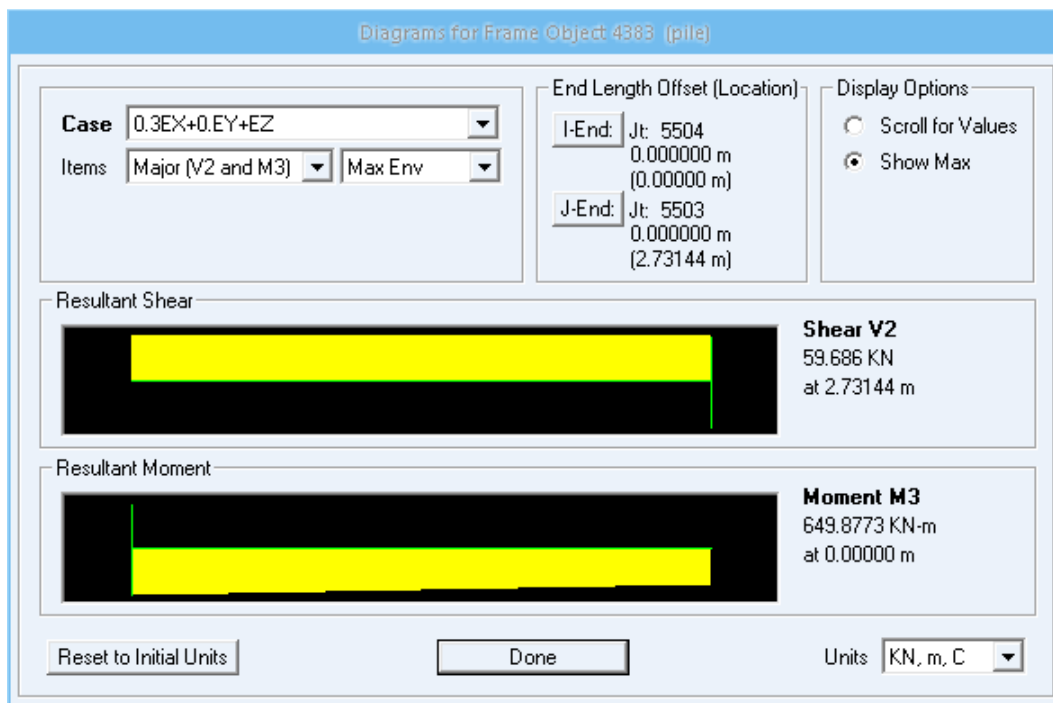


Figure VII.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants dus au séisme

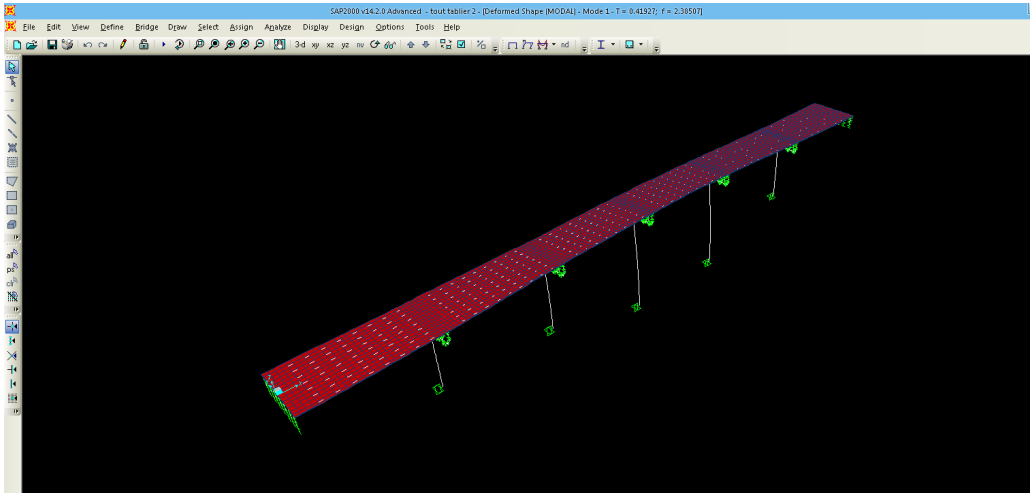


Figure VII.4. Mode1, période : 0.41927 s, translation suivant y

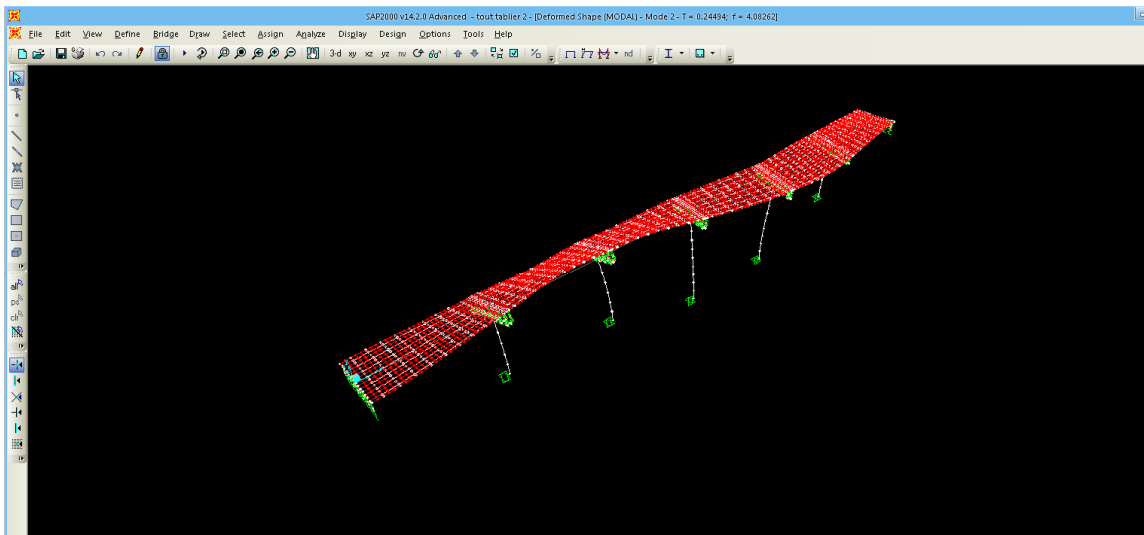


Figure VII.5. Mode2, période : 0.24494 s, torsion suivant z

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue :

- **ELU** : $G + P + E + D + 0,4 \Delta T + \psi Q$
- **ELS** : $G + E + Q$

Avec :

G : poids du tablier.

P : forces de précontraintes éventuelles.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

Q : action variable des charges d'exploitation.

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

Δt : désigne les variations de température.

Ψ : coefficient de combinaison ($\Psi=0$ car le pont est non urbain).

ETUDE DES PILES**1- INTRODUCTION :**

Une pile est un appui intermédiaire d'un pont, son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses effets au sol par l'intermédiaire de fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux.

La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent,...) et es charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier...).

2- CHOIX DE LA PILE :

Concernant l'ouvrage on va choisir des piles rectangulaire pleines et creuses en fonction de la hauteur des piles pour assurer l'équilibre de la pile sous les charges et les surcharges appliquées, le but des piles creuses est d'alléger la structure pour éviter l'enfoncement des pieux a une profondeur importante.

Pile 2, 3,4 et 5 Section Creuse Pile 1 et 5 : Section Pleine

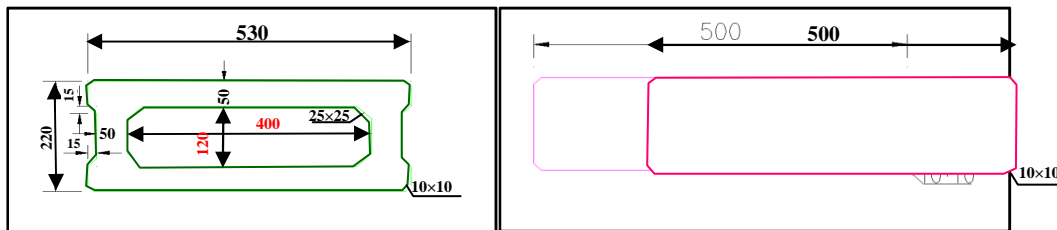


Figure VIII.1. Dimonsions de la pile évidée Figure VIII.2. Dimonsions de la pile plein

Tableau VIII.1. Les différents hauteurs piles et fûts

Désignation	Pile 1 (plein)	Pile 2 (creuse)	Pile 3 (creuse)	Pile 4 (creuse)	Pile 5 (creuse)
Hauteur de la pile (m)	14.583	16.583	25.583	25.583	15.583
Hauteur du Fût (m)	12.583	14.583	23.583	23.583	13.583

3- DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :**3-1 Efforts verticaux :****3.1.1 Charges permanentes :****a) Poids propre du tablier :**

$G=6487.6295$ KN (la charge permanente pour une seule travée), voire chapitre 2

Poids propre du chevêtre :

$$G=2,4 \times 1 \times 13 \times 25 + 0,3 \times 1,55 \times 2,2 \times 25 \times 2 + (13+6)/2 \times 1 \times 2,4 \times 25 = 1370.4 \text{ KN}$$

-Surcharge A(L) :

$$A(L)=3683.1 \text{ KN}$$

b) Pile en caissons:

$$P=6.5 \times 23.583 \times 25$$

$$P=3832.23 \text{ KN}$$

c) Pile en section plein :

$$P=6.98 \times 13.583 \times 25$$

$$P=2370.23 \text{ KN}$$

d) Semelle :

$$P=2 \times 6.4 \times 13.2 \times 25 = 4224 \text{ KN}$$

3-1-2 Les surcharges :**a) Cas d'une seule travée chargée :**

Calcul de la réaction sur la pile :

Surcharge A(l) :

$$QA(l)=103.35 \text{ KN/m.}$$

$$RA=RB=\frac{QA(l) \cdot L}{2} = \frac{103.35 \cdot 27.2}{2}$$

$$RA=RB=1405.56 \text{ KN}$$

b) Pour deux travées (cas plus défavorable) :

Calcul de la réaction sur la pile :

-Surcharge A(l) ;

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{L+12} = 2.30 + \frac{360}{55.8+12} = 7.61 \text{ KN/ml}$$

$$q(A(L)) = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_r = 7.61 \cdot 0.9 \cdot 0.875 \cdot 13.35$$

$$q(A(L))=80 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = R_C = \frac{80 \cdot 27.2}{2} = 1088 \text{ KN}$$

3-2 Effort horizontaux :

3.2.1. Variation linéaire du tablier :

$$H_{VL} = 24.79 \text{ KN}$$

a) Freinage :

$$H_f = 22.6 \text{ KN}$$

b) Séisme :

$$H_s = 93.6 \text{ KN}$$

d) vent :

Le vent agit sur la face latérale du pont (pile+chevêtre) avec une densité de

$$Q_{\text{vent}} = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$H_{\text{vent}} = 3 [2 \cdot 13 + 27.483 \cdot 5] = 490.245 \text{ KN}$$

3-3 Les efforts sollicitant de la pile en caisson:

3.3.1. ELU (combinaison fondamentale) :

$$1.35G + 1.6 [A(L) + Q_{\text{trottoir}}] + 1.6Q_f + 0.8Q_v$$

Tableau VIII.2. Les efforts sollicitant la pile à L'ELU

	V(KN)	H(KN)	Z(m)	M(KN /m)
Charge permanent	12636	/	/	/
Surcharge A(l)	1936.2	/	/	/
Chevêtre	1850.0	/	/	/
Pile (caisson)	5265.0	/	/	/
Semelle	5702.4	/	/	/
Variation linéaire	/	19.8	25.583	506.54
Freinage	/	36.1	25.583	923.54
Total	27389.6	55.9	/	1430.08

3.3.2. ELS (combinaison fondamentale) :

$$G+1.2 [A(L) +Q trottoir] +1.2Q_f+0.6Q_vl$$

Tableau VIII.3. Les efforts sollicitant la pile à L'ELS

	V(KN)	H(KN)	Z(m)	M(KN /m)
Charge permanent	9364.1	/	/	/
Surcharge A(l)	4093.74	/	/	/
Chevêtre	1370.4	/	/	/
Pile (caisson)	3900.00	/	/	/
Semelle	4224.00	/	/	/
Variation linéaire	/	15.0	25.583	383.74
Freinage	/	27.1	25.583	693.29
Total	22952.24	42.1	/	1077.03

3.3.3. Combinaison accidentelle :

$$G+0.6 [A(L) +Q trottoir] +0.5Q_vl+Q_s$$

Tableau VIII.4. Les efforts sollicitant la pile à la combinaison accidentelle

	V(KN)	H(KN)	Z(m)	M(KN/m)
Charge permanent	9364.1	/	/	/
Surcharge A(l)	726.00	/	/	/
Chevêtre	1370.40	/	/	/
Pile (caisson)	3900.00	/	/	/
Semelle	4224	/	/	/
Variation linéaire	/	12.5	25.583	319.78
Séisme	/	93.6	25.583	2394.56
Total	19584.5	106.1	/	2669.34

4- ETUDE DE CHEVETRE :

Le chevêtre permet de transmettre les charges du tablier verticales ou horizontales aux futs. Il permet aussi la position des vérins de lavage lors du remplacement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur les trois contreforts.

