



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

**Etude d'un pont à poutres multiples en
béton précontraint par post-tension reliant
Ras El Hamra à Oued Begrat,
Annaba**

Réalisé par :

- GHEMIRED Mohamed Aymen
- BOUACHERIA Mohamed

Encadré par :

- Mme. N. BAUCHE, MAA
- Mr. B.K. BENAZZOUZ, MCA

Présenté et soutenu publiquement le 12 juillet 2021

Composition du Jury :

Présidente :	Mme. M. CHERRAK	MCB. ENP
Rapporteurs :	Mr. B.K. BENAZZOUZ Mme. N. BAUCHE	MCA. ENP MAA. ENP
Examineurs:	Mr. S. LAKEHAL Mr. M. DEMIDEM	MCB. ENP MAA. ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
École Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

**Etude d'un pont à poutres multiples en
béton précontraint par post-tension reliant
Ras El Hamra à Oued Begrat,
Annaba**

Réalisé par :

- GHEMIRED Mohamed Aymen
- BOUACHERIA Mohamed

Encadré par :

- Mme. N. BAUCHE, MAA
- Mr. B.K. BENAZZOUZ, MCA

Présenté et soutenu publiquement le 12 juillet 2021

Composition du Jury :

Présidente :	Mme. M. CHERRAK	MCB. ENP
Rapporteurs :	Mr. B.K. BENAZZOUZ Mme. N. BAUCHE	MCA. ENP MAA. ENP
Examineurs:	Mr. S. LAKEHAL Mr. M. DEMIDEM	MCB. ENP MAA. ENP

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le TOUT PUISSANT et MISERICORDIEUX, qui nous a donné la force et la patience de mener à terme ce modeste travail.

Nous exprimons notre reconnaissance et notre gratitude à nos encadreurs, Mme. N. BAOUCHE et Mr. B.K. BENZAOUZ qui nous ont permis de bénéficier de leurs excellents encadrements, leurs conseils précieux, leur patience, leur aide et leur confiance. Sans cet apport considérable, nous n'aurions jamais pu achever cette étude.

Nos remerciements vont également au chef département de SAPTA d'Oued Semar Mr. A. BOULAKAKEZ qui a mis à notre disposition tous les moyens pour que notre stage se déroule dans de bonnes conditions, sans oublier le personnel (ingénieurs et techniciens) pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Mr M. MOHAMED DAHMANE et Mr. T. SIOUANI, étaient toujours présents pour répondre à nos questions, nous les remercions sincèrement.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour le temps consacré à l'évaluation de notre travail.

Nous remercions également tous les enseignants et tout le personnel du département Génie Civil qui ont contribué de loin ou de près à notre formation, et bien sûr nos familles, nos amis pour leur soutien et leur encouragement.

ملخص

هذا العمل هو عبارة عن دراسة لجسر يربط بين راس الحمرة (شاطئ عين عشير) و واد بيقرات (شاطئ جنان الباي) في سيرايدي - عنابة ويحتوي على عرض الموقع والخصائص الرئيسية للجسر ، التصميم وحساب عناصر البنية الفوقية (عوارض اسمنتية، البلاطة الخرسانية، وسائد التحميل)، الدراسة الدينامكية بالاضافة الى دراسة البنية التحتية (الاعمدة،الاساس، الركائز الطرفية).

يتم عمل الخرسانة مسبقة الاجهاد الموصى بها باستخدام طريقة ما بعد التوتر لسببين الاول كون كبير والثاني لاسباب اقتصادية،
يتم وضع النموذج بواسطة برنامج أوتوديسك روبوت 2021 فيم تم حساب حديد التسليح بواسطة برنامج روبوت اكسبار.

الكلمات الرئيسية: جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد، اعمدة، الاساس، دراسة الديناميكية.

ABSTRACT

The aim of this study is the design of a highway viaduct that connects Ras El Hamra (Ain Achir Beach) with Oued Begrat (Djenen El Bey Beach) in Seraïdi - Annaba. The work includes a presentation of the site, the principal characteristics of the viaduct structure, the pre-dimensioning and the calculation of the superstructure elements (beams, concrete deck, bearings mechanism). Finally, the work is ended by the dynamic study in addition of to the infrastructure design (piers, foundations, and abutments).

The recommended prestressing is carried out by the post-tension method because of the span restriction as well as economic reasons.

The modeling has been made using the Autodesk ROBOT 2021 software as for the reinforcement; it has been calculated using ROBOT Expert software.

Key words: viaduct, prestressed concrete, pier, foundation, dynamic study.

RESUME

Ce travail s'intéresse à l'étude d'un viaduc autoroutier reliant Ras El Hamra (plage de Ain Achir) et Oued Begrat (Plage Djenen El Bey) à Seraïdi- Annaba. Il comporte la présentation du site de réalisation, les principales caractéristiques de l'ouvrage, le prédimensionnement, le calcul des éléments de la superstructure (poutres, hourdis, appareil d'appui), l'étude dynamique en plus de l'étude de l'infrastructure (piles, fondation, culée).

La précontrainte préconisée est réalisée par post-tension à cause, d'une part de la longueur de la travée, et d'autre part pour des raisons économiques.

La modélisation est faite au moyen du logiciel Autodesk ROBOT 2021. Quant au ferrailage, il est effectué à l'aide de logiciel ROBOT Expert.

Mots clés : viaduc, béton précontraint, pile, fondation, étude dynamique.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale.....	16
----------------------------	----

Chapitre I : Description de projet 17

I.1 Introduction.....	18
I.2 Données fonctionnelles.....	18
I.2.1 Caractéristiques géométriques.....	18
I.2.2 Charges et surcharges.....	21
I.3 Données naturelles et climatiques.....	21
I.3.1 Température.....	21
I.3.2 Géotechnique.....	22
I.3.3 Sismologique.....	22
I.4 Conclusion.....	22

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux 23

II.1 Introduction.....	24
II.2 Béton.....	24
II.2.1 Résistance caractéristique à la compression.....	24
II.2.2 Résistance caractéristique à la traction.....	24
II.2.3 Module de déformation longitudinale de béton E.....	24
II.2.4 Module de déformation transversale de béton G.....	24
II.3 États limites.....	25
II.4 Aciers.....	26
II.4.1 Aciers passifs.....	26
II.4.2 Aciers actifs.....	26
II.4.3 Diagramme contrainte déformation.....	26
II.4.4 Contrainte de l'acier à l'ELU.....	27
II.4.5 Contrainte de l'acier à l'ELS.....	27
II.5 Conclusion.....	28

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques.... 29

III.1 Introduction.....	30
III.2 Prédimensionnement de la poutre.....	30
III.2.1 Hauteur de la poutre h_t	30
III.2.2 Largeur de la table de compression b_0	30
III.2.3 Epaisseur de la table de compression e	31
III.2.4 Largeur de talon L_t	31

III.2.5	Epaisseur du talon e_t	31
III.2.6	Epaisseur de l'âme en travée b_t	31
III.2.7	Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis b_a	32
III.2.8	Epaisseur de l'hourdis E_H	32
III.2.9	Entraxe entre deux poutres d	32
III.2.10	Nombre de poutres N_{poutre}	32
III.2.11	Goussets	32
III.3	Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	34
III.3.1	Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée	34
III.3.2	Caractéristiques géométriques de la poutre d'about	38
III.4	Caractéristiques géométriques du tablier	39
III.4.1	Largeur roulable L_r	39
III.4.2	Largeur chargeable L_c	39
III.4.3	Nombre de voies N_{voies}	40
III.4.4	Largeur des voies L_v	40
III.4.5	Classe de pont	40
III.5	Conclusion.....	41
	Chapitre IV : Charges et Surcharges	42
IV.1	Introduction	43
IV.1.1	Poids propre des éléments porteurs CP	43
IV.2	Poids propre des éléments non porteurs CCP (charges complémentaires permanentes)	44
IV.3	Actions dues au trafic.....	45
IV.3.1	Système de charge A	45
IV.3.2	Coefficient de majoration dynamique	45
IV.3.3	Système de charge B.....	46
IV.4	Autres Charges	49
IV.5	Moments fléchissant dûs aux surcharges	50
IV.5.1	Utilisation des lignes d'influences.....	50
IV.5.2	Utilisation de théorème de BARRE.....	50
IV.6	Calcul des efforts tranchants	54
IV.6.1	Effort tranchant dû au poids propre	54
IV.6.2	Effort tranchant dû aux surcharges	55
IV.7	Conclusion.....	57
	Chapitre V : Modélisation	58
V.1	Introduction	59
V.2	Étapes de modélisation.....	59
V.2.1	Définition et affectation des éléments.....	59

V.2.2	Affectation des charges et surcharges	59
V.2.3	Définition des combinaisons de charges	60
V.3	Résultats numériques obtenus par le logiciel ROBOT	60
V.4	Conclusion	62
	Chapitre VI : Etude de la précontrainte	63
VI.1	Introduction	64
VI.2	Précontrainte par post-tension	64
VI.3	Etapes de la précontrainte par post-tension	64
VI.4	Classe de la précontrainte	65
VI.5	Dimensionnement de la précontrainte	65
VI.5.1	Caractéristiques des matériaux	65
VI.5.2	Détermination du nombre de câbles	66
VI.5.3	Disposition des câbles	67
VI.5.4	Tracé des câbles	68
VI.6	Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte	70
VI.6.1	Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine	70
VI.6.2	Pertes par recul d'ancrage	71
VI.6.3	Pertes de non-simultanéité	72
VI.7	Pertes différées	73
VI.7.1	Pertes dues au retrait du béton	73
VI.7.2	Pertes par relaxation des aciers	73
VI.7.3	Pertes par fluage	74
VI.8	Conclusion	75
	Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres et calcul des déformations	76
VII.1	Introduction	77
VII.2	Caractéristiques nettes et homogènes de la section médiane	77
VII.2.1	Calcul des caractéristiques nettes	77
VII.2.2	Calcul des caractéristiques homogènes (poutre +hourdis)	78
VII.3	Phases de construction	78
VII.4	Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS)	78
VII.4.1	Contraintes admissibles en service	78
VII.4.2	Vérification de la contrainte normale	79
VII.5	Vérification des contraintes tangentielles	80
VII.6	Calcul des flèches et contre flèches	81
VII.6.1	Flèche due au poids propre	81
VII.6.2	Flèche due aux surcharges	82
VII.6.3	Contre-flèche	82
VII.6.4	Flèche totale	83

VII.7	Calcul des rotations	83
VII.7.1	Rotation sous le poids propre	83
VII.7.2	Rotation sous les surcharges	84
VII.7.3	Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte	84
VII.7.4	Rotation totale	84
VII.8	Ferraillage des poutres	84
VII.8.1	Ferraillage passif longitudinal	84
VII.8.2	Armatures transversales	85
VII.9	Vérification à l'ELU	86
VII.9.1	Justification des armatures transversales	86
VII.9.2	Justification de la rupture par l'effort tranchant	87
VII.9.3	Sécurité à la rupture en flexion	87
VII.10	Conclusion	88
	Chapitre VIII : Etude de l'hourdis	89
VIII.1	Introduction	90
VIII.2	Etude de la flexion transversale	90
VIII.2.1	Moments	90
VIII.2.2	Ferraillage	91
VIII.3	Etude de flexion longitudinal (sens des poutres)	91
VIII.3.1	Moments	91
VIII.3.2	Ferraillage	92
VIII.4	Vérification de contrainte de cisaillement	92
VIII.4.1	Suivant X-X	92
VIII.4.2	Suivant Y-Y	93
VIII.5	Schéma de ferraillage	94
VIII.6	Conclusion	94
	Chapitre IX : Etude de l'appareil d'appui	95
IX.1	Introduction	96
IX.2	Appareils d'appui en élastomère fretté de type B	96
IX.3	Prédimensionnement de l'appareil d'appui	97
IX.3.1	Surface de l'appareil d'appui	97
IX.3.2	Épaisseur nominale totale de l'élastomère T_e	97
IX.4	Épaisseur des frettes	97
IX.5	Détermination des efforts horizontaux et leur répartition	98
IX.5.1	Actions statiques	98
IX.5.2	Actions dynamiques	99
IX.6	Critères de stabilité	100
IX.6.1	Stabilité à la rotation	100