4-1 Combinaison d'action :

$$E.L.U : 1.35 \times G + 1.5 \times Q + 1.6 A(L).$$

$$E.L.S : G + Q + 1.2 A(L)$$

$$C_{\text{chevêtre}} = \frac{1370.4}{13} = 105.4 \text{ KN/ml}$$

$$G = \frac{G_{\text{tablier}}}{7} = \frac{6487.6295}{7} = 926.80 \text{ KN}$$

$$A(L) = \frac{3683.1}{7} = 526.15 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 (926.80) + 1.6 (526.15) = 2093.02 \text{ KN}$$

$$P_s = 926.80 + 1,2(526.15) = 1558.18 \text{ KN}$$

$$ELU : q_u = 1.35 G_{\text{chevêtre}} + P_u = 2235.31 \text{ KN}$$

$$ELS : q_s = C_{\text{chevêtre}} + P_s = 1663.58 \text{ KN}$$

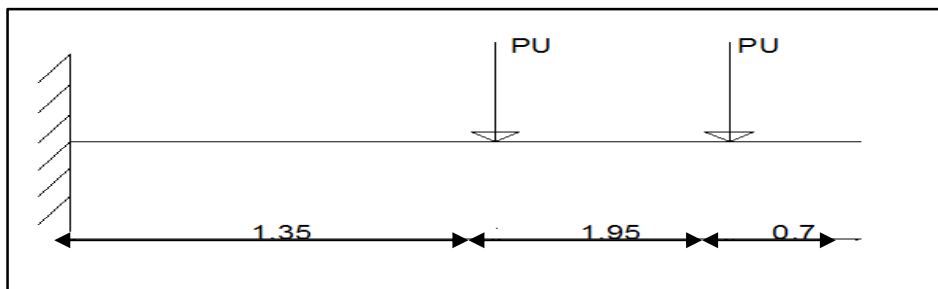


Figure VIII.3. Modélisation du chevêtre

Remarque :

Pour la détermination des sollicitations, on a utilisé le « **SAP2000** » ; et pour le calcul du ferrillage on a utilisé le « **SOCOTEC** ».

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 5728.56 \text{ KN.m} \\ M_s = 2346.42 \text{ KN.m} \\ T = 1508.5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

4-2 Calcul du ferrailage :

4.2.1. En appuis :

- ELU : $M_a = 5728.56 \text{ KN.m}$

$$A_{st} = 76.65 \text{ cm}^2 \quad \text{choix} : 14T32 = 112.59 \text{ cm}^2.$$

Avec : esp = 15cm

- ELS : $M_a = 2346.42 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 32.4 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 21000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 1874 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{st}} = 228630.7 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

4.2.2. En travée :(armatures inférieurs) :

Puisque le moment en travée n'est pas important on prend un ferrailage forfaitaire compatible avec le ferrailage supérieur 30T20 = 94.2 cm²

4.2.3. Effort tranchant :

D'après les résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000

$$V_{u \max} = 1508.5 \text{ KN.}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b * d}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b * d} = \frac{150.85}{2.2 * 1.8} = 380.9 \text{ KN/m}^2.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 300 \right) = 3000 \text{ KN/m}^2$$

Donc $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi \right) = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{220}{10}; 3.5 \right) = 3.5 \text{ cm.}$$

On prend $\Phi = 14 \text{ mm.}$

$$\diamond \text{ Zone nodale : } \text{esp} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_L; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \text{esp} = 30 \text{ cm.}$$

$$\diamond \text{ Zone courante : } \text{esp} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{esp} = 50 \text{ cm.}$$

4-3 Vérification de ferrailage :

Le pourcentage minimum donné par le R.P.A est de **0.5%** de la section

$$A_{\min} = 0.5/100 \times (2 \times 2.20) = 220 \text{ cm}^2 > A_{st} = 112.59 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 35T32 = 281.4 cm²

5- ETUDE DES PILES (CAISSON) :**5.1. Etude du flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } l_f: \text{longueur de flambement} = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{\text{pile}} = \frac{\sqrt{2}}{2} * 25.583 = 18.08 \text{m}$$

$$i : \text{Rayon de giration; pour une section caisson } i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 0.44$$

$$\text{Avec : } B = 6.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{18.08}{0.44} = 41.09 < 50 \longrightarrow \text{Il n'y a pas de risque de flambement}$$

5.1.1. Ferrailage de la pile :**a) Combinaison Accidentelle :**

$$M_u \text{ max} = 2.75 \text{ MN.M /ml ; } N_u \text{ max} = 19.58 \text{ MN /ml}$$

D'après le SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le R.P.O.A.

- **Armatures longitudinales :**

$$0.5\% < p_g < 3\%$$

$$A_{\min} = 0.5\% B = 350 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 120HA20=376.8cm² avec un espacement 15cm

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} * \frac{f_{el}}{f_{et}} * \frac{S_t}{100} ;$$

Avec :

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinal

f_{el}, f_{et}: Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales

S_t: L'espacement des armatures transversales

$$S_t = \min [24\phi_t; 8\phi_t; 0.25d]$$

Avec:

ϕ_t : Diamètre des armatures longitudinales

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

d :Hauteur utile

$$S_t = 256 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{402}{16} * \frac{500}{235} * \frac{256}{100}; \Rightarrow At \geq 136.85 \text{ donc on prend T16 avec un esp de 15 cm}$$

6- ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

6-1 Pré dimensionnement :

La formule de l'entraxe entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \varnothing \Rightarrow L \geq 3 \times 1.2 \Rightarrow L \geq 3.6 \text{ m.}$$

On prend **L = 4 m.**

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \varnothing p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 + 1.2 + 0.3 \Rightarrow A \geq 5.5 \text{ m}$$

On prend **A = 6.4 m**

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6.4; 1] \Rightarrow B \geq 6.7 \text{ donc on choisit une semelle filante de longueur } B = 13.20 \text{ m}$$

On adopte le nombre des pieux est égal à 8 pieux de diamètre $\varnothing = 1.2 \text{ m}$.

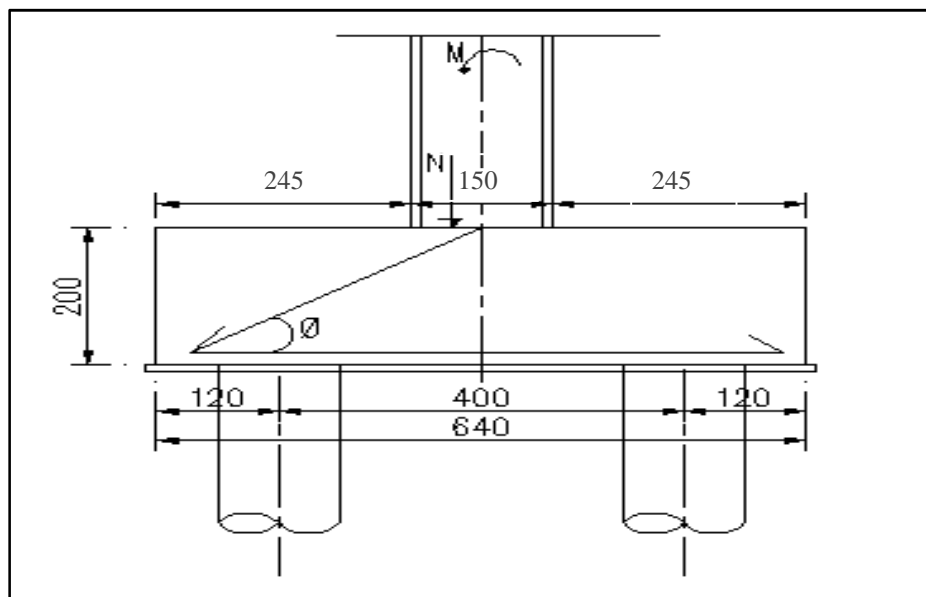


Figure VIII.4. Dessin de la coupe de la semelle

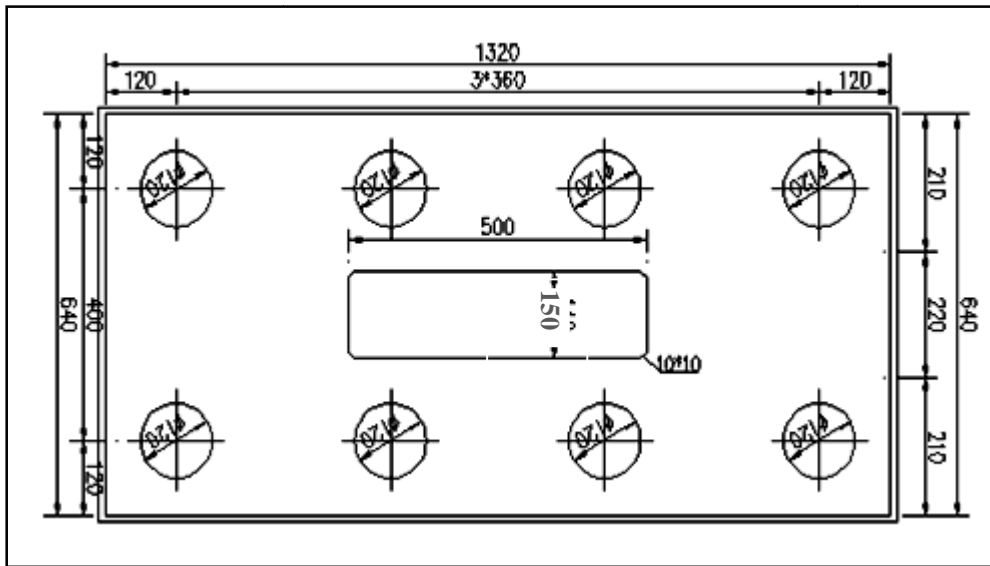


Figure VIII.5. Vue en plan de la coupe de la semelle

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 \leq \operatorname{tg} \theta = \frac{d}{x} \leq 1.4 \Rightarrow 1.70 \leq d \leq 2.38 \text{ m} \\ X = \frac{L}{2} \frac{a}{4} = 1.70 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend $d = 1.95 \text{ m} \Rightarrow H = 2 \text{ m}$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 6.40 \text{ m} \\ B = 13.20 \text{ m} \\ H = 2.00 \text{ m} \end{array} \right.$$

6-2 Détermination du ferrailage :

Pour le calcul l'effort et le moment pour chaque pieu, on a utilisé un programme GWBASIC élaboré par notre enseignant **Mr : BOUMECHRA. N.**

6.2.1. Paramètres de calcul :

Dans ce programme, on utilise certains paramètres :

E : module de déformation du béton $2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

K : coefficient de rigidité du sol.

- Nombre de fils égale : 2
- Diamètre extérieur des pieux : 1.2 m
- Condition en pied : libre
- Nombre de couches : 2 couches

Couche 1 : RM (Marne totalement altérée) (épaisseur = 4.5 m)

Couche 2 : RM (Marne intensément altérée)(épaisseur = 4.86 m)

Dans notre cas pour les deux couches on a 3 coefficients de rigidité

-Pour les sollicitations de courte durée (cas Accidentelle) : fascicule 62 titre V (article 3 page 92).

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2.65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \cdot (2.65)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

Avec :

$B_0 = 0.6$ m , B : diamètre des pieux ; $E_m = 78.29$ MPa

α : étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux : **fasci62 : $\alpha = 1/2$**

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2.65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} = \frac{12 \cdot 78.29}{1.33 \cdot \left(\frac{0.6}{1.2}\right) \left(2.65 \cdot \frac{1.2}{0.6}\right)^{0.5 + 0.5}} = 462588.2 \text{ KN/m}^2$$

- Pour les sollicitations de longue durée (cas fondamental) :

$$K_1 = K_f / 2 = 231291.3 \text{ KN/m}^2$$

- Les sollicitations au niveau de la semelle:

Tableau VIII.5. Sollicitation au niveau de la semelle

	ELU Fondamentale	ELU Accidentelle	ELS Rare
N (KN)	27389.4	19581.8	22952.2
M (KN.m)	1430.08	2669.34	1077.03
T (KN)	55.9	106.1	42.1

a) Résultats du programme :

- Tassement : 3.05 mm
- Rotation : -0.00096 rd.
- Déplacement horizontale à la base : -1.3701 mm

❖ Sollicitation au niveau de la tête du pieu :

Tableau VIII.6. Sollicitation au niveau de la tête du pieu

	ELU (fondamental)		ELU (Accidentelle)		ELS	
	Fil1	Fil2	File1	Fil2	Fil1	Fil2
N(KN)	3634.66	2857.8	2849.01	1954.0	3269.97	2504.5
M(KN.M)	7031.25	7031.25	5264.86	5264.86	6301.53	6301.53
T(KN)	7.12	7.12	14.5	14.5	05.97	05.97

D'après le logiciel SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le R.P.O.A.

On adopte un ferrailage minimum selon R.P.O.A :

Armature longitudinales : la section totale rapportée à la section nominale du pieu :

$$A_{\min}=0.5\%S=70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}=3\%S=420 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 25HA25=98.2 cm²

Armatures transversales :

$$\phi_l=25\text{mm donc on adopte } \phi_t=14\text{mm}$$

$$\text{Espacement des cerces } =12\phi_l=24 \text{ cm}$$

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2*d=2.4\text{m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp =10cm (**RPOA page 67**).

ETUDE DES CULEES1- INTRODUCTION :

- Les culées sont des appuis extrêmes ; ont un double rôle :

✓ Assurer l'appui du tablier et le soutènement de terre.

- Les culées sont constituées en générale :

✓ D'un mur de front sur le quelle s'appuie leur tablier et qui soutient les terres et des murs latéraux. Les murs latéraux peuvent être à leur tour des murs en retour s'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage ou des murs en ails, s'ils sont inclinés sur cet axe.

✓ Murs latéraux est d'assurer le soutènement des terres des remblais accès au pont. La partie supérieur du mur de front présente ver l'avant un sommier sur laquelle repose le tablier.

✓ Et à l'arrière un mur garde grève pour isolé le tablier du remblai.

✓ Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armée pour lutter contre tassement éventuelle des remblais.

- On distingue différentes types des culées :

- Culées remblayées.
- Culées enterrées.
- Culées creuses.
- Les culées en terre armée.
- Les culées contre poids.

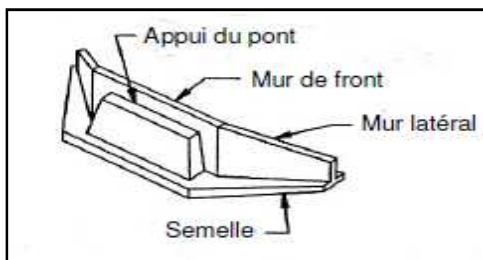


Figure IX.1. Culée tendue

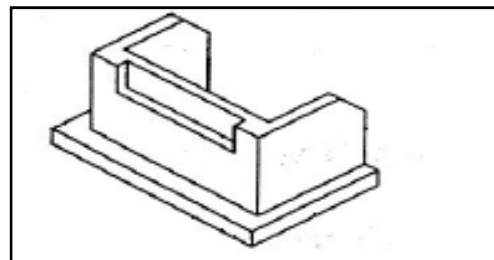


Figure IX.2. Culée en U

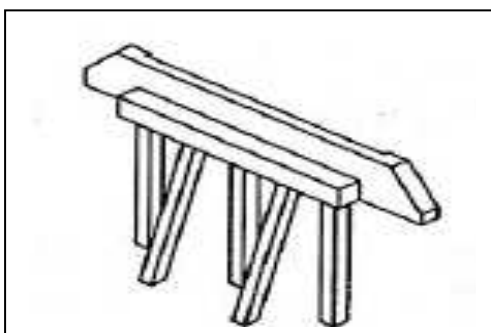


Figure IX.3. Culée avec pieux

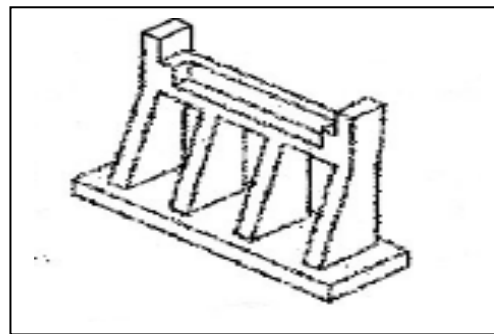


Figure IX.4. Culée en contrefort

2- CHOIX DE TYPE DE CULÉE :

Notre choix s'est porté les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai dont on choisit la culéremblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

3- IMPLANTATION DES CULÉES :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau IX.1. La position des culées

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	64+754.25	64+921.65
Côte projet (m)	428.291	432.897
Côte TN (m)	417.098	422.975
Côte de la fondation (m)	418.098	424.575
Hauteur de la culée (m)	10.15	8.13

4- PRÉ DIMENSIONNEMENT DES CULEES :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée N° 1 $H_{\text{culée}} = 10.15\text{m}$

Pour la culée N° 2 $H_{\text{culée}} = 8.13 \text{ m}$

4-1 Mur De Front {M.F}:

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

Hauteur de mur frontal : $h = 7.30 \text{ m}$; L'épaisseur $e_{mf} = 140 \text{ m}$; $L=10.80 \text{ m}$

4-2 Mur De Garde Grève {M.G.G} :

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

- Hauteur : $h = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui} + \text{l'épaisseur de la dalle} = 1.45 + 0.08 + 0.20 + 0.20 = 1.93\text{m}$;
- Epaisseur : $e = 0.40$
- Longueur : $L = 13.60\text{m}$.

4-3 Dalle De Transition :{D.T}

Sa largeur est dimensionnée par la formule suivante : $L = \text{Min}[6 \text{ m}, \text{Max}(4\text{m}, 0.6 * H)]$

Avec :

H : la hauteur de remblai = 9.50 m , on prend $L = 5 \text{ m}$

Généralement elle a une épaisseur $e = 30 \text{ cm}$

Longueur de la dalle = 13.25 m

4-4 Mur en retour {M.R} :

Les murs en retour sont des voiles encastés d'un coté sur le M.F et l'autre coté sur la semelle de fondation. Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

Les dimensions du M.R sont limitées comme suit :

- La pente : $p = 2/3$;
- La largeur : $L_{mr} = [(H - H_0)/p] + R$;

Avec :

H : hauteur du mur en retour ; H_0 : hauteur de la semelle ;

Si : $H < 5\text{m} \Rightarrow R \geq 50\text{cm}$;

Si : $H > 5\text{m} \Rightarrow R \geq H/10$;

$R = 1\text{m}$.

Donc :

$L_r = [(3.73 - 1,6)/0,66] + 1 = 4.16\text{m}$ on prendre $L_r = 4.20\text{m}$

Epaisseur : $e = 0.65\text{cm}$

4-5 La semelle :

On prend :

$E_s = 1,6\text{m}$

Longueur de la semelle : $L = 10.80 \text{ m}$.

Largeur de la semelle : $l = 6.40 \text{ m}$

4-6 Le corbeau :

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieur dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

Hauteur : $H = 0.6 \text{ m}$

Hauteur : $a = 0.3 \text{ m}$

Epaisseur : $E_f = 0,30 \text{ m}$

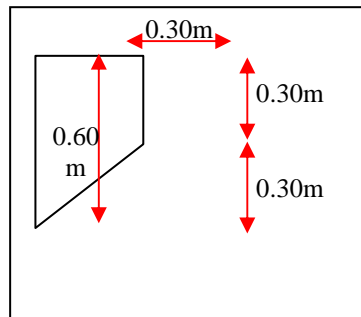


Figure IX.5. Pré-dimensionnement du corbeau

4-7 Le sommier d'appui :

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier .dans notre cas on a une culée remblayées donc le sommier d'appui est intégré au mur de front. D'après le SETRA on prend $d' = 0.5\text{m}$

Soit a : la longueur de l'appareil d'appui (on a $=35\text{cm}$)

Il faut prendre $(d'' - \frac{a}{2}) > 0.2\text{m}$ on prend $d'' = 0.50\text{m}$

Donc l'épaisseur du sommier d'appui sera :

$E = d + d' + d'' + \text{épaisseur du mur garde grève}$

$E = 1.75\text{m}$

4-8 Contrefort :

$H = 6.00 \text{ m}$

$E = 1.2\text{m}$

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants:

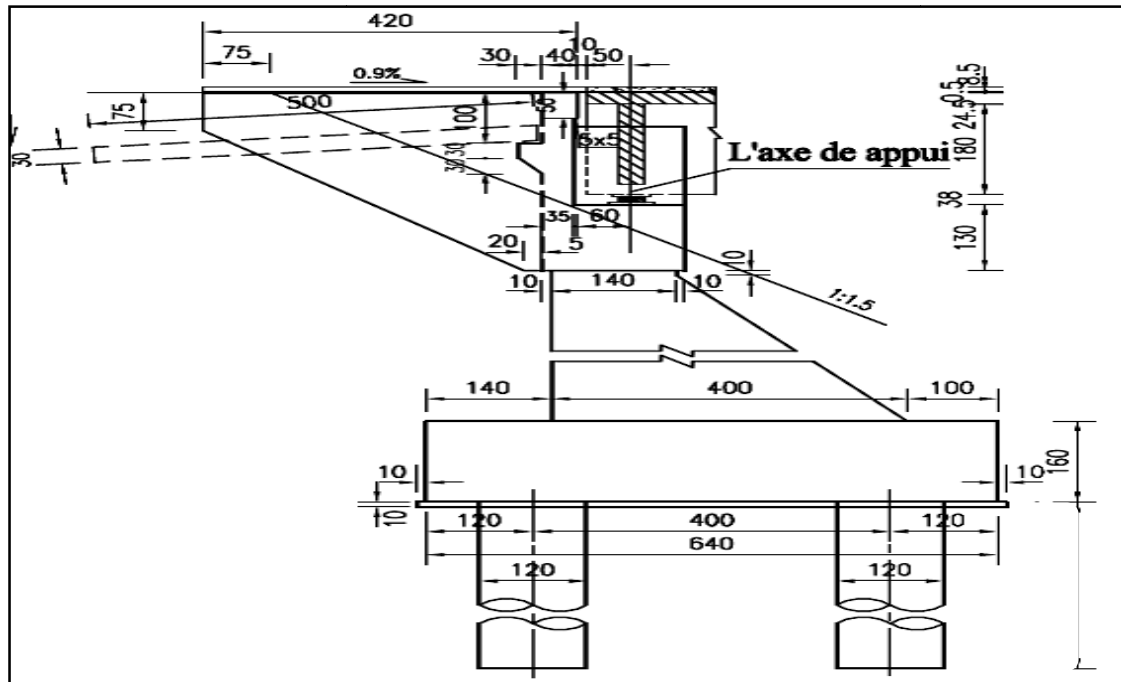


Figure IX.6. Dessin de la culée 1

5- VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE :

5.1. Sous charges permanentes :

Tableau IX.2. Descentes des charges de la culée

Eléments	V(KN)	d/o(m)	M/o (kn.m)
M.G.G	$2.30 \times 0,35 \times 13.60 \times 25 = 273.7$	4.68	1280.9
M.D.F	$1.40 \times 7.30 \times 10.80 \times 25 = 2759.4$	4.30	11865.4
Corbeau	$(0.6+0.3) \times (0.30/2) \times 13.60 \times 25 = 45.9$	5.15	236.3
M.E.R	$0.75 \times 4.20 \times 0.65 \times 25 = 51.19$	6.90	353.2
	$[(2.95 \times 4)/2] \times 0,65 \times 25 = 95.87$	6.10	584.8
	$(2.95 \times 0.2) \times 0,65 \times 25 = 9.5$	5.00	47.5
CONTREFORT	$((1.4 \times 6.00)/2) \times 1.2 \times 3 \times 25 = 378.00$	4.20	1587.6
	$((3.6 \times 4.7)/2) \times 1.2 \times 3 \times 25 = 1080.00$	2.76	2980.8
Semelle	$6.40 \times 10.8 \times 1,6 \times 25 = 1105.9$	3,20	3538.8
Dalle de transition	$5 \times 0.3 \times 13 \times 25 = 491.2$	7.00	3432.5
Totale	$\sum V = 61852 \text{ KN}$		$\sum M = 25907.4 \text{ kn.m}$

5.1.1. Calcul de l'excentricité :

$$\sum V = 6185.2 \text{ KN ;}$$

$$\sum M = 25907.4 \text{ KN.m}$$

$$E = \frac{\sum M/o}{\sum V_i} = \frac{25907.4}{6185.2} = 4.18 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{B}{2} - e \Rightarrow e_0 = (6,4/2) - 4.18 = -0.98$$

$$e_0 = -0.98 \text{ m ;}$$

On compare : e_0 avec $\frac{B}{6}$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = -0.98 \text{ m} \\ \frac{B}{6} = 1,06 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 < \frac{B}{6}$$

Donc ; les efforts normaux sont situés dans le noyau central de la Semelle.