IX.6.2	Stabilité au flambement	101
IX.6.3	Stabilité au glissement	101
IX.7	Étude des dés d'appuis	102
IX.7.1	Dimensionnement des dés d'appuis	103
IX.8	Ferraillage des appuis	103
IX.8.1	Armatures de chaînage	103
IX.8.2	Armatures horizontales	104
IX.8.3	Frettes supérieures	104
IX.8.4	Frettes inférieures	104
IX.8.5	Schéma de ferraillage	104
IX.9	Conclusion.....	104
	Chapitre X : Etude dynamique.....	105
X.1	Introduction	106
X.2	Coefficient d'accélération de zone	106
X.3	Classification du sol	106
X.4	Facteur de correction d'amortissement	106
X.5	Etude dynamique.....	107
X.5.1	Analyse monomodale spectrale	107
X.5.2	Principe de la méthode.....	107
X.5.3	Critères de la méthode	108
X.5.4	Evaluation des efforts sismiques.....	108
X.5.5	Séisme longitudinal.....	108
X.5.6	Séisme transversal.....	111
X.5.7	Composante verticale du séisme.....	115
X.6	Conclusion.....	117
	Chapitre XI : Etude de l'infrastructure.....	118
XI.1	Introduction	120
XI.2	Etude de la pile.....	120
XI.3	Ferraillage des chevêtres	121
XI.3.1	Charges et surcharges	121
XI.3.2	Ferraillage du chevet du voile plein	122
XI.3.3	Chevet voile évidé	124
XI.3.4	Schéma de ferraillage	126
XI.4	Ferraillage de Fût	127
XI.4.1	Evaluation des efforts	127
XI.4.2	Efforts sismiques	127
XI.4.3	Charges supplémentaires	127
XI.4.4	Surcharge	128

XI.4.5	Charge et surcharges.....	128
XI.4.6	Combinaison des charges	129
XI.4.7	Ferraillage.....	130
XI.4.8	Vérification de flambement fût (P11) :.....	131
XI.4.9	Schéma de ferraillage	132
XI.5	Ferraillage des semelles	133
XI.5.1	Charges supplémentaires	133
XI.5.2	Charges et surcharge.....	134
XI.5.3	Combinaison des charges	134
XI.5.4	Vérification des fondations.....	136
XI.5.5	Méthode utilisée	140
XI.6	Etude de la culée	144
XI.6.1	Dimensionnement de la culée.....	144
XI.6.2	Etude de semelle.....	145
XI.6.3	Etude et ferraillage du mur garde-grève (C2).....	158
XI.6.4	Etude et ferraillage de la dalle de transition (C2).....	160
XI.6.5	Corbeau d'appui	162
XI.6.6	Mur en retour	162
XI.6.7	Mur frontal.....	164
XI.7	Joint de chaussée	168
XI.7.1	Souffle	168
XI.7.2	Calcul du souffle des joints	168
XI.7.3	Choix de type de joint.....	169
XI.8	Conclusion.....	169
	Conclusion générale	170
	Références	173
	Annexes	174

Liste des tableaux

Tableau II- 1: Résistances caractéristiques	24
Tableau II- 2: Modules des déformations longitudinales E	24
Tableau II- 3: Module de déformation transversale G	25
Tableau II- 4: Contraintes limites de compression du béton à l'E.L.U.....	25
Tableau II- 5: Contraintes limites de compression du béton à l'E.L.S	26
Tableau II- 6: Contrainte limite de compression d'acier a l'ELU	27
Tableau II- 7: Contraintes limites de l'acier	27
Tableau II- 8: Caractéristiques des câbles de précontrainte.....	28
Tableau III- 1: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.....	34
Tableau III- 2: Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire	35
Tableau III- 3:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis.....	36
Tableau III- 4: Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	37
Tableau III- 5:Caractéristiques géométriques de la poutre d'about	38
Tableau III- 6: Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis	38
Tableau IV- 1:Récapitulatif du poids total du tablier.....	44
Tableau IV- 2: Valeur de a_1 (RCPR 2008).....	45
Tableau IV- 3: Valeurs de V_0 (RCPR 2008)	45
Tableau IV- 4: Valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées.....	45
Tableau IV- 5: Valeur de bc (RCPR 2008).....	46
Tableau IV- 6: Charge du système Bc par essieu	47
Tableau IV- 7: Charge de système Bt	48
Tableau IV- 8: Efforts de freinage	48
Tableau IV- 9 : Calcul des ordonnées cas 1.....	52
Tableau IV- 10 : Calcul des ordonnées cas 2.....	52
Tableau IV- 11 : Moments maximum.....	54
Tableau IV- 12 : Efforts tranchants maximums.....	57
Tableau V- 1:Combinaisons de charge.....	60
Tableau VI- 1: Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée.....	66
Tableau VI- 2 : Tracé général du câble.....	70
Tableau VI- 3 : Valeurs de l'angle θ	71
Tableau VI- 4 : Pertes par frottement.....	71
Tableau VI- 5: Valeur de λ pour chaque câble	72
Tableau VI- 6: Pertes par recul d'ancrage	72
Tableau VI- 7: Excentricité des câbles	72
Tableau VI- 8 : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.....	73
Tableau VI- 9: Pertes instantanées.....	73
Tableau VI- 10: Pertes par relaxation des aciers.....	74
Tableau VI- 11: Pertes par fluage	74
Tableau VI- 12 : Pertes totales dues aux pertes différées	75
Tableau VI- 13 : Pertes totales.....	75
Tableau VII- 1: Caractéristiques brute et nette de la section médiane sans hourdis.....	77
Tableau VII- 2: Caractéristiques brute et nette de la section médiane avec hourdis	77

Tableau VII- 3: Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)	78
Tableau VII- 4 : Phases de vérification des contraintes	78
Tableau VII- 5: Vérification des contraintes normales	80
Tableau VII- 6: Caractéristiques brute et nette de la section d’about sans hourdis	80
Tableau VII- 7 : Caractéristiques brute et nette de la section d’about avec hourdis	81
Tableau VII- 8: Caractéristiques homogènes de la section d’about (poutre + hourdis).....	81
Tableau VII- 9 : Résultats du calcul de la vérification des contraintes tangentielles.....	81
Tableau VII- 10: Calcul du moment de précontrainte moyenne.....	83
Tableau IX- 1: Efforts statiques des appareils d'appui.....	99
Tableau IX- 2 : Dimensionnement des dés d'appui.....	103
Tableau X- 1: Coefficient d’accélération de zone.....	106
Tableau X- 2: Taux d’amortissement en fonction du matériau.....	107
Tableau X- 3: Caractéristiques des sections	113
Tableau X- 4: Rigidités longitudinales et transversales des piles (culée).....	113
Tableau X- 5: Rigidités longitudinales et transversales des différents systèmes.....	114
Tableau X- 6: Données des raideurs longitudinale et poids des systèmes	114
Tableau X- 7: Période propre, spectre de réponse, force longitudinale et déplacement de chaque système.....	114
Tableau X- 8: Données des raideurs transversale et poids des systèmes	115
Tableau X- 9: Période propre, spectre de réponse, force transversale et déplacement de chaque système.....	115
Tableau X- 10: Période propre, spectre de réponse et force verticale.....	117
Tableau X- 11: Forces sismiques et leur déplacement.....	117
Tableau XI- 1: Dimension des piles type voile évidé	120
Tableau XI- 2: Dimension des piles type voile plein.....	121
Tableau XI- 3: Surcharges d'exploitations.....	121
Tableau XI- 4: Charges appliquées sur le chevêtre.....	122
Tableau XI- 5: Combinaison des charges à l’ELU	122
Tableau XI- 6: Combinaison des charges à l’ELS.....	122
Tableau XI- 7: Force de freinage.....	128
Tableau XI- 8 : Charge appliquée sur la pile	128
Tableau XI- 9: Combinaisons des charges à L’ELU	129
Tableau XI- 10 : Combinaisons des charges à L’ELS	129
Tableau XI- 11: Combinaisons des charges à L’ELA	129
Tableau XI- 12: Récupératif des efforts obtenus pour calculer le ferrailage	130
Tableau XI- 13: Résultats de calcul	132
Tableau XI- 14 : Résultats de ferrailage des fûts	132
Tableau XI- 15: Charge appliqué sur la semelle.....	134
Tableau XI- 16: Combinaisons de charge à l’ELU	135
Tableau XI- 17: Combinaisons de charge à l’ELS.....	135
Tableau XI- 18 : Combinaisons de charge à l’ELA	135
Tableau XI- 19: Vérification au renversement à L’ELU	136
Tableau XI- 20 : Vérification au renversement à L’ELS	137
Tableau XI- 21: Vérification au renversement à L’ELA	137
Tableau XI- 22: Vérification au glissement à L’ELU.....	138
Tableau XI- 23 : Vérification au glissement à L’ELS	138
Tableau XI- 24 : Vérification au glissement à L’ELA.....	139

Tableau XI- 25: Vérification au poinçonnement à L'ELU	139
Tableau XI- 26 : Vérification au poinçonnement à L'ELS.....	139
Tableau XI- 27 : Vérification au poinçonnement à L'ELA	140
Tableau XI- 28 : Contraintes nécessaires pour calcul de ferrailage de semelle.....	140
Tableau XI- 29 : Efforts verticaux et les moments appliqués sur la semelle	141
Tableau XI- 30: Résultats du ferrailage des semelles	142
Tableau XI- 31: Surcharges d'exploitations	148
Tableau XI- 32: Charges appliquées sur la semelle (cas normal)	148
Tableau XI- 33: Charges appliquées sur la semelle (cas sismique)	149
Tableau XI- 34: Surcharges appliquées sur la semelle	149
Tableau XI- 35: Combinaisons à l'ELU	149
Tableau XI- 36: Combinaisons à l'ELS	150
Tableau XI- 37: Combinaisons à l'ELA.....	150
Tableau XI- 38: Stabilité au renversement à l'ELU	151
Tableau XI- 39: Stabilité au renversement à l'ELS	151
Tableau XI- 40: Stabilité au renversement à l'ELA	151
Tableau XI- 41: Stabilité au glissement à l'ELU	152
Tableau XI- 42: Stabilité au glissement à l'ELS.....	152
Tableau XI- 43: Stabilité au glissement à l'ELA	152
Tableau XI- 44: Stabilité au poinçonnement à l'ELU	152
Tableau XI- 45: Stabilité au poinçonnement à l'ELS.....	153
Tableau XI- 46: Stabilité au poinçonnement à l'ELA	153
Tableau XI- 47: Récupératif des contraintes utilisées.....	153
Tableau XI- 48: Efforts verticaux et moments appliqués sur le patin avant	154
Tableau XI- 49: Efforts verticaux et les moments appliqués sur le patin arrière.....	156
Tableau XI- 50: Sollicitations sur le mur garde-grève (C2)	159
Tableau XI- 51: Sollicitations sur la dalle de transition.....	160
Tableau XI- 52 : Combinaisons des charges.....	161
Tableau XI- 53 : Charges appliquées sur le mur frontal (cas normal)	164
Tableau XI- 54: Charges appliquées sur le mur frontal (cas sismique)	165
Tableau XI- 55: Surcharges appliquées sur le mur frontal	165
Tableau XI- 56: Combinaisons des charges à l'ELU.....	165
Tableau XI- 57: Combinaisons des charges à l'ELS	166
Tableau XI- 58: Combinaisons des charges à l'ELA.....	166
Tableau XI- 59: Sollicitations sur mur frontal à l'ELU, l'ELS et l'ELA.....	167