5.1.2. Calcul en construction avec remblai :**a) Poussée des terres :**

$$P_h = 1/2 \times K_a \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :

K_a : Coefficient actif (de poussée)

γ : Poids volumique du remblai = 2 t/m^3

h : Hauteur de la culée $h = 10.15 \text{ m}$

L : Longueur du mur de front $L = 10.8 \text{ m}$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,27 \quad \text{avec } \phi = 35^\circ$$

$$P_h = 1/2 \times 0,27 \times 20 \times (10.15)^2 \times 10.8 = \mathbf{3004.1 \text{ KN}}$$

b) Poids des terres :

Sur le patin (gauche) : on considère qu'il n'y a pas de remblai ;

Sur le patin (droite) : $P_{rg} = 1.50 \times 10.8 \times 10.15 \times 20 = \mathbf{3288.6 \text{ KN}}$

c) Surcharge de remblai :

La surcharge du remblai supportant une chaussée $q = \mathbf{10 \text{ KN/m}^2}$

Majorée de 20% = 12 KN/m^2

d) Poussée de la surcharge :

$$P_v = K_a \times q \times h \times L = 0.27 \times 12 \times 10.15 \times 10.80 \rightarrow P_v = 328.8 \text{ KN}$$

e) *Freinage* : B_c : 300 KN

Tableau IX.3. Moments stabilisants et renversants en charge

	Vi(kn)	Hi(kn)	d/o(m)	Ms/o (kn.m)	Mr/o (kn.m)
Culée	6185.2	/	4,46	27585.9	/
Poids des terres	3288.6	/	5.65	18580.5	/
Poussée des terres	/	3004.1	4.83	/	14509.8
Poussée de la surcharge horizontale	/	388.8	4,83	/	1877.9
Réaction du tablier	936	/	4.2	39312	/
Total	10409.8	3392.9	/	85478.4	16387.7

f) *Vérification au renversement* :

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{85478.4}{16387.7} = 5.21 > 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

g) *Vérification au glissement* :

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{10409.8}{230.433392.9} = 3.06 > 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

5.2. *Sous charge permanente plus surcharge* :

- Sous la combinaison suivante :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q + 1,6A (L) + 1,6Q_f$$

$$\text{ELS} : G + Q + 1,2 A(L) + 1,2Q_f$$

- Accidentelle: $G + Q + 0,6A (L) + Q_f$

Avec :

G : charge permanente = poids propre de culée + poids des terres + poussée des terres + réaction de tablier

ELU : Combinaison fondamentale :

$$1.35G+1.6 A(L) +1.5Q+1.6 Qf$$

Tableau IX.4. Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.U

Désignation	Coef	Vi(kn)×coef	Hi(kn)×coef	d/o(m)	Ms/o (kn.m)	Mr/o (kn.m)
Culée	1.35	8350	/	4,46	37241	/
Poids des terres	1.35	4439.6	/	5.65	25083.7	/
Poussée des terres	1.35	/	4055.5	4.83	/	19858
Poussée du Surcharge horizontale	1.5	/	583.2	4,83	/	2816.8
Réaction du tablier	1.35	1263.6	/	4.2	5307.4	/
A(L)	1.6	5892.9		4.2	24750.1	/
Freinage Bc	1.6	/	480	9.65	/	4632
Total	/	31318.5	5118.7		92382.2	27036.8

a) Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{92382.2}{27036.8} = 3.41 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{31318.8}{5118.7} = 6.11 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

ELS : Combinaison fondamentale :

$$G+1, 2 A (L) + Q + 1,2Q_f$$

Tableau IX.5. Moments stabilisants et renversants en charge à E.L.S

Désignation	Coef	Vi(kn)×coef	Hi(kn)×coef	d/o(m)	Ms/o(kn.m)	Mr/o(kn.m)
Culée	1	6185.2	/	4,46	27535.9	/
Poids des terres	1	3288.6	/	5.65	18580.5	/
Poussée des terres	1	/	3004.1	4.83	/	14509.8
Poussée du Surcharge horizontale	1	/	388.8	4,83	/	1879.7
Réaction du tablier	1	9360	/	4.2	39312	/
A(L)	1,2	4419.7	360	4.2	1856	/
Freinage Bc	1,2	/	3752.9	9.65	/	34790
Total	/	19960.1	3752.9	/	87334.4	19863.8

a) Vérification au renversement :

$$Fr = \frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = \frac{87334.4}{19863.8} = 4.39 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de renversement}$$

b) Vérification au glissement :

$$F_G = \frac{\Sigma F_s}{\Sigma F_r} = \frac{19960.1}{3752.9} = 5.31 > 1.5 \dots\dots\dots \text{pas de risque de glissement}$$

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la culée est stable

6- FERRAILLAGE DE MUR DE GARDE GREVE :**6.1. Cas fondamental :**

Le mur garde grève est calculée comme une console encastree dans le chevêtre, il est soumis aux sur charges du remblai et à la poussée des terres.

6.1.1. Détermination des sollicitations et le ferrailage :

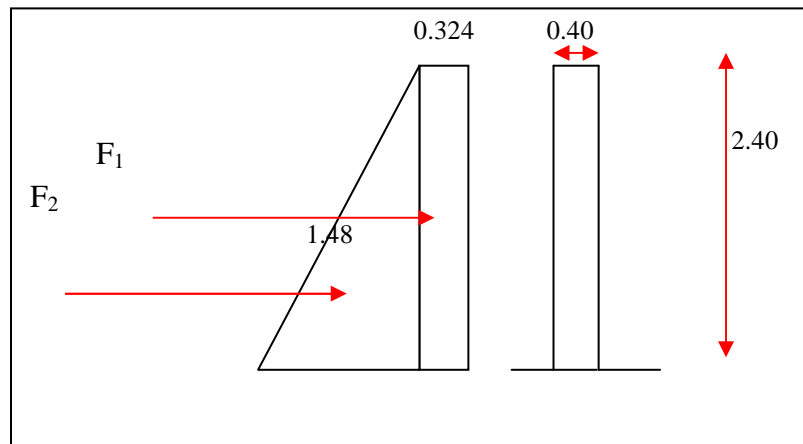


Figure IX.7. Présente les sollicitations du mur garde grève

$$\sigma(h) = K_a \times \gamma_t \times (h + K_a) \times q$$

Avec :

$$K_a = 0,27$$

$$\varphi = 35^\circ ; \gamma_t = 20 \text{ kn/m}^2$$

q : surcharge de remblai majorée de 20% = 12 kn /m²

$$\text{Si } h=0\text{m} \Rightarrow \sigma(0)_1 = 0,27 \times 12 = \mathbf{3.24 \text{ kn/m}^2}$$

$$\Rightarrow F_1 = \sigma(h)_1 \times h = 3.24 \times 2.4 = \mathbf{7.77 \text{ kn}}$$

$$\text{Si } h=2.40\text{m} \Rightarrow \sigma(2.40)_2 = 0.27 \times 20 \times 2.4 + 3.24 = \mathbf{14.8 \text{ kn/m}^2}$$

$$F_2 = (\sigma(h)_2 - \sigma(h)_1) / 2 \times h \Rightarrow F_2 = (14.8 - 3.24) / 2 \times 2.40 = \mathbf{13.9 \text{ t/m}^2}$$

Tableau IX.6. Sollicitations dans le mur garde grève

Z(m)	$\sigma_v(\text{t/m}^2)$	K_a	$\sigma_h(\text{kn/m}^2)$	Force(kn)	Pt d'application/ O(m)
0	12	0.27	3.24	7.77	1.20
2.40	58	0.27	14.8	13.9	0.76

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = (F_1 \times x_1) + (F_2 \times x_2)$$

$$M = (7.77 \times 1.20) + (13.9 \times 0.76) = \mathbf{19.8 \text{ kn.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35000}{1.5} = \mathbf{19833.3 \text{ kn/m}^2}$$

$$\mu_u = \frac{19.8}{1 \times 19833.3 \times 2.16^2} = \mathbf{0.00022}$$

$$\mu_u = 0.00022 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.00027$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.15 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.15} = 347826.6 \text{ kn/m}^2$$

$$A_{st} = \frac{19.8}{2.15 \times 347826.6} = \mathbf{0.264 \text{ cm}^2}$$

6.2. Cas accidentelle :

6.2.1. La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$$k_H = A = 0.15 \quad (\text{coefficient d'accélération de zone groupe 1}).$$

$$k_v = 0.3 k_H = 0.045$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE

$$\text{Avec: } K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} = \frac{\cos^2(26.76)}{\cos^2(8.24) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35) \sin(26.76)}{\cos(8.24) \cos(0)}} \right]^2} = 0.35$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.15}{1 \pm 0.045}\right) = 8.24^\circ$$

Avec:

H : La hauteur du mur (H = 2.40 m).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 20 \text{ kn/m}^3$).

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 35^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

$$F_{ad} = 20.8 \text{ kn}$$

6.2.2. La poussée due à la surcharge :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos\beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

$$F_{ad}(q) = 10.3 \text{ kn}$$

$$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times H/2 = (10.3 + 20.8) \times 2.4/2$$

$$\mathbf{M_u = 37.3 \text{ kn.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2} = 0.00040 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0.00050 \Rightarrow Z = 2.15 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = 0.49 \text{ cm}^2$$

6.3. Ferrailage minimum d'après le RPOA :

$$A_{\min}=0.5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times (0.40 \times 1) = \mathbf{20\text{cm}^2}$$

On compare :

$$A_{st}=0.264 \text{ cm}^2 < A_{\min(R.P.O.A)} = 20\text{cm}^2 \quad \text{Donc on ferraille avec le minimum de RPOA.}$$

On adoptera alors :

$$6\text{HA}16 ; A_{st}=12.06\text{cm}^2 \Rightarrow \text{partie tendue avec un espacement de 15cm.}$$

$$6\text{HA}12 ; A_{st}=6,79\text{cm}^2 \Rightarrow \text{partie comprimée avec un espacement de 20cm.}$$

6.4. Armature de répartition :

$$A_r = 25\% \times A_{st} \Rightarrow A_r = 0,25 \times 20 = \mathbf{5\text{cm}^2}$$

On adopte :

$$5\text{HA}12/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{A_r = 5.65\text{cm}^2} ; \text{partie tendue avec un espacement de 20cm.}$$

7- LA DALLE DE TRANSITION :

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un coté sur le corbeau et de l'autre coté sur le remblai compacté.

7.1. Evaluation des charges :

$$\text{- Poids propre de la dalle : } 0.3 \times 1 \times 25 = 7.5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{- Poids propre des terres : } 1 \times 20 \times 0.50 = 10 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{- Surcharge remblai : } 1 \times 12 = 12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{- Revêtement de la chaussée : } 0.085 \times 1 \times 2.2 = 1.87 \text{ KN/ml.}$$

$$\Sigma q = 31.37 \text{ KN/ml.}$$

7.2. Ferrailage de la dalle :**➤ ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (7.5 + 10 + 1.87) + 1.5 \times 12$$

$$q_u = 44.15 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = \frac{44.15 \times 5^2}{8} = \mathbf{137.9 \text{ kn.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{137.9}{1 \times 19833.3 \times 0.27^2}$$

$$\mu_u = 0.095 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

C.-à-d les armatures de compression ne participent pas à la résistance.

$$\alpha = 0.125 \Rightarrow Z = 0.25 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{137.9}{0.25 \times 347826.6} = \mathbf{15.85 \text{ cm}^2}$$

On prend 7T20 = 21.99 cm² avec esp = 15 cm

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = G+Q=7.5 + 10 + 1.87 + 12 = 39.2\text{kn/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{39.2 \cdot 5^2}{8} = 122.5 \text{ kn.m.}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n \cdot A_{sc} (x-d') - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$0.5x^2 + 211.05 \cdot 10^{-4} x - 56.98 \cdot 10^{-4} = 0$$

$$x = 0.13 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.13^3}{3} + 15 \cdot 21.99 \cdot 10^{-4} (0.27 - 0.13)^2$$

$$I = 13.78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_c = 0.6 \cdot 350 = 21000 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \Rightarrow \frac{122.5 \cdot 0.13}{13.78 \cdot 10^{-4}} = 11549.5 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_t} \right)$$

$$= \min (333333 ; 228630.7) \text{ on prend } \overline{\sigma_{st}} = 228630.7 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} \Rightarrow 15 \frac{122.5 \cdot (0.27 - 0.13)}{13.78 \cdot 10^{-4}} = 12445.5 \text{ kn/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 12445.5 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{st}} = 228630.7 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 5.5 \text{ cm}^2$$

On prend 5 T 12 = 5.65 cm²

➤ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{44.15 \cdot 5}{2} = 110.3 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 408.5 \text{ kn/m} < 1633.3 \text{ kn/m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

8- ETUDE DU CORBEAU :

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

8.1. Condition d'une console courte :

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a; L) \Rightarrow 0.6 \geq 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.2. Cisaillement :

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau.

$$\tau_u^- = \min[4; 0,03(2 + \rho) * \min(f_{c28}; 30)] \text{ avec } \rho = \min\left(\frac{l}{a}; 4\right) = 4$$

$$\tau_u^- = 4000 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{110.3}{1 \times 0.54} = 204.2 \text{ kn}$$

$$\tau_u^- > \tau_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$Z = \min [0.75 \times d \times (1 + \rho/10); 1.2 \times a (0.8 + \rho/5)]$$

$$Z = 0.567 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{V_u \times L}{2} = \frac{110.3 \times 0.25}{2} = 16.5 \text{ kn.m}$$

$$\text{Le ferrailage est : } A_s = \frac{16.5}{0.567 \times 347826.6} = 0.83 \text{ cm}^2$$

8.3. Ferrailage minimum d'après le RPOA :

$$A_{\min} = 0.5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times (0.30 \times 1) = 1.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On compare : } A_s = 2,51 \text{ cm}^2 < A_{\min(\text{RPOA})} = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors : } A_{\min(\text{RPOA})} = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 8\text{HA}20 ; A_s = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 15 \text{ cm}$$

8.4. Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times A_{s \min} \Rightarrow 25\% \times (14.07) = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 7\text{HA}12 ; A_r = 7.92 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de } 25 \text{ cm}$$

9- ETUDE DE MUR EN RETOUR :

Pour retenir latéralement les terres en tête des culées enterrées celles-ci sont munies de petits en retour suspendus ; liées au mur de garde grève.

Du point de vue mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puis qu'il s'agit d'une plaque encastrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge répartie à étudier séparément.

9.1. Dimensionnement :

On propose un mur en retour avec la section suivante :

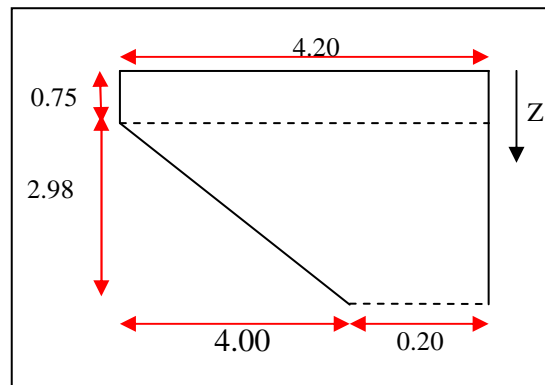


Figure IX.8. Dimensions de mur en retour

9.2. Détermination des contraintes :

9.2.1. Cas accidentelle :

a) La poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

Avec :

$k_H = A = 0.15$ voir tableau coefficient d'accélération de zone

$k_v = 0.3$ $k_H = 0.045$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} = 0.35$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = 8.24$$

H : La hauteur du mur ($H = 3.73$).

γ : Le poids volumique des terres ($\gamma = 20 \text{ kn/m}^3$).

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 35^\circ$).

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$).

Tableau IX.7. Calcul de la poussée dynamique des terres

Hauteur (m)	$F_{ad}(\text{kn/m}^2)$
3.73	54
0.75	2.03

b) La poussée due à la surcharge :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos \beta} (1 \pm k_v) K_{ad}$$

$$F_{ad}(q) = 16.7 \text{ kn/m}^2$$

9.2.2. Cas fondamentale :

La surcharge du remblai supportant une chaussée $q = 10 \text{ kn/m}^2$, majorée de 20% = 12 kn/m^2

$$\sigma_h = K_a \times \gamma_t \times h$$

$$\sigma_h = 20.8 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma(h) = K_a \times \gamma_t \times (h + K_a) \times q$$

$$\text{ELU: } \sigma(h) = K_a \times (1,35 \gamma_t \times h + 1,5 \times q)$$

$$\text{ELS: } \sigma(h) = K_a \times \gamma_t \times h + K_a \times q$$

Tableau IX.8. Les contraintes sur le mur en retour

h(m)	$\sigma(h)$ [kn.m ²]	
	ELU	ELS
0	4.86	3.24
0.75	10.32	7.3
3.73	32.9	24.04

9.3. Détermination du ferrailage :

On a modélisé le mur en élément Shell, les résultats des moments sont obtenus par le logiciel SAP2000.

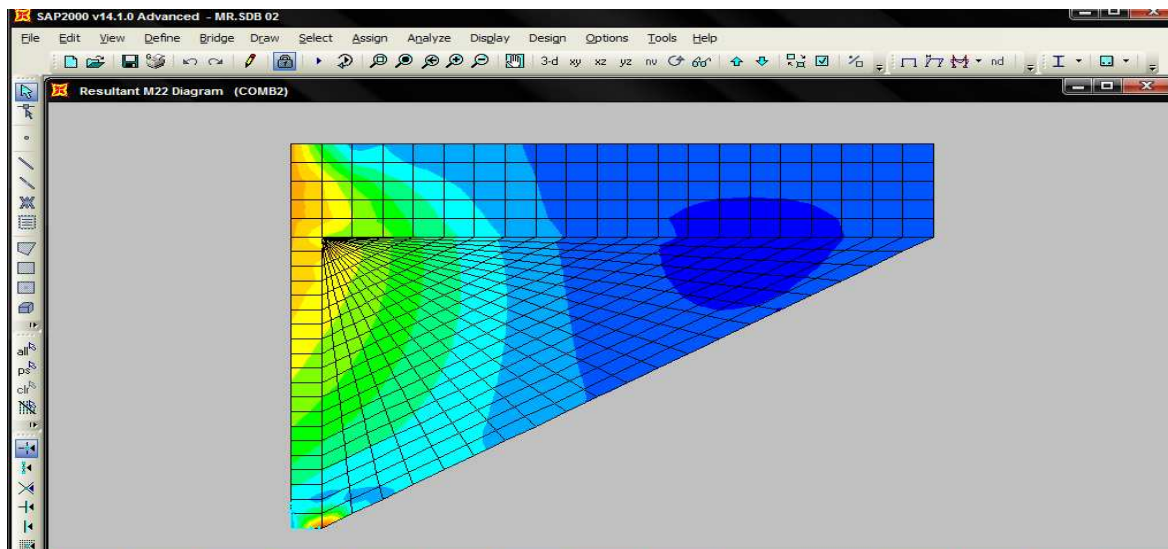


Figure IX.9. Moment fléchissant du mur en retour

Tableau IX.9. Moments à L'ELU et L'ELS

Moment (kn.m)	Sens vertical	Sens horizontal
ELU	6.65	28.63
ELS	4.43	19.08

9.3.1. ELU :a) *Sens vertical* $M_u = 6.65 \text{ kn.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0.00097 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A).}$$

$$\alpha = 0.0012 \Rightarrow Z = 0.585 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage minimum d'après le RPOA :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times (0.75 \times 1 \text{ m}) = 37 \times 10^{-4} \text{ m}^2 ;$$

La section de ferrailage A_{st} est faible devant A_{\min} .on choisit comme ferrailage :8HA25 ; $A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2$; avec espacement de 12 cmb) *Sens horizontal* : $M_u = 28.63 \text{ kn.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0.0017 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature (pivot A)}$$

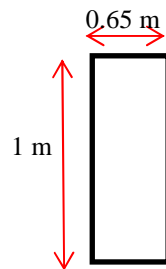
$$\alpha = 0.00528 \Rightarrow Z = 0.583 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1.40 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage A_{st} est faible devant A_{\min} .on choisit comme ferrailage :8HA25 ; $A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2$; avec espacement de 12 cm❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.585 \times \frac{270}{40000} = 9.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 39.27 \text{ cm}^2 > 9.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



10- MUR DE FRONT :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

10.1. Les sollicitations du mur de front :

- Mur garde grève : $2.4 \times 0.40 \times 25 = 24 \text{ kn/ml}$
- Corbeau : $(0.3 \times 0.3 + \frac{1}{2} 0.25 \times 0.3) \times 25 = 3.4 \text{ kn/ml}$
- Mur de front : $7.30 \times 1.4 \times 25 = 252.5 \text{ kn/ml}$
- Réaction du tablier : $9360 / 13.25 = 706.4 \text{ kn/ml}$
- Poussée des terres : $\frac{1}{2} 0.27 \times 20 \times (7.3)^2 = 143.8 \text{ kn/ml}$
- Surcharge du remblai horizontal : $0.27 \times 12 \times 7.30 = 23.6 \text{ kn/ml}$
- Freinage B_c : $300 / 13.25 = 22.6 \text{ kn/ml}$
- Surcharge de A(L) : $22929.2 / 13.25 = 1730.5 \text{ kn/ml}$
- Surcharge de remblai sur la dalle de transition : $0.5 \times 5 \times 20 = 50 \text{ kn/ml}$

10.2. ELU :**10.2.1. Combinaison fondamentale :**

$$1.35G + 1.6 A(L) + 1.5Q + 1.6 Q_f$$

Tableau IX.10. Récapitulatif des efforts à l'ELU

	Coéf	Vi(kn)	Hi (kn)	d(m)/ o	Moment Ms/o (kn.m)	Moment Mr/o (kn.m)
Mur garde grève	1.35	32.4	—	1.2	38.8	—
Corbeau	1.35	4.5	—	1.625	7.57	—
Mur de front	1.35	344.9	—	0.7	241.4	—
Poussée des terres	1.35	—	194.1	3.125	—	606.5
Réaction du tablier	1.35	954	—	0.4	381.2	—
Surcharge du remblai H	1.5	—	31.8	3.125	—	93.9
Surcharge sur la DDT	1.35	67.5	—	4	270	—
Surcharge A(L)	1.6	2760	—	0.4	1104	—
Effort de freinage B_c	1.6	—	36.1	7.30	—	263.5
Total	—	4163.3	262	—	2042.9	963.9

a) *Ferraillage du mur de front à l'ELU:*

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 1.4 \text{ m}; \quad b = 1 \text{ m}; \quad d' = 0.1 h = 0.14 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 1.26 \text{ m}$$

$$N_u = 4163.3 \text{ kn.}$$

$$M_u = M_s - M_r \Rightarrow M_u = 2042.9 - 963.9 = 1079 \text{ kn.m.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.25$$

$$e > \frac{h}{6} = 0.23 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_a = 1079. + 4163.3 (1.26 - 0.7) \Rightarrow M_a = 3401.4 \text{ kn.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2} \quad \text{avec } f_{bc} = 19833.3 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_u = 0.10 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{Section à simple armature.} \quad A_2 = 0.$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right) \quad \text{avec } \sigma_{st} = 437780 \text{ kn/m}^2$$

$$\alpha = 0.131 \Rightarrow Z = 1.20 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{1}{347826.6} \left(\frac{3401.4}{1.20} - 4163.3 \right) = -37.23 \text{ cm}^2$$

Donc ; $A_1 < 0 \Rightarrow$ On prend $A_2 = 0$

On ferraillie avec la section de non fragile résiste :

$$\Leftrightarrow \mathbf{S.N.F} = 0,23 \times b \times d \times (f_t/f_c) \Rightarrow \mathbf{S.N.F} = 0,23 \times 1,00 \times 1,26 \times (270/40000) = 19.56 \text{ cm}^2$$

\Leftrightarrow **Ferraillage minimum d'après le RPOA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times B \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times (1,4 \times 1 \text{ m}) = 70 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On compare :

$$A_{st} = 19.65 \text{ cm}^2 < A_{\min(\text{RPOA})} = 70 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraillie avec le minimum de RPOA :

$$9\text{HA}32 ; A_{st} = 72.38 \text{ cm}^2 \quad \text{avec espacement de } 10 \text{ cm}$$

10.3. Vérification à l'ELS :

Tableau IX.11. Récapitulatif des efforts à l'ELS

	Coéf	Vi(kn)	Hi (kn)	d(m)/ o	Moment Ms/o (kn.m)	Moment Mr/o (kn.m)
Mur garde grève	1	24	—	1.2	28.8	—
Corbeau	1	3.4	—	1.625	5.6	—
Mur de front	1	255.5	—	0.7	178.8	—
Poussée des terres	1	—	143.8	3.125	—	449.3
Réaction du tablier	1	706	—	0.4	282.4	—
Surcharge du remblai H	1	—	23.6	3.125	—	73.7
Surcharge sur la DDT	1	5	—	4	200	—
Surcharge A(L)	1.2	950.4	—	0.4	692.2	—
Effort de freinage B _c	1.2	—	22.6	7.30	—	164.9
Total		2769.4	190		1387.8	687.9

$$N_s = 2769.4 \text{ kn}$$

$$M_s = 699.9 \text{ kn.m}$$

D'après le logiciel SOCOTEC on à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 21000 \text{ kn/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 1.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 228630.7 \text{ kn/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

∞ **Ferrailage minimum RPOA :**

$$A_{RPA} = 0.5\% \cdot 1.4 \times 1 = 70 \text{ cm}^2 > 54 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 8T 25 = 39.27 cm² ; esp = 15 cm (partie tendue).

$$7 \text{ T } 25 = 34.36 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 15 \text{ cm (partie comprimée).}$$

∞ **Armatures de répartition :**

$$A_r = 25\% A_{RPA} = 18.40 \text{ cm}^2$$

On prend 6T20 = 18.85 cm² ; esp = 15 cm

11- LE CHEVETRE:

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier, il permet également l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur les trois contreforts.