Liste des figures

Figure I- 1 : Tracé en plan.....	19
Figure I- 2 : Profil en long	20
Figure I- 3 : Profil en travers.....	21
Figure I- 4: Carte de zonage (RPOA 2008)	22
Figure II- 1: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.	25
Figure II- 2: Diagramme représente la loi de comportement (contrainte-déformation) de l'acier passif	27
Figure III- 1: Elément d'une poutre	30
Figure III- 2: Table de compression et hourdis (SETRA1996).....	31
Figure III- 3: Gousset du talon.....	33
Figure III- 4: Gousset de la table de compression des poutres à mi-travée	33
Figure III- 5: Gousset de la table de compression des poutres d'about	33
Figure III- 6: Section de poutre à mi-travée.....	34
Figure III- 7: Poutres à mi-travée.....	35
Figure III- 8: Poutre médiane avec hourdis	36
Figure III- 9: Poutre intermédiaire avec hourdis.....	37
Figure III- 10: Section de poutre d'about.....	38
Figure III- 11: Poutre d'about avec hourdis.....	39
Figure III- 12: Largeur chargeable et largeur roulable (RCPR2008).....	40
Figure IV- 1: Variation de la section de la poutre.....	43
Figure IV- 2 : Système de charges Bc (RCPR 2008).....	46
Figure IV- 3: Système de Br (RCPR 2008)	47
Figure IV- 4: Système de charge Bt (RCPR 2008).....	47
Figure IV- 5: Système de charge Mc120 (RCPR2008).	49
Figure IV- 6: Convoi D240 (RCPR2008).	49
Figure IV- 7: Charge sur garde-corps (RCPR2008)	50
Figure IV- 8: Poutre sous le poids propre de tablier.	50
Figure IV- 9: Poutre sous la Surcharge A(L).....	51
Figure IV- 10: Poutre sous la surcharge Bc cas 1	51
Figure IV- 11: Surcharge Bc cas 2.....	52
Figure IV- 12 : Surcharge Bt	53
Figure IV- 13: Ligne d'influence sous-système militaire Mc120	53
Figure IV- 14 : Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240	54
Figure IV- 15: Poids propre de tablier	54
Figure IV- 16 : Surcharge A(L)	55
Figure IV- 17 : Surcharge Bc	55
Figure IV- 18 : Surcharge Bt	56
Figure IV- 19 : Surcharge Mc120.....	56
Figure IV- 20 : Surcharges D240.....	56
Figure V- 1:Définition des poutres, lignes de constructions, dalle, appui	59
Figure V- 2: Affectation des charges complémentaires permanentes (CCP).....	59
Figure V- 3: Affectation des surcharges	60
Figure V- 4: Surcharge roulante.....	60

Figure V- 5: Moment fléchissant du au poids propre de la poutre + dalle.....	61
Figure V- 6: Effort tranchant du au poids propre de la poutre+ dalle.....	61
Figure V- 7: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	61
Figure V- 8: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	61
Figure V- 9:Diagrammes des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	62
Figure V- 10: Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	62
Figure VI- 1: Etapes générales de réalisation de la précontrainte	64
Figure VI- 2:Disposition des câbles à l'about.....	68
Figure VI- 3: Disposition câbles à mi- travée	68
Figure VI- 4 : Tracé général du câble	70
Figure VI- 5: Diagramme des tensions du câble.....	71
Figure VII- 1: Diagramme des moments	83
Figure VII- 2 : Diagramme des moments	84
Figure VII- 3 : Diagramme des contrainte à mi-travée	85
Figure VII- 4 : Ferrailage passif de la poutre.....	88
Figure VIII- 1 : Section d'étude.....	90
Figure VIII- 2 : Moment M_{xx} sous la combinaison 1.35G+1.35D240	90
Figure VIII- 3 : Moment M_{xx} sous la combinaison G+D240	90
Figure VIII- 4: Section dalle avec ferrailage	91
Figure VIII- 5 : Moment M_{yy} sous la combinaison 1.35G+1.35D240	91
Figure VIII- 6 : Moment M_{yy} sous la combinaison G+D240	92
Figure VIII- 7: Section dalle avec ferrailage	92
Figure VIII- 8: Effort tranchant sous la combinaison (1.35G+1.6Bc).....	92
Figure VIII- 9: Effort tranchant sous la combinaison (1.35G+1.35D240)	93
Figure VIII- 10 : Ferrailage de l'hourdis	94
Figure IX- 1: Constitutions d'un appareil d'appui (S.E.T.R.A.2000).....	96
Figure IX- 2: Dimensions de l'appareil d'appui	98
Figure IX- 3: Rotation angulaire de l'appareil d'appui.....	100
Figure IX- 4: Dimension de Dés d'appuis	103
Figure IX- 5 : Ferrailage de dés d'appui.....	104
Figure X- 1: Séisme longitudinal (RPOA2008).....	109
Figure X- 2: Section équivalente des voiles évidées.....	112
Figure X- 3: Disposition des masses.....	116
Figure X- 4: Schéma explicatif de la méthode.....	116
Figure XI- 1: Dimensions des piles.....	120
Figure XI- 2: Méthode de console courte	123
Figure XI- 3: Moment à l'ELS.....	123
Figure XI- 4: Moment à l'ELU	123
Figure XI- 5: Moment à l'ELU	124
Figure XI- 6 : Moment à l'ELS.....	125
Figure XI- 7 : Section de chevêtre avec ferrailage.....	125
Figure XI- 8: Schéma de ferrailage de chevêtre de pile évidé	126
Figure XI- 9: Schéma de ferrailage de chevêtre de pile plein.....	126
Figure XI- 10 : Distribution des efforts sur le voile.....	127

Figure XI- 11: Section de la pile avec ferrailage.	130
Figure XI- 12: Longueur de flambement.	131
Figure XI- 13 : Ferrailage de fût de pile 11	132
Figure XI- 14: Ferrailage de fût de pile 09	133
Figure XI- 15 : Repère de calcul des moments	134
Figure XI- 16: Modèle de Meyerhof.	137
Figure XI- 17 : Méthode de console.	140
Figure XI- 18: Distribution de contrainte à l'ELU, l'ELS et l'ELA.....	141
Figure XI- 19 : Schéma de ferrailage de semelle.....	143
Figure XI- 20: Eléments constitutifs de la culée.....	144
Figure XI- 21: Dimensions de la culée	144
Figure XI- 22 : Repère de calcul des moments	148
Figure XI- 23: Méthode de la console	154
Figure XI- 24: Distribution des contraintes à l'ELU, l'ELS et l'ELA.....	154
Figure XI- 25: Distribution de contraintes à l'ELU, l'ELS et l'ELA.....	155
Figure XI- 26: Ferrailage de la semelle	158
Figure XI- 27: Ferrailage de mur garde de grève.....	160
Figure XI- 28: Ferrailage de la dalle de transition.....	162
Figure XI- 29: Ferrailage de corbeau.....	162
Figure XI- 30 : Ferrailage de mur en retour.....	164
Figure XI- 31: Repère de calcul des moments	164
Figure XI- 32 : Schéma de ferrailage d mur frontal.....	168
Figure XI- 33 : Joint de chaussé.....	168
Figure XI- 34: Souffle (SETRA1996)	168
Figure XI- 35: Domaine d'emploi des différentes familles de joint (SETRA1996).....	169

Introduction générale

Le pont est généralement défini comme étant un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel constitué par une rivière ou une gorge profonde ou une autre voie de circulation.

Il est constitué de deux parties, qui sont :

- La superstructure : c'est la partie supérieure du pont, elle comprend le tablier et les appareils d'appuis.
- L'infrastructure : c'est la partie inférieure du pont, elle comprend les piles, les culées et les fondations.

On distingue plusieurs types d'ouvrage :

- Ponceau : Petit pont à une seule arche, une seule travée.
- Aqueduc : Pont supportant un canal, une conduite d'eau.
- Passerelle : Pont souvent étroit, réservé aux piétons.
- Viaduc : Pont de grande longueur, généralement à plusieurs arches, permettant le franchissement d'une vallée par une route ou une voie ferrée.

Le but principal de l'ingénieur en génie civil est d'étudier le projet en essayant de minimiser le coût et de maximiser la sécurité.

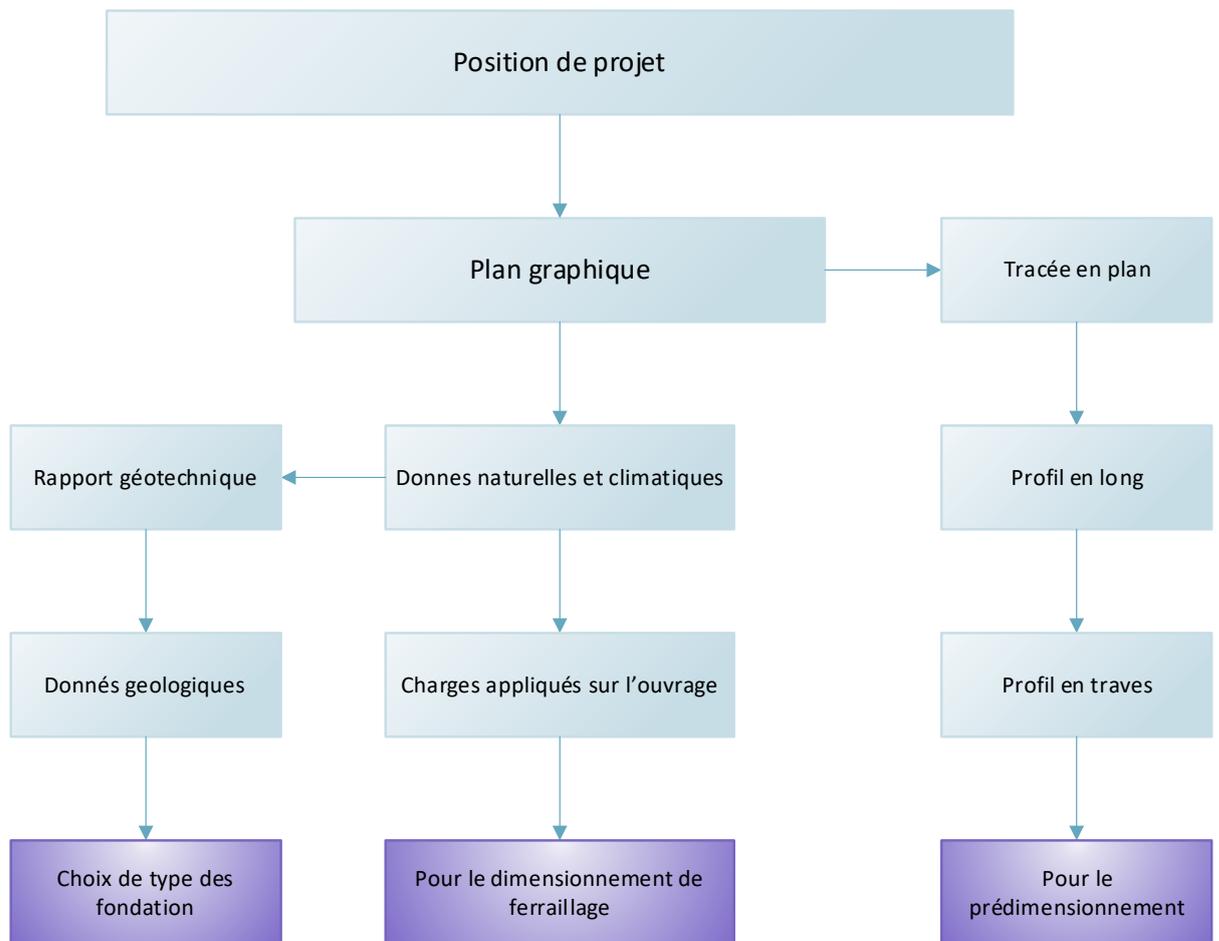
Notre travail consiste à l'étude d'un viaduc qui se trouve à l'ouest d'Annaba. Il fait partie de l'autoroute reliant Ras El Hamra (plage de Ain Achir) et Oued Begrat (Plage Djénen El Bey) Serāidi.

Pour cette étude, nous avons structuré notre mémoire en onze chapitres.

- ❖ Le chapitre I s'intéresse à la présentation du projet.
- ❖ Le chapitre II présente les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ❖ Le chapitre III est entièrement consacré au prédimensionnement des poutres et du tablier.
- ❖ Le chapitre IV porte sur la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage.
- ❖ La modélisation de tablier faite à l'aide de logiciel ROBOT afin de déterminer les sollicitations appliquées aux poutres, nous avons. Ce travail figure dans le chapitre V.
- ❖ Quant à l'étude de la précontrainte, elle est détaillée dans le chapitre VI.
- ❖ Le calcul justificatif des poutres se trouve au chapitre VII.
- ❖ L'étude de hourdis et des appareils d'appuis figure respectivement dans les chapitres VIII et IX.
- ❖ Le chapitre X est dédié à l'étude dynamique.
- ❖ Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Enfin, une conclusion générale relatant les grandes lignes de notre étude clôture ce travail.

Chapitre I : Description de projet



I.1 Introduction

Le présent travail a pour objectif l'étude d'un pont qui se trouve entre les points kilomètres PK1+513.119 à PK1+968.313 de l'itinéraire. Il fait partie de l'autoroute reliant Ras El Hamra (plage de Ain Achir) et Oued Begrat (Plage Djenen El Bey) à Seraïdi dans la wilaya d'Annaba.

Pour la conception de n'importe quel type d'ouvrage, nous avons besoin de connaître les données fonctionnelles et naturelles.

I.2 Données fonctionnelles

I.2.1 Caractéristiques géométriques

a. Tracé en plan

Le tracé en plan représenté dans la Figure I-1 est défini comme étant la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route. D'après la figure, on voit que le pont est un pont droit.

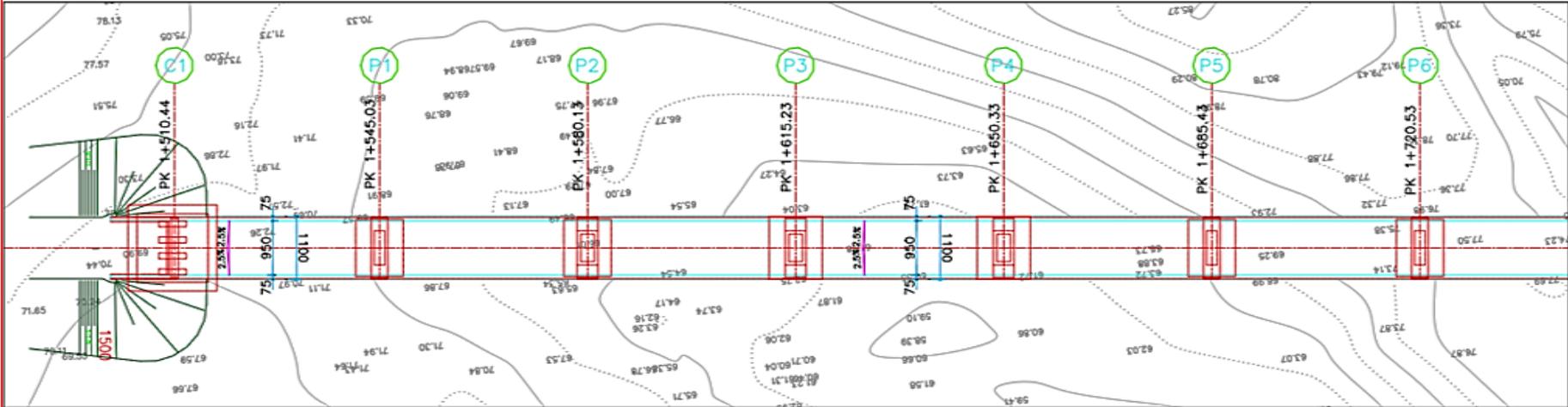
b. Profil en long

Un profil en long de voie est une coupe longitudinale qui passe par l'axe de la route (Fig. I-2), l'ouvrage à étudier dans le cadre de ce travail est composé de 13 travées :

- 2 travées de rives (34.59 m vers Ras El Hamra et 34.55 m vers Oued Begrat).
- 11 travées courantes (35.10 m).

Vue en plan 1/2

Ech: 1/700



Vue en plan 2/2

Ech: 1/700

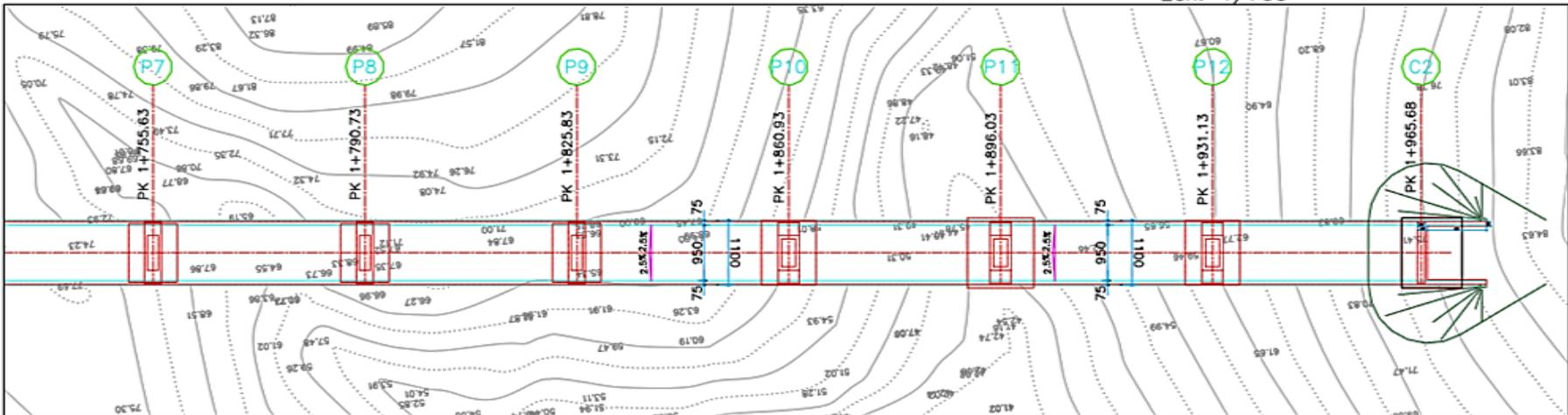


Figure I- 1 : Tracé en plan

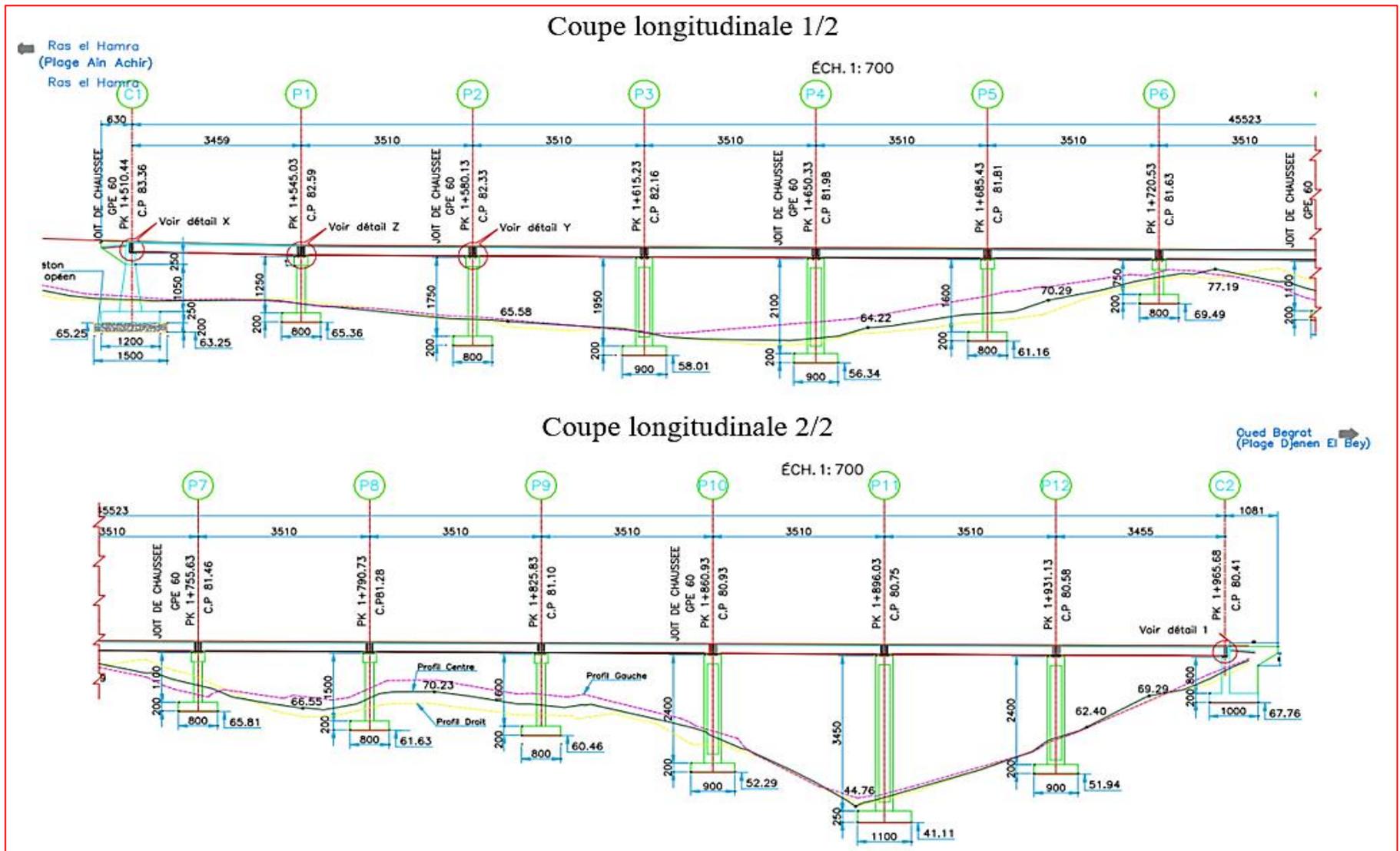


Figure I- 2 : Profil en long

c. Profil en travers

Par définition le profil en travers est une coupe transversale dans le plan perpendiculaire de l'axe de la route (Fig.I-3), il est constitué de :

- Un tablier (11m)
- Un dévers (2.5% vers l'extérieur).
- Deux corniches.
- Deux glissières de sécurité.
- Deux gardes corps.

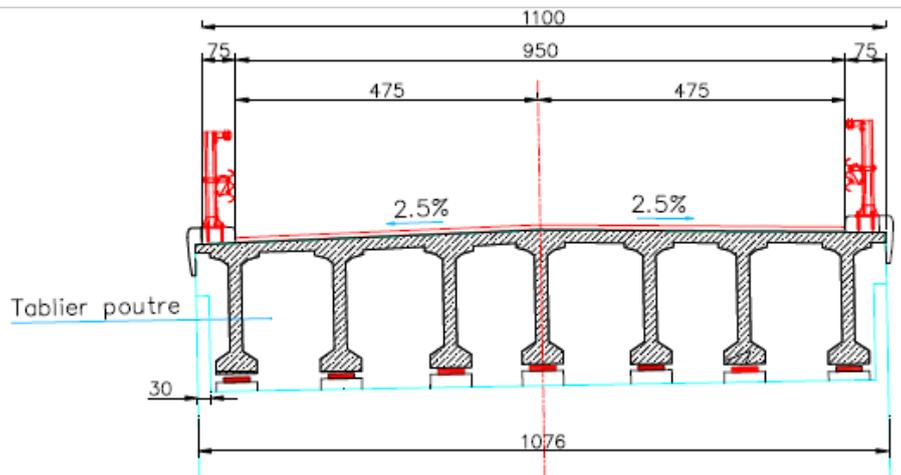


Figure I- 3 : Profil en travers

I.2.2 Charges et surcharges

a. Charges permanentes

Ce sont des charges qui ne varient pas dans le temps, elles comprennent :

- Le poids des éléments porteurs : poutres et dalle.
- Le poids des éléments non porteurs dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage comme les trottoirs, les corniches, les garde-corps, les glissières, le revêtement et la tôle.

b. Charges variables

Ce sont des charges qui varient dans le temps et elles sont définies souvent par le règlement R.C.P.R 2008, elles comprennent :

- Charge d'exploitation : pour un pont routier, il s'agit du système de charge A, B, et le système de charge militaire et les convois exceptionnels.
- Charges climatiques comme la température.
- Actions accidentelles : les chocs d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

I.3 Données naturelles et climatiques

I.3.1 Température

Les principales données concernant la température sont :

- Variation de température (Annaba Nord d'Algérie) : $\pm 35^{\circ}\text{C}$
- Retrait et fluage (exprimés en différence de température) : -20°C
- Coefficient de dilatation linéaire de poutre principale : 10^{-5}

I.3.2 Géotechnique

Les données géotechniques sont nécessaires afin d'obtenir une implantation d'appuis plus raisonnable et stable et déterminent la portance du sol de fondation. Selon le rapport de sol établi par le bureau d'étude, les résultats obtenus résultent de sondages carottés, de forages et des essais au laboratoire (Annexe 1). À partir de ces résultats, le choix s'est porté sur des fondations superficielle (site rocheux).