$H=1.30\text{ m}$; $B=1.60\text{ m}$; $L=13.59\text{ m}$

$G_{\text{tablier}}= 9362.4\text{ kn/m}$; $A(L)=1730.5\text{ kn}$

11.1. Combinaison d'action :

ELU : $1.35 \times G + 1.5 \times Q + 1.6 \times A(L)$

ELS : $G + Q + 1.2 \times A(L)$

$G_{\text{Chevêtre}}= 13 \times 16 \times 25 = 52\text{ kn/ml}$

$G = \frac{G_{\text{tablier}}}{7} = \frac{9362.47}{7} = 1170.3\text{ kn}$

$A(L) = \frac{1730.5}{7} = 247.2\text{ kn}$

$P_u = 1.35 (1170.3) + 1.6 (247.2) = 1975.4\text{ kn}$

$p_s = 1170.3 + 247.2 = 1417.5\text{ kn}$

ELU : $1.35G_{\text{chevêtre}} + p_u$

ELS : $G_{\text{chevêtre}} + p_s$

On a modélisé le chevêtre par le logiciel SAP2000 qui donne les résultats suivants :

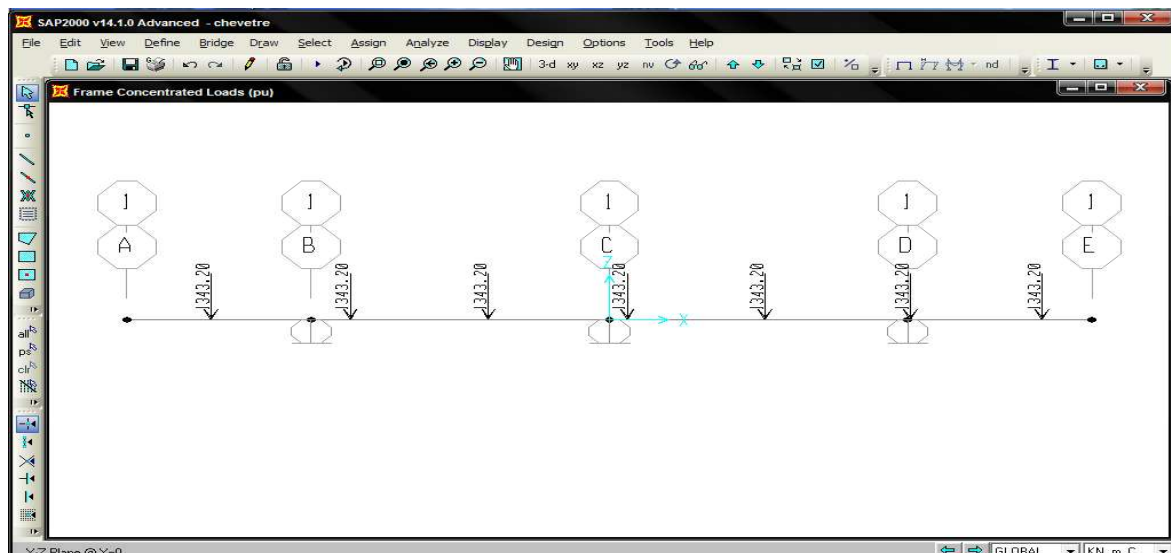


Figure IX.10. Représente les sollicitations sur le chevêtre

Tableau IX.12. Les moments et efforts tranchants

	Moment (kn.m)	Moment (kn.m)	Effort tranchant
	En travée	En appuis	V (kn)
ELU	678.82	2837.32	2868.57
ELS	519.18	2166.66	2191.94

$$M_t = 678.82 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 2837.32 \text{ kn.m}$$

- **ELS :**

$$M_t = 519.18 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 2166.6 \text{ kn.m}$$

Avec : $V_{u \max} = 2868.57 \text{ kn}$

11.2. Calculs du ferrailage :

Remarque :

Pour les autres cas on utilise le logiciel **SOCOTEC** pour le calcul du ferrailage.

11.2.1. En travée :

- **ELU :** $M_t = 678.82 \text{ kn.m}$

$$A_{st} = 21.99 \text{ cm}^2 \quad \text{choix} \rightarrow 7T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

Avec : esp = 15cm

- **ELS :** $M_t = 51.918 \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = 2940 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 21000 \text{ kn/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 214000 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{st}} = 228630.7 \text{ kn/m}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

11.2.2. En appuis :

- **ELU :** $M_a = 2837.32 \text{ kn.m}$

$$A_{st} = 90.66 \text{ cm}^2 \quad \text{مطلوب} \rightarrow 7T32 + 7T25 = 90.66 \text{ cm}^2.$$

Avec : esp = 15cm.

- **ELS :** $M_a = 2166.66 \text{ kn.m}$

$$\sigma_{bc} = 7010 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 21000 \text{ kn/m}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 228300 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma_{st}} = 228630.7 \text{ kn/m}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

11.2.3. Effort tranchant :

D’après les résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000

$$V_{u \text{ max}} = 2868.57 \text{ kn}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par : $\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b \times d}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b * d} = \frac{2868.57}{1.6 * 1.17} = 1532.3 \text{ kn/m}^2.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 300 \right) = 300$$

Donc $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi \right) = \min \left(\frac{130}{35} ; \frac{160}{10} ; 2.5 \right) = 2 \text{ cm}$$

On prend $\Phi = 14 \text{ mm}$

Espacement d’après RPA :

- ❖ Zone nodale : $\text{esp} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_L ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow \text{esp} = 30 \text{ cm.}$
- ❖ Zone courante : $\text{esp} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{esp} = 50 \text{ cm.}$

12- ETUDE DU CONTREFORT :

Le contrefort (voile) soumis à la flexion composée, pour évaluer le moment d’encastrement au niveau de la semelle, nous étudierons les cas des charges suivantes :

- Poids propre ;
- Variation linéaire du tablier ;
- Freinage ;
- Séisme.

12.1. Pré dimensionnement :

On prendre comme épaisseur du contrefort :

$$E = 1.2 \text{ m}$$

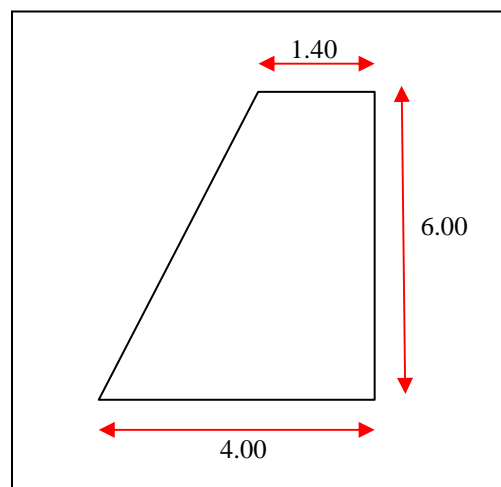


Figure IX.11. La dimension du contrefort

12.2. Etude du contrefort dans le sens longitudinal :

12.2.1. Evaluation des efforts par rapport à la base :

❖ Combinaison fondamentale :

La combinaison d'action est sous la forme : $1.35G + 1.5Q + 1.6A(L) + 1.6Q_f$

Tableau IX.13. Récapitulatif des efforts sous la combinaison fondamentale

Désignation	coef	V(kn)	H(kn)	d/o (m)	Moment Ms/o(kn.m)	Moment Mr/o(kn.m)
Réaction du tablier + chevêtre	1.35	987	—	0.9	888.3	—
Réaction de la surcharge A(L)	1.6	2768.8	—	0.9	2491.9	—
Poids propre P ₁	1.35	265.6	—	0.7	186.5	—
Poids propre P ₂	1.35	209.3	—	1.43	299.2	—
Mur garde grève + corbeau	1.35	36.9	—	0.2	7.3	—
Freinage de B _c Q _f	1.6	—	36.16	4.7		169.9
La somme des efforts		4269	36.16		3873.2	169.9

❖ Combinaison accidentelle :

La combinaison d'action est sous la forme : $G + 0.4Q_v + Q_s$

Tableau IX.14. Récapitulatif des efforts sous la combinaison accidentelle

Désignation	coef	V(kn)	H(kn)	d/o (m)	Moment Ms/o (kn.m)	Moment Mr/o (kn.m)
Réaction du tablier + chevêtre	1	758.4	—	0.9	682.5	—
Poids propre P ₁	1	197.4	—	1.43	282.2	—
Poids propre P ₂	1	155	—	0.7	108.5	—
Mur garde grève + corbeau	1	27.4	—	0.2	5.5	—
Séisme horizontale Q _s	1	—	93.6	4.7		439.9
La somme des efforts		1138.6	93.6		1278.7	439.9

❖ E.L.S :

La combinaison d'action est sous la forme : $G + Q + 1.2A(L) + 0.6Q_v + 1.2Q_f$

Tableau IX.15. Récapitulatif des efforts à L'ELS

Désignation	Coef	V(kn)	H(kn)	d/o (m)	Moment Ms/o(kn.m)	Moment Mr/o(kn.m)
Réaction du tablier + chevêtre	1	758.8	—	0.9	682.5	—
Réaction de la surcharge A(L)	1.2	2076.6	—	0.9	1868.9	—
Poids propre P ₁	1	197.4	—	0.7	138.2	—
Poids propre P ₂	1	1550	—	1.43	221.6	—
Mur garde grève + corbeau	1	27.4	—	0.2	46	—
Freinage de B _c Q _f	1.2	—	27.12	4.7		127.4
La somme des efforts		3215.2	27.12		2957	127.4

12.2.2. Vérification au flambement :

La longueur de flambement est donnée par :

$$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} \times l_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 6 = 4.24 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4.24}{0.288 \times 1.2} = 12.26 < 50 \Rightarrow \text{il n'y a pas risque de flambement}$$

- L_f : la longueur de flambement
- i : rayon de giration = $\frac{a}{2\sqrt{3}}$

12.2.3. Détermination du ferrailage :

On va calculer le ferrailage dans les trois cas des combinaisons, et on prend la valeur maximum.

a) Combinaison fondamentale :

Les valeurs de M et N sont : $M_u = 3703.36 \text{ kn}$; $N_u = 4260 \text{ kn}$

On utilise le SOCOTEC pour le calcul de ferrailage.

La section est partiellement comprimée :

$$A_s = 13.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 18HA25 = 88.36 cm²

b) Combinaison accidentel :

Les valeurs de M et N sont : $M_u = 838.8 \text{ kn.m}$; $N_u = 1138.6 \text{ kn}$

On utilise le SOCOTEC pour le calcul de ferrailage.