I.3.3 Sismologique

L'ouvrage est classé à la zone sismique IIa (sismicité moyenne) selon le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008).

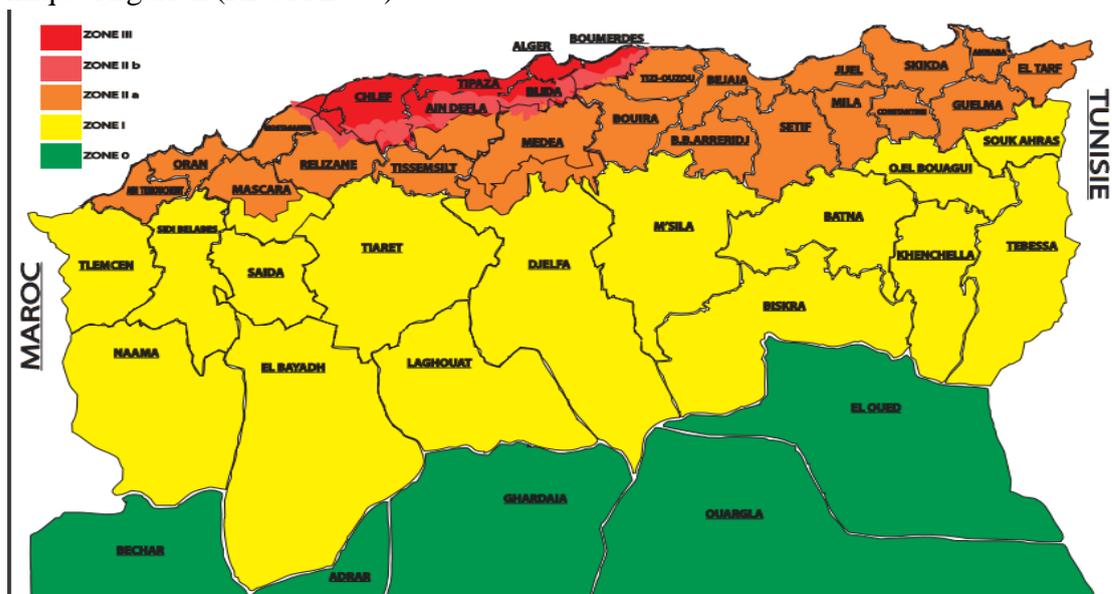
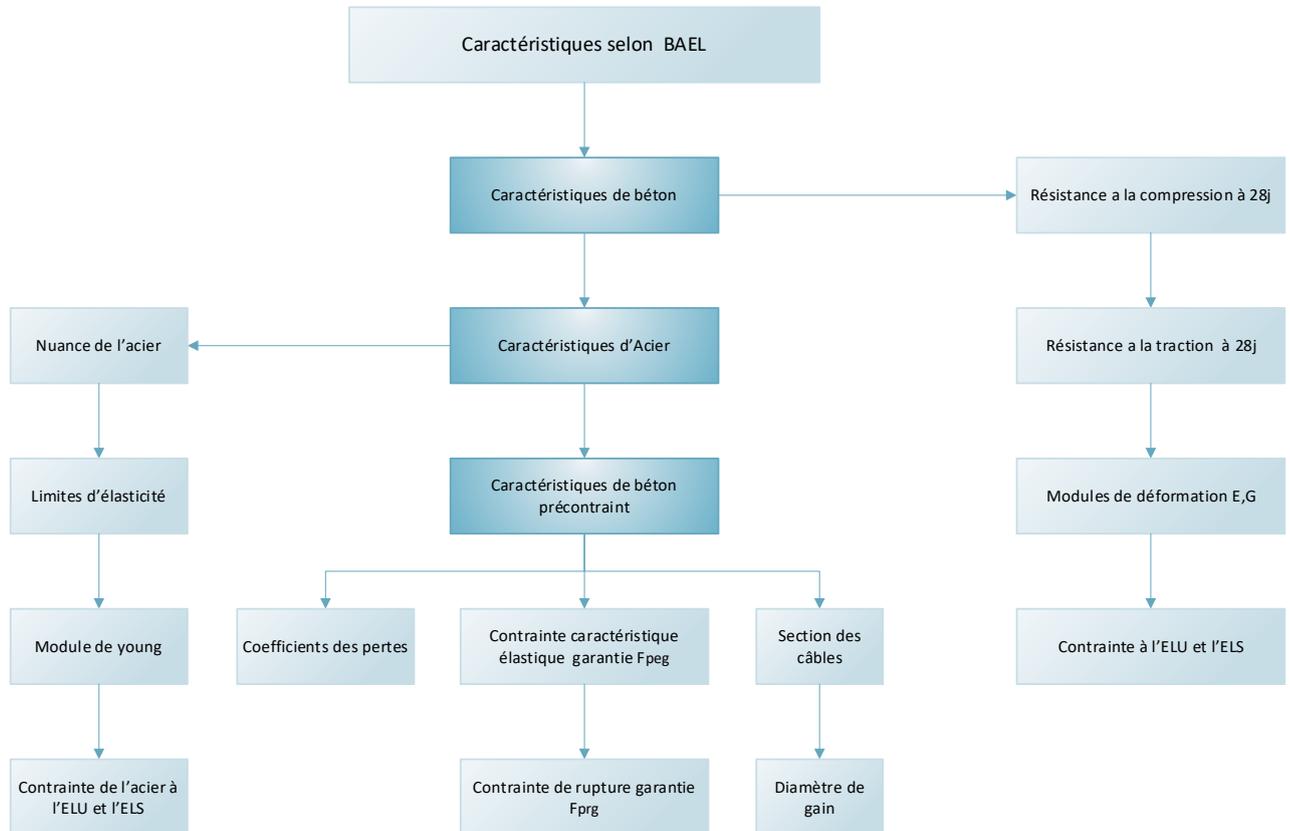


Figure I- 4: Carte de zonage (RPOA 2008)

I.4 Conclusion

Les données précédentes (fonctionnelles et naturelles) sont indispensables pour mener à bien n'importe quelle étude.

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux



II.1 Introduction

Le dimensionnement des éléments composant la structure du pont est étroitement lié aux caractéristiques des matériaux utilisés. Pour cette étude, les caractéristiques des matériaux sont conformes aux prescriptions du règlement BAEL 91 modifié 99.

II.2 Béton

Le béton est un mélange du ciment, de sable, de gravier, d'eau et éventuellement des adjuvants ou d'autres ajout afin d'améliorer ou de modifier certaines caractéristiques.

La masse volumique du béton est de 25 kN/m^3 .

II.2.1 Résistance caractéristique à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques et cubiques âgées de 28 jours. Pour cette étude, les résistances à la compression à 28 jours f_{c28} sont représenté dans le Tab.II-1.

II.2.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance de compression par la relation suivante (Tab.II-1) :

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

Tableau II- 1: Résistances caractéristiques

	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)
Béton pour semelles et les élévations	27 MPa	2.22 MPa
Béton pour poutres et la dalle	40 MPa	3 MPa

II.2.3 Module de déformation longitudinale de béton E

On définit deux modules de déformation longitudinale (Tab.II-2) :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{v28} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}}$

Tableau II- 2: Modules des déformations longitudinales E

	E _{i28} (MPa)	E _{v28} (MPa)
Béton pour semelles et les élévations.	33000	11100
Béton pour les poutres et la dalle.	37619.47	12539.82

II.2.4 Module de déformation transversale de béton G

Il est donné par la formule suivante (Tab.II-3) :

$$G = \frac{E_{i28}}{2(1+\nu)}$$

ν : coefficient de poisson est le rapport de déformation transversale à la déformation longitudinal.

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

Tableau II- 3: Module de déformation transversale G

	ELS (MPa)	ELU (MPa)
Béton pour semelles et les élévations	13750	16500
Béton pour poutres et la dalle	15674.77	18809.735

II.3 États limites

Les états limites sont les limites dans lequel les structures ne satisferont plus aux normes exigées par les règlements si elle dépasse ces limites.

Il existe 2 états de limites :

- Etat limite ultime ELU : borné par les limites de résistance du béton et des armatures.
- Etat limite de service ELS : borné par des limites de déformation ou de fissuration des éléments.

a. Etat limite ultime ELU

Les états limites ultimes sont les états associés à la ruine d'une structure par l'atteinte de la capacité portante maximale de la structure. Ils ultimes consistent à vérifier qu'elle ne subit pas de déformation irréversible sous la charge.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.U est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

La figure ci-dessous représente la loi de comportement du béton, c'est-à-dire la courbe contrainte de compression en fonction de la déformation.

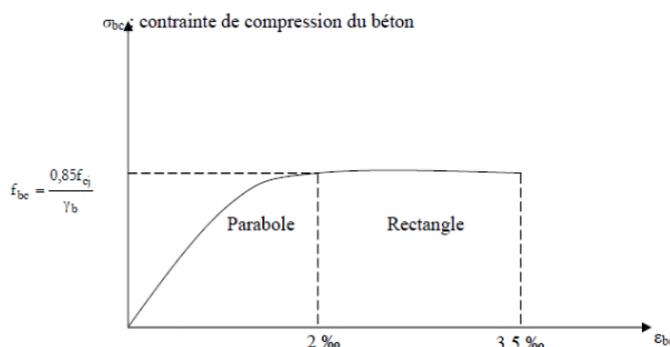


Figure II- 1: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

Dans le Tableau II-4 figure les contraintes limites de compression du béton :

Tableau II- 4: Contraintes limites de compression du béton à l'E.L.U

	γ_b	$f_{bu}(MPa)$
Béton pour les poutres et la dalle	1.5	22.67
Béton pour les semelles et les élévations	1.5	15.3

b. Etat limite de service ELS

Les états limites de service sont les états dans lequel la structure n'est plus satisfaite aux conditions d'exploitation et les conditions de durabilité.

Les états limites de service consistent à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement et aussi l'ouverture des fissures.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S est définie par la formule:

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en construction (on prend dans les calcul).

$\sigma_{bc} = 0.5 f_{c28}$ en service.

Tableau II- 5: Contraintes limites de compression du béton à l'E.L.S

	σ_{bc} (Service)	σ_{bc} (construction)
Béton pour les poutres et la dalle	20 MPa	24 MPa
Béton pour les semelles et les élévations	13.5 MPa	16.2 MPa

II.4 Aciers

Les aciers sont principalement employés dans le cadre de la fabrication béton armé (armatures) ou béton précontraint (câbles, torons...). On utilise deux types d'acier dans les ouvrages en béton, les armatures dites passives représentant les armatures classiques du béton armé et les armatures dites actives qui sont les câbles de précontrainte.

- Les aciers passifs reprennent les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs concernent la maintenance de la précontrainte.

II.4.1 Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures utilisées dans le béton armé, elles ne sont mises en tension que par la déformation de l'élément. Elles sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants et pour limiter la fissuration.

Les aciers utilisés dans notre étude sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500 avec un module de Young égal 1.95×10^5 MPa.

II.4.2 Aciers actifs

Les aciers actifs sont des aciers a haute capacité qu'on utilise dans la construction en béton précontraint. Il peut être présent sous forme de fils, de torons, de câbles, ou même de barres.

- Les barres sont courtes et droites. Elles sont utiles pour des applications spéciales comme les ancrages dans le sol.
- Les fils (jusque 6 mm de diamètre) conviennent pour les mises en tension de « précontrainte » en atelier (tracé rectiligne). Ils peuvent être groupés par 6 à 8 et former des torons.
- Les câbles sont constitués de fils ou de torons. Leur mise en œuvre en post-contrainte permet de leur donner un tracé comportant des courbures (tracé non rectiligne). Ils sont utilisés lorsque des efforts importants sont requis.

La précontrainte est réalisée par post-tension.

Les câbles utilisés dans notre cas sont des T15.

II.4.3 Diagramme contrainte déformation

La loi de comportement (contrainte-déformation) de l'acier passif est représentée dans la figure ci-dessous :

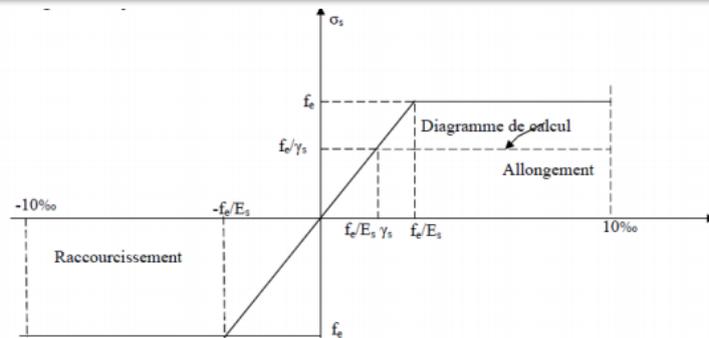


Figure II- 2: Diagramme représente la loi de comportement (contrainte-déformation) de l'acier passif

II.4.4 Contrainte de l'acier a l'ELU

La contrainte limite de l'acier à l'état limite ultime est définie par :

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

Tableau II- 6: Contrainte limite de compression d'acier a l'ELU

γ_s	f_{su}
1.15	434.75 MPa
1	500 MPa

$\gamma_s = 1.15$ Pour les situations durables.

$\gamma_s = 1$ Pour les situations accidentelles.

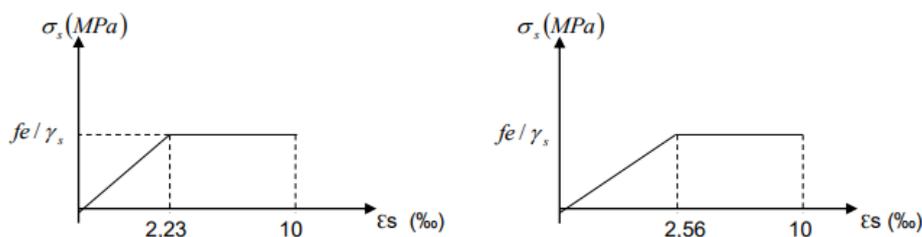


Figure II- 3 : Diagramme contrainte-déformation (situation durable à gauche et situation accidentelles à droite).

II.4.5 Contrainte de l'acier à l'ELS

La contrainte limite de l'acier dépend de la nature des fissurations (Tab. II-7) :

Tableau II- 7: Contraintes limites de l'acier

Fissuration	Formule de vérification
Fissuration non préjudiciable	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} < \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} < \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ Pour les aciers HA.

$\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses.

On prend pour tout :

$\bar{\sigma}_{st} = 241 \text{ MPa}$ pour les poutres (Fissuration préjudiciable et acier HA).

$\bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa}$ pour la dalle et les élévations (Fissuration préjudiciable et acier HA).

$\bar{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ MPa}$ pour les semelles (Fissuration préjudiciable et acier HA).

Les caractéristiques des armatures de précontrainte sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II- 8: Caractéristiques des câbles de précontrainte

Contrainte caractéristique garantie	$f_{peg} = 1643\text{MPa}$
La valeur max de la tension à l'origine $\sigma_{p0} \{ \sigma_{p0} \leq \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) \}$	1478 MPa
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} = 1860\text{ MPa}$
Module d'élasticité	$E_p = 195000\text{ MPa}$
Section droite d'un toron	$A_{p-toron}=140\text{ mm}^2$
Section d'un câble	$A_p= 1680\text{mm}^2$
Diamètre de toron	15.2 mm
Poids d'un toron	1.18 kg/m
Coefficient pris pour l'armature TBR μ_0	$\mu_0=0.43$
Diamètre du gain	$D_{int} = 80\text{ mm}$
Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures	$\rho = 2.5\%$
Coefficient de recul d'encrage	$g =6\text{ mm}$
Coefficient de frottement en courbe	$f = 0.18\text{ rd}^{-1}$
Coefficient de frottement en ligne (déviation parasite)	$\phi = 0.002\text{ m}$

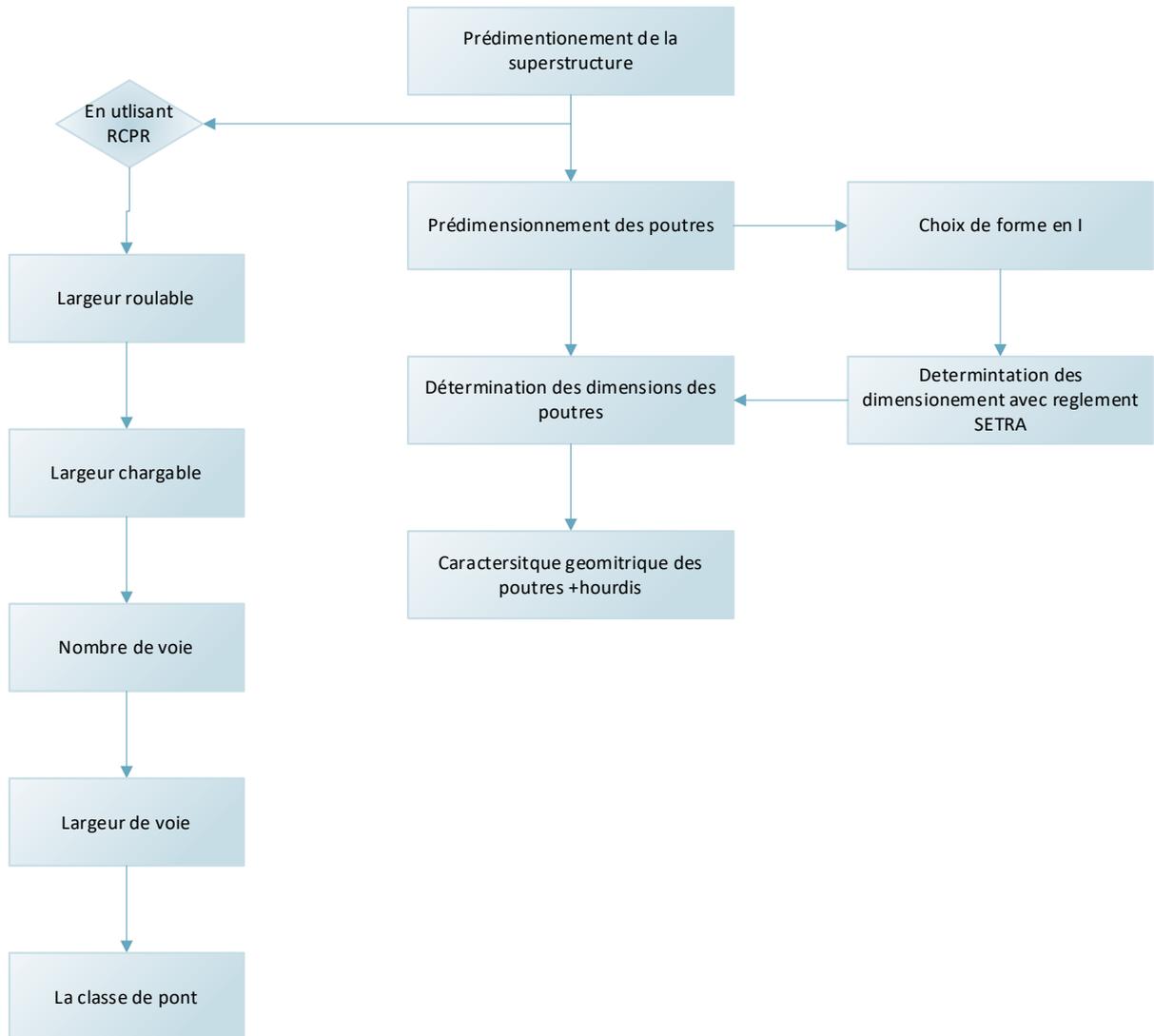
II.5 Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour cette ouvrage sont :

Pour la précontrainte : des câbles composés de torons (T15).

Pour le béton armé : des aciers à haute adhérence FeE500 et une résistance à la compression $f_{c28} = 27\text{ MPa}$ pour les semelles et les élévation.
 $f_{c28} = 40\text{ MPa}$ pour la dalle et les poutres.

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques



III.1 Introduction

Le prédimensionnement de la poutre est fait selon le règlement SETRA 1996 (VIPP) et pour les caractéristiques géométriques de tablier, on a utilisé le règlement RCPR 2008

III.2 Prédimensionnement de la poutre

Pour cette étude, on a choisi des poutres en section I avec un espacement entre les poutres très réduits pour éviter l'utilisation des dalles à grandes largeurs et limiter l'épaisseur de la table de compression.

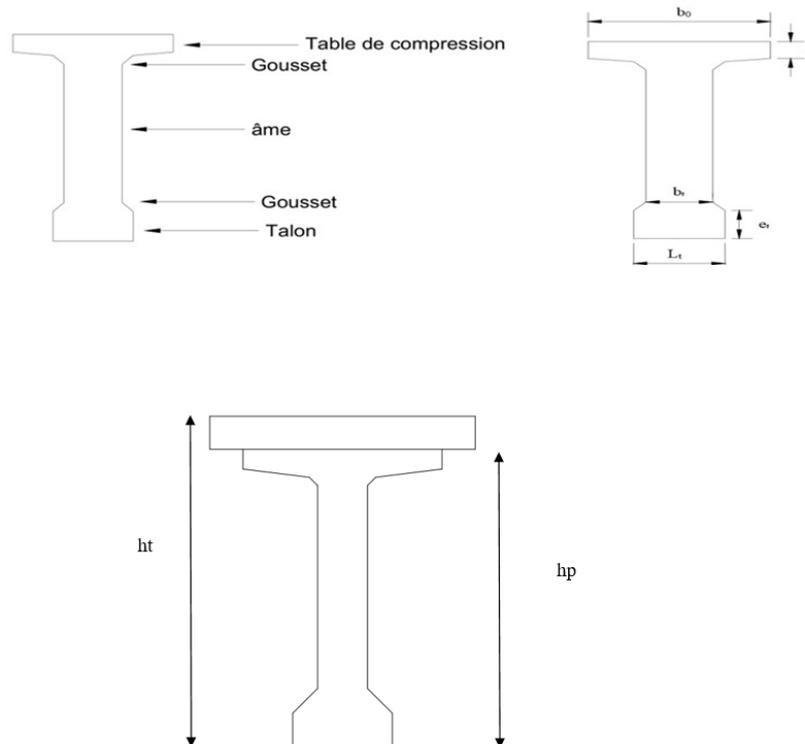


Figure III- 1: Elément d'une poutre

III.2.1 Hauteur de la poutre h_t

La hauteur des poutres est un paramètre très important car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, elle risque de présenter une trop grande prise au vent. Dans le cas contraire, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte et même des sections de béton. C'est pourquoi, on considère généralement que l'élanement optimal L/h_t se situe entre 17 et 20 (SETRA 1996) On a :

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17}$$

$L = 35.1 \text{ m}$

$h_t =$ hauteur totale (poutre + hourdis)

La longueur maximale des poutres est de $L = 35.1 \text{ m}$.

Donc :

$1.75 \text{ m} \leq h_t \leq 2.05 \text{ m} \Rightarrow$ On prend : $h_t = 2 \text{ m}$

III.2.2 Largeur de la table de compression b_0

La figure III.2 représente les dimensions de la table de compression et l'hourdis général.

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

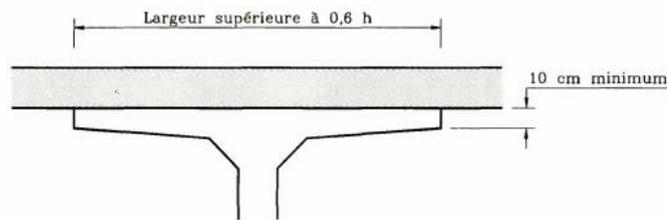


Figure III- 2: Table de compression et hourdis (SETRA1996)

La largeur de la table doit être telle que :

$$0.6 h_t \leq b_0$$

Alors :

$1.2 \text{ m} \leq b_0 \Rightarrow$ On prend : $b_0 = 1.2 \text{ m}$.

III.2.3 Epaisseur de la table de compression e

Elle doit être :

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

On fixe : $e = 12\text{cm}$.

III.2.4 Largeur de talon L_t

Le talon d'une poutre constitue la fibre inférieure de la structure, son dimensionnement se fait à la flexion et doit permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement (SETRA1996).