La section est partiellement comprimée :

$$A_s = 13.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 18 HA 25 = 88.36 cm²

c) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier ces deux conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 15300 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 21000 \text{ kn/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 206800 \text{ kn/m}^2 < \overline{\sigma}_{st} = 228630.7 \text{ kn/m}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

❖ Ferrailage minimum d'après RPOA :

$$A_{RPOA} = 0.5\% S = 0.5\% 1 \cdot 1.2 = 60 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On a choisi comme ferrailage : 18 T25 = 88.36 cm²

❖ Armature de répartition :

$$A_r = 25\% A_s = 22.09 \text{ cm}^2.$$

On prend 8 T 20 = 25.13 cm² avec esp = 12 cm

12.3. Etude du contrefort dans le sens transversal :

Puisque on considère juste les efforts normaux et l'effort sismique, donc on est dans le cas accidentel. La combinaison d'action sera comme suit :

$$G + 0.4Q_v + Q_s$$

Ce qui concerne les efforts verticaux, on les a déterminés avant le cas de combinaison accidentelle $\Rightarrow N = 1138.6 \text{ kn}$.

Effort sismique dans le sens transversal est : $H_s = 93.6 \text{ kn}$

Donc le moment due à l'effort sismique est : $M = 93.6 \times 7.30 = 683.2 \text{ kn.m}$

Si on considère l'excentricité accidentelle, la valeur du moment devient :

$$M_1 = M + N (e_1 + e_a + e_2)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} e_1 = 2 \text{ cm.} \\ \max \left[2 \text{ cm ; } \frac{L}{250} \right] = \max [2 \text{ cm ; } 1.44] = 2 \text{ cm} \\ e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times [2 + \alpha \varphi] = \frac{3 \times 3.32^2}{10000 \times 6} \times (2 + 1 \times 2) = \mathbf{0.22 \text{ cm}} \end{cases}$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage et a la déformation instantanée sous la charge considérée $\varphi = 2$ et $\alpha = 1$

D'après le calcul : $M_1 = 731.2 \text{ kn.m}$

L'excentricité e est donnée par : $e = \frac{M_1}{N} = \frac{731.2}{1138.6} = 0.64 \text{ m}$

Donc la section est partiellement comprimée.

Le moment par rapport aux armatures tendues égale à :

$$M_{at} = M_1 + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3463.8 \text{ kn.m}$$

12.3.1. Détermination du ferrailage :

Le ferrailage est :

$$\mu_u = 0.11 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.17 \quad \Rightarrow \quad Z = 1.2 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{3463.8}{0.83 \times 347826.6} = 67.49 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimum A_{\min} :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{tj} \times b \times d}{F_e} = \frac{0.23 \times 2700 \times 1.2 \times 0.9 \times 6}{400000} = \mathbf{10.06 \text{ cm}^2}$$

On choisit comme ferrailage : 16T25 = 78.54 cm² avec esp = 25 cm.

12.3.2. Armature de répartition :

$$A_r = 25\% A_s = 19.63 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA20 = 21.99 cm² avec esp = 25cm

13- ETUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON DE LA CULÉE :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus défavorables les sollicitations qui provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et des surcharges.

Dans le cas des appuis de pont, les types de fondation employée varient en fonction de l'éloignement du « bon sol ».

Dans le cas de notre ouvrage, le bon sol se trouve loin, la situation efficace consiste à opter pour une fondation sur pieux nécessairement solidarités en tête par une semelle très rigide disposée au-dessous du niveau des plus grands affouillements.

13.1. Pré dimensionnement :

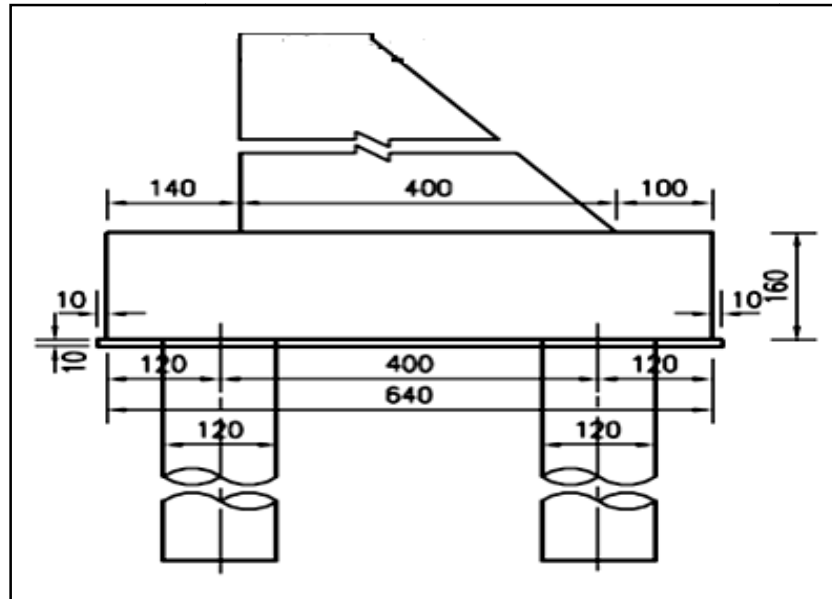


Figure IX.12. Pré dimensionnement

La formule de l'entraxes entre les pieux est donnée par :

$$L \geq 3 \times \varnothing \Rightarrow L \geq 3 \times 1.2 \Rightarrow L \geq 3.6 \text{ m}$$

On prend : **L = 4 m**

La largeur de la semelle est donnée par :

$$A \geq L + \varnothing p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 + 1.2 + 0.3 \Rightarrow A \geq 5.5 \text{ m}$$

On prend **A = 6.4 m**

La longueur de la semelle est donnée par :

$$B \geq \max [b ; \varnothing p] + 30 \text{ cm} \Rightarrow B \geq \max [6.4 ; 1] \Rightarrow B \geq 6.7$$

Donc on choisit une semelle filante de longueur **B = 10.80 m**

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre **$\varnothing = 1.2 \text{ m}$**

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 \leq \text{tg } \theta = \frac{d}{x} \leq 1.4 \Rightarrow 1.375 \leq d \leq 1.925 \text{ m} \\ X = \frac{L \cdot a}{2 \cdot 4} = 1.375 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{On prend } d = 1.55 \text{ m} \Rightarrow H = 1.6 \text{ m}$$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$A = 6.4 \text{ m} ; B = 10.80 \text{ m} \text{ et } H = 1.60 \text{ m}$$

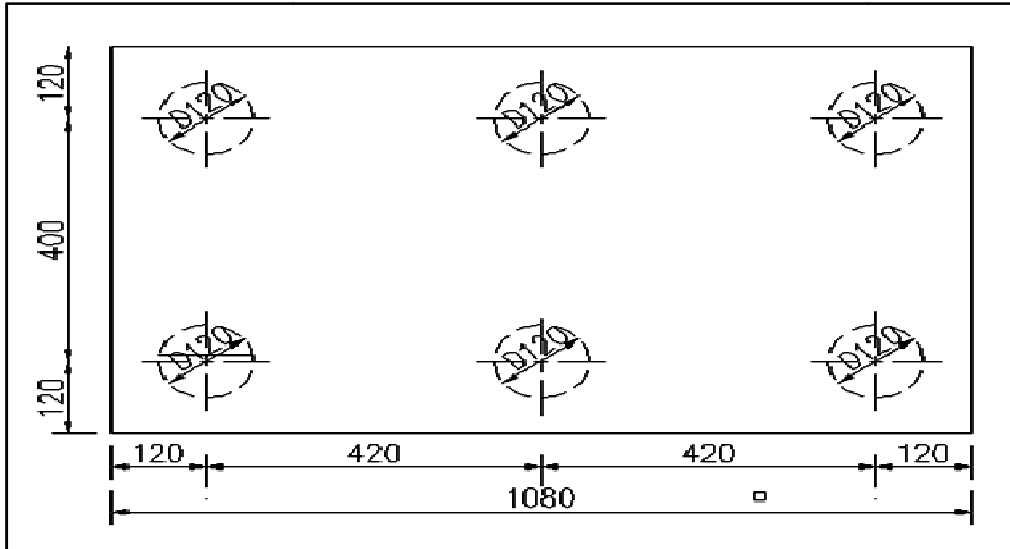


Figure IX.13. Vue en plan de la semelle

13.2. Evaluation des charges verticales :

13.2.1. Charges permanentes :

- Mur garde grève : $2.4 \times 0.4 \times 25 = 24$ kn/ml
- Mur de front : $7.3 \times 1.4 \times 25 = 255.5$ kn/ml
- Corbeau : 3.4 kn/ml
- Chevêtre : $1.3 \times 1.6 \times 25 = 52$ kn/ml
- Contrefort : $1.2 \times (1.4 \times 6 + \frac{2.6 \times 6}{2}) \times 25 = 381$ kn
- Mur de retour : $0.36 \times (0.2 \times 3.1 + 0.2 \times 2.35 + 2.35 \times 2) \times 25 = 52.1$ kn
- Semelle : $6.4 \times 1.6 \times 25 = 256$ kn
- Poids des terres : $1.5 \times 20 \times 10.15 = 30.45$ kn
- poussée du terre : $\frac{1}{2} \times 20 \times 0.27 \times (10.15)^2 = 270$ kn
- Réaction du tablier = 706.4 kn

13.2.2. Les surcharges :

- Surcharges de A(L) = 1730.5 kn
- Surcharges sur remblai = 23.6 kn

13.3. Evaluation des charges horizontales :

- Effet de freinage Bc : 22.6 kn
- Effet due au séisme : 93.6 kn

13.4. Combinaison fondamentale :

La combinaison d'action est sous la forme :

13.4.1. ELU :

a) Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.5Q + 1.6 A(L) + 1.6 Q_f$$

Tableau IX.16. Récapitulatif des efforts à l'ELU

	Coéf	Vi(kn)	Hi (kn)	d(m)/ o	Moment Ms/o(kn.m)	Moment Mr/o(kn.m)
Mur garde grève	1.35	32.4	—	4.68	151.6	—
Corbeau	1.35	4.5	—	5.15	23.1	—
Mur de front	1.35	344.9	—	4.30	1483	—
Mur en retour	1.35	52.1		6.65	467.6	
Contrefort	1.35	514.3		2.33	1198.3	
Poussée des terres	1.35	—	364.5	5	—	1822.5
Poids de la terre	1.35	411	—	5.65	2316.5	
Réaction du tablier	1.35	953.6	—	4.2	4005.1	—
Surcharge du remblai H	1.5	—	31.8	4.83	—	153.5
Surcharge sur la DDT	1.35	67.5	—	6.65	448.8	—
Semelle	1.35	345.6		3.2	1105.9	
Surcharge A(L)	1.6	2768.8	—	4.2	11628.9	—
Effort de freinage B _c	1.6	—	36.1	9.65	—	348.3
Total	—	5510	432.4	—	22685.1	2324.3

b) *Combinaison accidentelle :*

La combinaison d'action est sous la forme :

$$G + 0.4Q_v + Q_s$$

Tableau IX.17. Récapitulatif des sollicitations

	Coéf	Vi(kn)	Hi (kn)	d(m)/ o	Moment Ms/o(kn.m)	Moment Mr/o(kn.m)
Mur garde grève	1	24	—	4.68	112.3	—
Corbeau	1	3.4	—	5.15	17.5	—
Mur de front	1	255.5	—	4.30	1098.6	—
Mur en retour	1	52.1	—	6.65	345.8	—
Contrefort	1	381	—	2.33	887.7	—
Poids du terre	1	304.5	—	5.65	1720.4	—
Réaction du tablier	1	706.4	—	4.2	2966.8	—
Surcharge sur la DDT	1	52	—	6.65	345.8	—
Semelle	1	256	—	3.20	819.2	—
Effort sismique	—		93.6	6		561.6
Total	—	2034.8	93.6	—	8307.3	561.6

13.4.2. ELS :

La combinaison d'action est sous la forme :

$$G + Q + 1.2A(L) + 1.2Q_f$$

Tableau IX.18. : Récapitulatif des sollicitations

	Coéf	Vi(kn)	Hi(kn)	d(m)/o	Moment Ms/o(kn.m)	Moment Mr/o(kn.m)
Mur garde grève	1	24	—	4.68	112.3	—
Corbeau	1	3.4	—	5.15	17.5	—
Mur de front	1	255.5	—	4.30	1098.6	—
Mur en retour	1	52	—	6.65	345.8	—
Contrefort	1	381	—	2.33	887.7	—
Poussée des terres	1	—	270	5	—	1350
Poids de la terre	1	304.5	—	5.65	1720.4	
Réaction du tablier	1	706.4	—	4.2	2966.8	—
Surcharge du remblai H	1	—	23.6	4.83	—	113.9
Surcharge sur la DDT	1	50	—	6.65	332.5	—
Semelle	1	256		3.2	819.2	
Surcharge A(L)	1.2	1730.5	—	4.2	7268.1	—
Effort de freinage B _c	1.2	—	27.1	9.65	—	261.7
Totale		3758.3	320.7		15268.9	1725.6