Sa largeur L_t est généralement comprise entre 0.4 et 0.6 m, et son épaisseur e_t est habituellement comprise entre 0.1 et 0.2m, donc :

$$40 \text{ cm} \leq L_t \leq 60\text{cm}$$

On fixe : $L_t = 60 \text{ cm}$

III.2.5 Epaisseur du talon e_t

Elle est comprise entre 10 cm et 20 cm

$$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$$

On fixe : $e_t = 20\text{cm}$.

III.2.6 Epaisseur de l'âme en travée b_t

En zone médiane où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires de BPEL91, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme (minimum 3 fois le diamètre de la gaine de câble de précontrainte) (SETRA1996). On prend : $b_m = 20\text{cm}$.

En zone intermédiaire, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, donc de préférence augmenter l'épaisseur d'âme, appelé blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. On prend : $b_i = 30\text{cm}$.

III.2.7 Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis b_a

Pour les zones d'about, l'épaisseur de l'âme doit être grande à cause de :

- L'augmentation des efforts tranchants.
- Permettre de l'emplacement des enclaves de câbles de précontrainte (SETRA).

Cette épaisseur est généralement au voisinage de 50 cm.

Pour raison de sécurité et de résistance, on prend l'épaisseur de l'âme égale à la largeur de talon : $b_a = 60\text{cm}$.

III.2.8 Epaisseur de l'hourdis E_H

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversales, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.20m et 0.30m.

$$20\text{cm} \leq E_H \leq 30\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $E_H = 20\text{ cm} \Rightarrow h_p = 1.8\text{ m}$

III.2.9 Entraxe entre deux poutres d

Il est compris entre 1.5m et 2.5m :

$$1.5 \leq d \leq 2.5\text{m}$$

On prend $d = 1.6\text{ m}$.

III.2.10 Nombre de poutres N_{poutre}

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres.

$$N_{poutre} = E \left(\frac{L_a}{d} \right) + 1$$

Où,

$$L_a = L_T - b_0 = 11 - 1.2 = 9.8\text{ m}$$

L_a : entraxe entre deux poutres de rive.

L_T : largeur de tablier

Soit :

$$N_{poutre} = E \left(\frac{9.8}{1.6} \right) + 1 = 7.125 \Rightarrow \text{On prend } N_{poutre} = 7$$

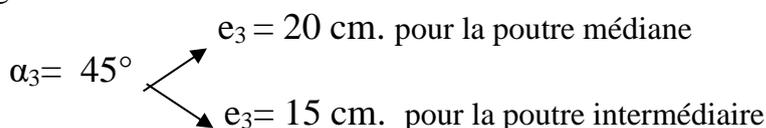
III.2.11 Goussets

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte.

a. Gousset du talon

La tangente est généralement comprise entre 1 et 1.5, On prend $\tan(\alpha) = 1$

L'angle du talon est :



Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

La figure suivante représente ces dimensions :

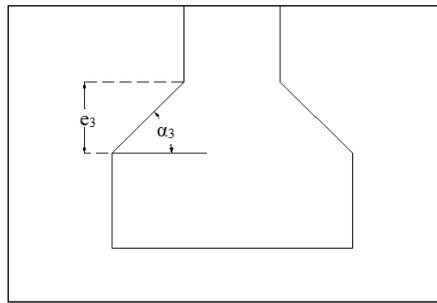


Figure III- 3: Gousset du talon

b. Gousset de la table

- **Pour la section médiane**

Les angles de la table sont déterminés comme ce qui suit :

La tangente de α_2 est généralement comprise entre 1 et 1.5 et son épaisseur est au voisinage de 15 cm. Si on prend $e_2 = 15\text{cm}$, la distance e_1 va être très petit pour cette raison on prend : $\tan(\alpha) = 1$ et $e_2 = 10\text{cm}$:

$$\alpha_2 = 45^\circ \begin{cases} \rightarrow e_2 = 10\text{cm} \text{ pour la poutre médiane} \\ \rightarrow e_2 = 5 \text{ cm pour la poutre intermédiaire} \end{cases}$$

Par suite on trouve :

$$\alpha_1 = 7^\circ \Rightarrow e_1 = 5\text{cm}$$

La figure suivante représente ces dimensions :

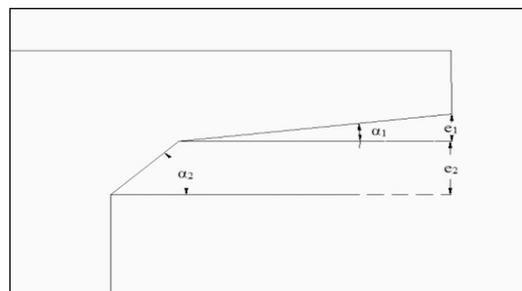


Figure III- 4: Gousset de la table de compression des poutres à mi-travée

- **Pour la section d'about**

$$\alpha_4 = 7^\circ \Rightarrow e_4 = 3.5\text{cm}$$

La figure suivante représente ces dimensions :

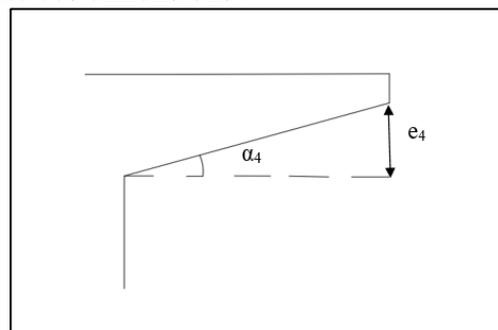


Figure III- 5: Gousset de la table de compression des poutres d'about

III.3 Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Un formulaire détaillé de la détermination des caractéristiques géométriques des sections étudiées se trouve dans l'annexe 2.

III.3.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée

Les caractéristiques sont déterminées en divisant la section de la poutre en sept sections qui sont mentionnées dans la figure III-6 :

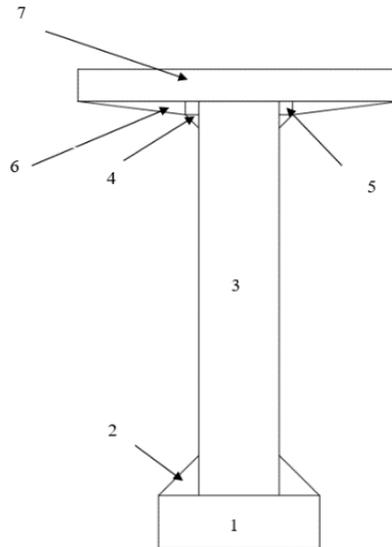


Figure III- 6: Section de poutre à mi-travée

a. Poutre médiane sans hourdis

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III-1 :

Tableau III- 1: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

Section	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Section 1	1200	10	12000	40000	160000
Section 2 (× 2)	400	26.66	10664	8888.88	293191.12
Section 3	2960	94	278240	5402986.667	31557546.67
Section 4 (× 2)	100	159.66	15966	555.55	2549687.11
Section 5 (× 2)	100	165.5	16550	208.33	2739233.33
Section 6 (× 2)	200	166.33	33266	277.77	5533411.55
Section 7	1440	174	250560	17280	43614720
$A_{(brute)}=6400$ cm ²		$S_{(brute)}=617246$ cm ³		$I_{\Delta(brute)}=86447789.78$ cm ⁴	
$A_{(nette)}=6080$		$S_{(nette)}=586323.7$ cm ³		$I_{\Delta(nette)}=77803010.8$ cm ⁴	
$v'=96.45$ cm		$v=83.55$ cm		$I_G=26914413.08$ cm ⁴ $I_{G(nette)}=24222971.77$ cm ⁴	
$\rho=49.4\%$					

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

b. Poutre intermédiaire sans hourdis

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III-2 :

Tableau III- 2: Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Section	A_i (cm^2)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm^3)	I_{0i} (cm^4)	$I_{\Delta i}$ (cm^4)
Section 1	1200	10	12000	40000	160000
Section 2 ($\times 2$)	225	15	3375	2812.5	53437.5
Section 3	4440	84	372960	8104480	39433120
Section 4 ($\times 2$)	25	159.66	3991.5	34.72	637317.6122
Section 5 ($\times 2$)	50	165.5	8275	104.16	1369616.66
Section 6 ($\times 2$)	200	166.33	33266	277.77	5533411.55
Section 7	1440	174	250560	17280	43614720
$A_{\text{(brute)}}=7580 \text{ cm}^2$		$S_{\text{(brute)}}=684427.5 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta\text{(brute)}}=90801623.32 \text{ cm}^4$	
$A_{\text{(nette)}}=7201 \text{ cm}^2$		$S_{\text{(nette)}}=650206.13 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta\text{(nette)}}=81721460.99 \text{ cm}^4$	
$v'=90.3 \text{ cm}$		$v= 89.7 \text{ cm}$		$I_G=28997820.07 \text{ cm}^4$ $I_{G\text{(nette)}} =26098038.06 \text{ cm}^4$	
$\rho= 44.7 \%$					

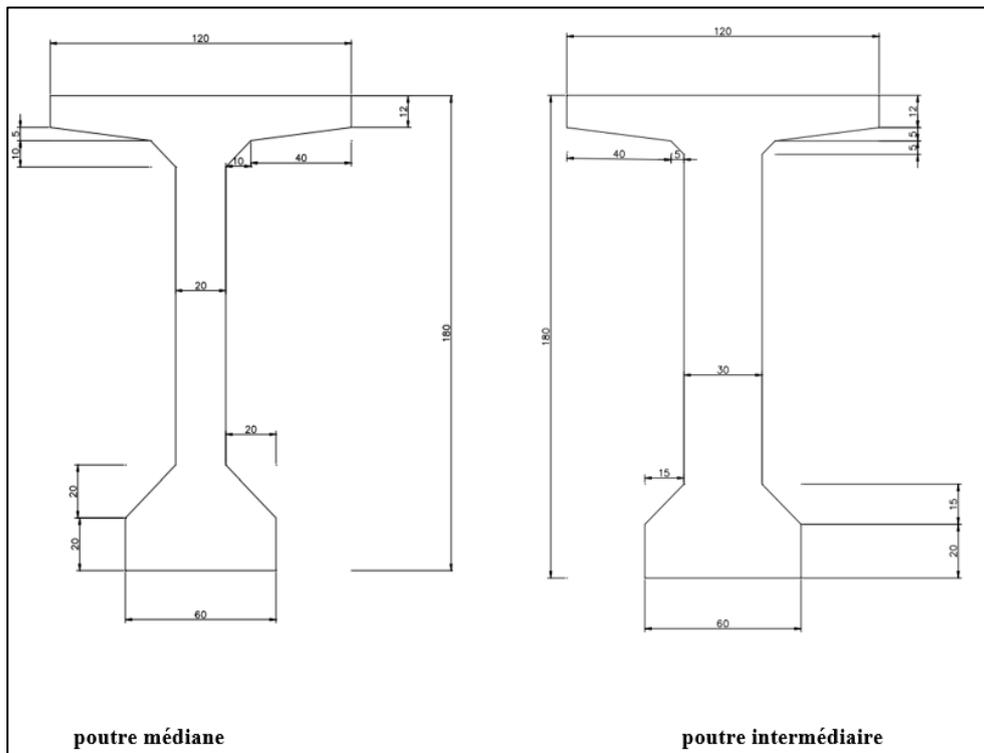


Figure III- 7: Poutres à mi-travée

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

c. Poutre médiane avec hourdis

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III-3 :

Tableau III- 3:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
hourdis	3200	190	608000	106666.66	115626666.7
Poutre	6400	96.45	617280	/	86447789.78
$A_{(brute)}=9600$ cm ²		$S_{(brute)}=1225280$ cm ³		$I_{\Delta (brute)}=202074456.5$ cm ⁴	
$A_{(nette)}=9120$ cm ²		$S_{(nette)}=1164016$ cm ³		$I_{\Delta (nette)}=18867010.9$ cm ⁴	
$v'=127.633$ cm		$v=72.367$ cm		$I_G=45688294.26$ cm ⁴ $I_{G(nette)}=41119464.83$ cm ⁴	
$\rho=48.81\%$					