13.5. Détermination du ferrailage :**13.5.1. Combinaison fondamentale :**

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{array} \right\}$$

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées, on a :

$$\begin{cases} M_u = 20355.7 \text{ kn.m} \\ N_u = 5510 \text{ kn} \end{cases}$$

Soit la section d'un pieu : $S = \pi.r^2 = 1.1304 \text{ m}^2$

On a deux files de 3 pieux : $I = 3 \times 2 \times S \times (2)^2 = 24 \times s \text{ m}^4$

$$\text{Avec : } \begin{cases} V = 2 \text{ m} \\ \Omega : \text{Section des pieux} = 6 \times S \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} & \text{avec } R : \text{La réaction sur chaque pieu} \\ R = \sigma \cdot S \end{cases}$$

$$\text{Alors : } R = S \left(\frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \times V}{I} \right) \Rightarrow R = \left(\frac{N_u}{6} \pm \frac{M_u \times V}{24} \right)$$

$$\text{D'où : } R_1 = \left(\frac{N_u}{6} + \frac{M_u \times V}{24} \right) = 2614.6 \text{ kn}$$

$$R_2 = \left(\frac{N_u}{6} - \frac{M_u \times V}{24} \right) = 778 \text{ kn}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{d}{\frac{b' - b}{2}} = \frac{d}{1.1} = \frac{R_1}{F} \rightarrow F = \frac{1.1 \times R_1}{d}$$

$$F_s = \frac{1.1 \times 246.64}{1.44} = 1997.2 \text{ kn}$$

$$\text{Donc : } A_{su} = \frac{1.1 \times F_s}{\sigma_{st}} = \frac{1.1 \times 1997.2}{400000/1.15} = 39.86 \text{ cm}^2$$

On adoptera 9T25 = 44.18 cm²

13.5.2. Combinaison accidentelle :

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} M_u = 7745.7 \text{ kn.m} \\ N_u = 2034.8 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ B = \sigma \cdot S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_1 = 984.5 \text{ kn} \\ R_2 = 306.2 \text{ kn} \end{cases}$$

❖ ELS :

D'après les résultats obtenus dans les tableaux des sollicitations, on a :

$$\begin{cases} M_u = 13753.3 \text{ kn.m} \\ N_u = 3758.3 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I} \\ B = \sigma \cdot S \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_1 = 1754.9 \text{ kn} \\ R_2 = 502.3 \text{ kn} \end{cases}$$

$$F_s = 1340.5 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{1.1 \times F_s}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_{su} = 42.39 \text{ cm}^2$$

On adoptera comme ferrailage : 9T25 = 44.18 cm² = A_s

13.5.3. Les armatures transversales :

a) Les armatures transversales inférieures :

Ces armatures transversales sont placées dans les bandes axées entre les pieux, ayant pour largeur L telle que :

$$L = h_s + \varphi_{\text{pieu}} = 1.6 + 1.2 = \mathbf{2.8 \text{ m}}$$

Entre les différents bandes, on placera les armatures de répartition telle que :

$$A_{t1} = 1/3 \times A_{su} = \frac{44.18}{3} = 14.72 \text{ cm}^2 \quad \text{on a adopté } \mathbf{8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures transversaux supérieurs :

$$A_{t2} = A_1/8 = 5.52 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{t2} = 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$

13.5.4. Les armatures longitudinales dans la semelle :

a) Les armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre la pile et les pieux de fondation.

$$A_1 = 1/3 \times A_{su} = 14.72 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte } 8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

- Le ferrailage de la semelle supérieur c'est le même ferrailage de la semelle inférieur.
- Pour la disposition de ferrailage dans la semelle de pile (voir Annexe).
- A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaise (HA14), une chaise par m².

13.6. Etude d'un pieu sous charge verticale par la méthode préssiométrique :

La propriété la plus remarquable de la méthode préssiométrique est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux et d'inclusions sans limitation.

A cause de la nature des couches stratigraphiques de la zone de l'emplacement du pont qui sont constituées des argiles peu plastiques et des marnes intensément et totalement altérées nous suggérons la construction d'un pont sur pieux forés boue en béton ancrés.

13.6.1. Contrainte limite de pointe :

$$q_{pu} = K_p \times p_{le}$$

q_u : la résistance de pointe

p_{le} : Pression limite nette équivalente.

$$p_{le} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l(z) dz \quad (\text{fasc.62-titre V})$$

Avec :

$p_l(z)$: Pression limite obtenue à la profondeur z par interpolation linéaire entre les p mesurés immédiatement de part et d'autre de cette profondeur.

a : max (B/2 et 0.5 m) $\Rightarrow a = 0.6$ m

b : min (a×h) $\Rightarrow b = 0.6$ m

h : ancrage de la couche où se situe la pointe du pieu

D'après la donnée géotechnique on a :

K_p : selon le fascicule 62 $K_p = 1.8$

$p_{l1} = 83.13$ bars est constante le long du pieu

$$p_{le} = \frac{1}{0.6+3(0.6)} \int_{22.4}^{24.8} 83.13 dz$$

$$p_{le} = 83.13 \text{ bars.}$$

Donc $q_{pu} = 1.8 \times 83.13 \Rightarrow q_{pu} = 14.96$ MPa.

$Q_{pu} = q_u \times A$ avec A : section droite de la pointe du pieu

Q_{pu} : charge limite de pointe

$$\Rightarrow Q_{pu} = 14.96 \times 3.14 \times (0.6)^2 = 16.91 \text{ MN}$$

13.6.2. Frottement latéral limite :

$q_s(z)$, est donnée par la figure 1 (*) en fonction de la valeur de la pression limite nette $p_l^*(z)$ mesurée à cette même profondeur. (**Fascicule 62-titre V : article 03 page 85**)

$$Q5 : q_s = \min \left(\frac{pl-0.2}{9} ; \frac{pl+3.3}{32} \right) \quad \text{pour : } pl \geq 0.2 \text{ Mpa}$$

$$Q6 : q_s = \min \left(\frac{pl+0.4}{10} ; \frac{pl+4}{30} \right) \quad \text{pour : } pl \geq 1.0 \text{ Mpa}$$

$$Q1 : q_s = \frac{pl+0.4}{10} \quad (\text{en général : } pl \geq 2.5 \text{ Mpa})$$

Donc : $q_{su} = 8.353$ MPa.

$$Q_{su} = q_{su} \times A \Rightarrow Q_{su} = 8.353 \times 3.14 \times (0.6)^2 \Rightarrow Q_{su} = 9.44 \text{ MN}$$

13.6.3. Force portante admissible :

$$Q_{adm} = Q_{pu} / 2 + Q_{su} / 3$$

On applique un facteur de sécurité de **3** sur le terme de frottement et un facteur de sécurité de **2** sur le terme de pointe.

$$Q_{adm} = 11.60 \text{ MN}$$

13.6.4. Calcul en compression et en traction :

a) **Charge limite du pieu en compression Q_c et en traction Q_{tc} :**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 26.35 \text{ MN}$$

$$Q_{tu} = Q_{su} = 9.44 \text{ MN}$$

b) **Charge de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc} :**

$$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su} = 15.06 \text{ MN}$$

$$Q_{tc} = 0.7 \cdot Q_{su} = 6.608 \text{ MN}$$

13.7. Détermination du ferrailage :

Pour le calcul de l'effort et de moment et pour chaque pieu, on a utilisé un programme GWBASIC élaboré par notre enseignant **Mr : BOUMECHRA. N**

13.7.1 Paramètre de calcul :

Dans ce programme, on a utilisé certains paramètres :

$$\left\{ \begin{array}{l} E : \text{module de déformation du béton } 2 \times 10^7 \text{ kn/m}^2 \\ K : \text{coefficient de rigidité du sol} \end{array} \right.$$

➤ Nombre de fils égale : 2

➤ Diamètre extérieur des pieux : 1.2 m

➤ Condition en pied : libre

➤ Nombre de couches : 2 couches

• Couche 1 : Marne totalement altérée (épaisseur = 4.77 m)

• Couche 2 : Marne Intensément altérée (épaisseur = 14.852 m)

Dans notre cas pour les deux couches on a 2 coefficients de rigidité :

a) **Pour les sollicitations de courte durée (cas Accidentelle) : fasci 62 titre V (article 3 page 92)**

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} (2.65 \times \frac{B}{B_0})^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \leq B_0$$

$$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3} \times (2.65)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

Avec :

$$B_0=0.6 \text{ m}$$

B : Diamètre des pieux

$$E_m = 65 \text{ MPa}$$

α : Coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux : **fasci 62** : $\alpha = 1/2$

$$K_f = \frac{12E_m}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} \left(2.65 \times \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} = \frac{12 \times 65}{1.33 \times \left(\frac{0.6}{1.2}\right) \left(2.65 \times \frac{1.2}{0.6}\right)^{0.5 + 0.5}} = 384057 \text{ kn/m}^2$$

b) Pour les sollicitations de longue durée (cas fondamentale) :

$$K_1 = K_f / 2 = 192018.5 \text{ kn/m}^2$$

- **Les sollicitations au niveau de la semelle:**

Tableau IX.19. Sollicitation au niveau de la semelle

	ELU Fondamentale	ELU Accidentelle	ELS Rare
N (kn)	5510	2034.8	3758.3
M (kn.m)	20300.8	7745.7	13543.3
T (kn)	432.4	93.6	320.7

- **Sollicitation au niveau de la tête du pieu**

13.7.2. Résultats du programme :

- Tassement : 0.17035 mm.
- Rotation : 0.00020 rd.
- Déplacement horizontale à la base : 0.425102mm.

Tableau IX.20 Résultats du programme

	ELU (fondamental)		ELU (Accidentelle)		ELS	
	File1	File2	File1	File2	File1	File2
N(kn)	240.6	1171.3	206.2	720.8	123.6	980.7
M (kn.m)	744	744	504.2	504.2	696.8	696.8
T(kn)	50.1	50.1	22.4	22.4	46	46

D'après le logiciel SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donné par le RPOA.

On adopte un ferrailage minimum selon RPOA :

➤ **Armature longitudinales** : la section totale rapportée à la section nominale du pieu :

$$A_{\min}=0.5\%S=56.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}=3\%=339 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 25HA20=78.55cm²

➤ **Armatures transversales** :

$$\phi_l=20\text{mm donc on adopte } \phi_t=14\text{mm}$$

$$\text{Espacement des cerces } =12\phi_l=24 \text{ cm}$$

Puisqu'on des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2 \times d=2.4\text{m}$ à partir de la tête du pieu avec un esp =10cm (**RPOA page 67**).

- **Guide S.E.T.R.A** : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint).
- **Fascicule 61 titre II** : Programmes De Charges Et Épreuves Des Ponts-Routes
- **Fascicule 62 Titre V** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil-CET.
- **Les règlements** :
 - **RPOA** : Règle parasismique applicable au domaine de génie civil (ponts neufs)
 - **RPA99** : Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).
 - **DTR** : Document technique Règlement
 - **BAEL** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites
- **BPEL** : Béton précontraint aux états limites.
- **Mr Abou Bakre(2011)** : COURS des mécaniques des sols.
- **Mr Maachou.O(2013)** : Cours et Exercices Béton Précontraint.
- **Mr : DJEMAOUN. A (2011)** : Cours ponts.
- **A.kébir & S.adjal. (PFE)** Etude d'un pont a poutre en béton précontraint (E.N.T.P).
- **Slimaniyoucef & ABK Bouterfas (PFE)** Etude et conception d'un pont à poutres en béton précontraint (Tlemcen) 2011.
- **C M.Henaoui & O.OUZOUINA(PFE)** Etude d'un viaduc à poutres en béton précontraint sur oued isser (Tlemcen) 2009.
- **K.Benayad & M.Benadla (PFE)** Etude d'un viaduc à poutres en béton précontraint à l'autoroute Est-Ouest (Tlemcen) 2009.
- **Rapport Géotechnique** : Bureau d'étude du lot ouest groupement CITIC-CRCC
- **Les Logiciels** :
 - SAP 2000 v14
 - SOCOTEC BaelR: FERRAILLAGE.
 - AUTO CAD 2010: DESSIN.
 - PROGRAMME : GWBASIC