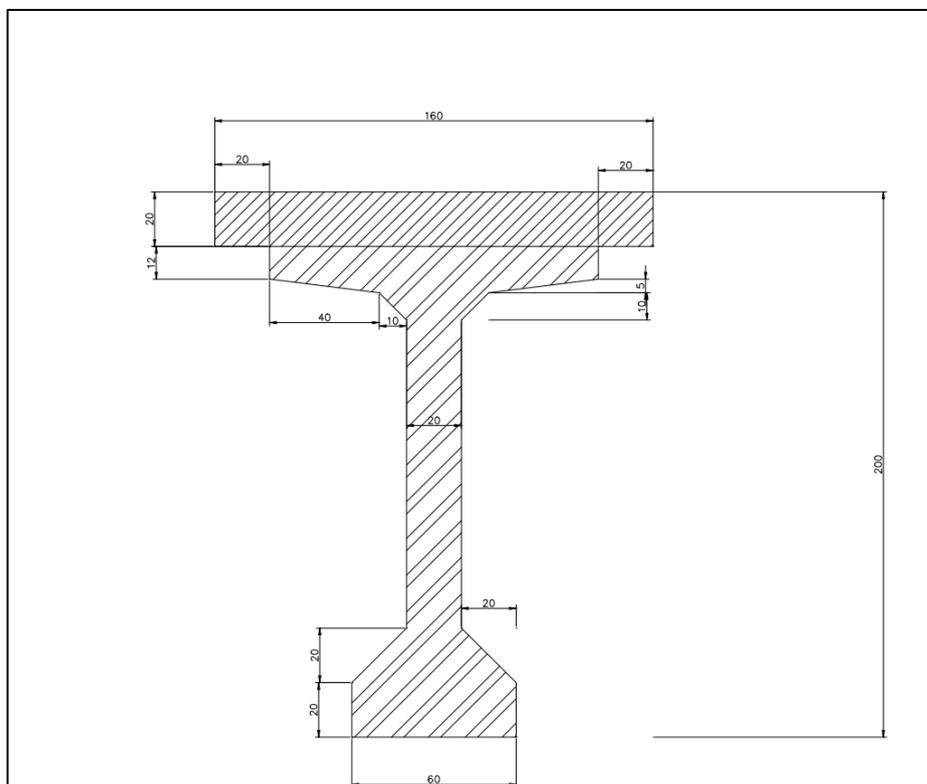


Figure III- 8: Poutre médiane avec hourdis

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

d. Poutre intermédiaire avec hourdis

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III-4 :

Tableau III- 4: Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

	A_i (cm ²)	Y_i (cm)	$S_{i\Delta}$ (cm ³)	I_{0i} (cm ⁴)	$I_{\Delta i}$ (cm ⁴)
Hourdis	3200	190	608000	106666.66	115626666.7
Poutre	7580	90.3	684474	/	90801623.32
$A_{(brute)}=10780\text{cm}^2$		$S_{(brute)}=1292474 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta(brute)}= 206428290\text{cm}^4$	
$A_{(nette)} = 10241\text{cm}^2$		$S_{(nette)} = 1227850.3\text{cm}^3$		$I_{\Delta(nette)}=185785461\text{cm}^4$	
$v'=119.9 \text{ cm}$		$v=80.1\text{cm}$		$I_G= 51460657.4 \text{ cm}^4$ $I_{G(nette)} = 46314591.66 \text{ cm}^4$	
$\rho=47.1\%$					

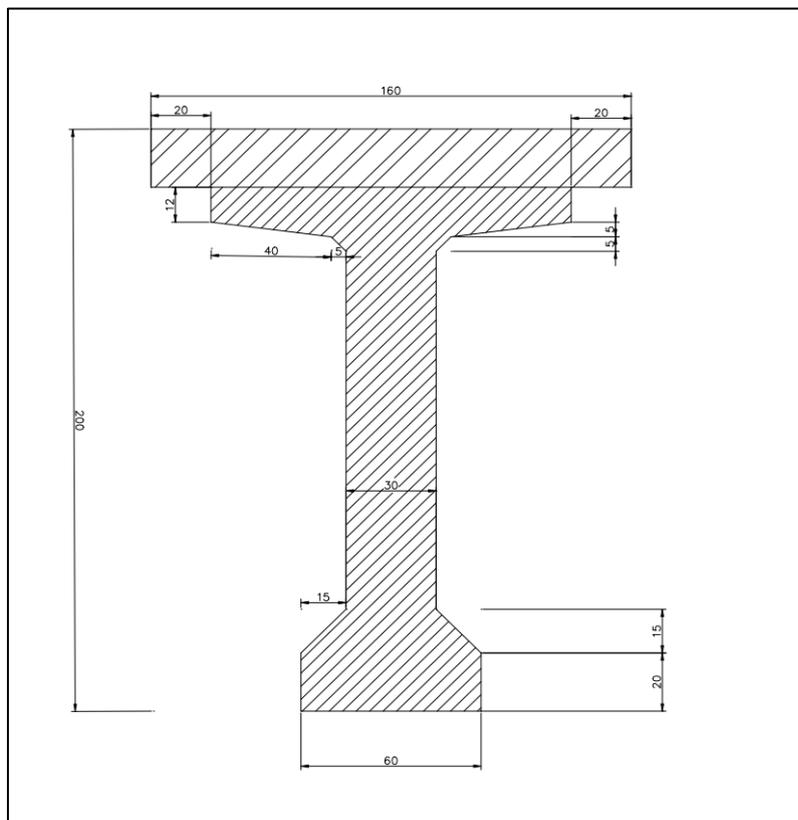


Figure III- 9: Poutre intermédiaire avec hourdis

Chapitre III : Prédimensionnement et caractéristiques géométriques

III.3.2 Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

Les caractéristiques sont déterminées en divisant la section de la poutre en trois sections qui sont mentionnées dans la figure III-10 :

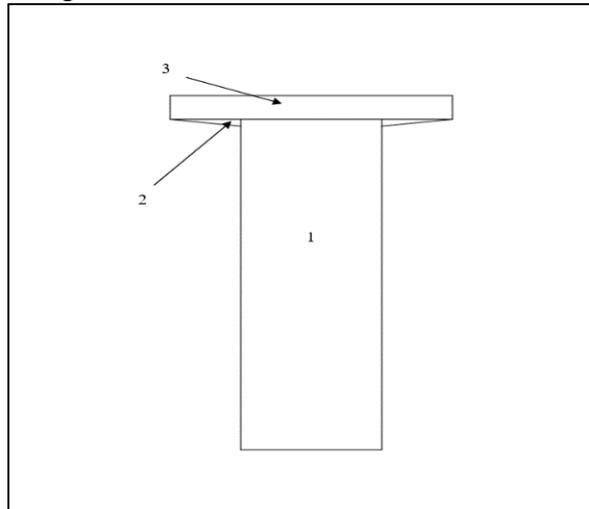


Figure III- 10: Section de poutre d'about

a. Poutre sans hourdis

Le tableau III-5 montre les caractéristiques de la poutre

Tableau III- 5:Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

	$A_i(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_{i\Delta}(\text{cm}^3)$	$I_{oi}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta i}(\text{cm}^4)$
Section 1	10080	84	846720	23708160	94832640
Section 2 ($\times 2$)	105	166.83	17517.15	71.458	2922457.593
Section 3	1440	174	250560	17280	43614720
$A_{(\text{brute})}=11625 \text{ cm}^2$		$S_{(\text{brute})}= 1114797.15\text{cm}^3$		$I_{\Delta(\text{brute})}= 141369817.6\text{cm}^4$	
$A_{(\text{nette})}= 11043.75\text{cm}^2$		$S_{(\text{nette})}=1059057.293\text{cm}^3$		$I_{\Delta(\text{nette})}= 127232835.8\text{cm}^4$	
$v'=95.90\text{cm}$		$v=84.1\text{cm}$		$I_G=34460770.92\text{cm}^4$ $I_{G(\text{nette})} =31014693.83 \text{ cm}^4$	
$\rho=34.8\%$					

b. Poutre d'about avec hourdis

Le tableau III-6 représente les caractéristiques de la poutre :

Tableau III- 6: Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis

	$A_i(\text{cm}^2)$	$Y_i(\text{cm})$	$S_{i\Delta}(\text{cm}^3)$	$I_{oi}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta i}(\text{cm}^4)$
Hourdis	3200	190	608000	106666.66	115626666.7
Poutre	11625	95.9	1114837.5	/	141369817.6
$A_{(\text{brute})}=14825\text{cm}^2$		$S_{(\text{brute})}=1722837.5 \text{ cm}^3$		$I_{\Delta(\text{brute})}= 256996484.3\text{cm}^4$	
$A_{(\text{nette})} =14083.75\text{cm}^2$		$S_{(\text{nette})} =1636695.625\text{cm}^3$		$I_{\Delta(\text{nette})}=231296835.9\text{cm}^4$	
$v'=116.21 \text{ cm}$		$v=83.79\text{cm}$		$I_G=56785538.43 \text{ cm}^4$ $I_{G(\text{nette})} =51106984.59 \text{ cm}^4$	
$\rho=37.27\%$					

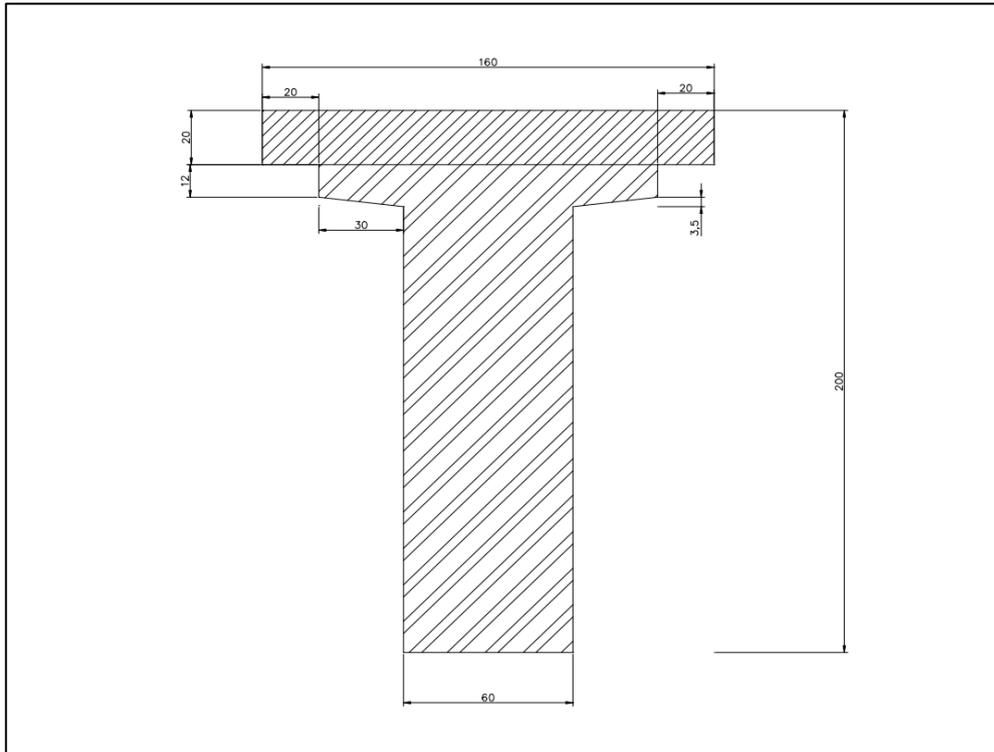


Figure III- 11: Poutre d'about avec hourdis

III.4 Caractéristiques géométriques du tablier

Le tablier est la partie d'ouvrage qui porte directement la voie (route ou rail) et supporte les charges du trafic et les transmet aux appuis, en assurant la continuité parfaite. Les caractéristiques géométriques du tablier sont déterminées avec le règlement R.C.P.R 2008.

III.4.1 Largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue et les bordures. Elle comprend donc, outre la chaussée proprement dite, toutes les surlarges éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc....

$$L_r = L_t - n \times L_g$$

Tel que :

$L_t = 11$ m (largeur totale du pont).

$L_g = 0.75$ m (largeur du garde-corps).

n : nombre de garde-corps.

On a 2 gardes corps donc :

$$L_r = 11 - 2 \times 0.75 = 9.5 \text{ m}$$

III.4.2 Largeur chargeable L_c

La largeur chargeable est obtenue en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière). Si une chaussée est encadrée par 2 bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable. Si la largeur roulable est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, cette dernière est une bande de 0.5 m qui doit être retranchée (voir figure III-12).

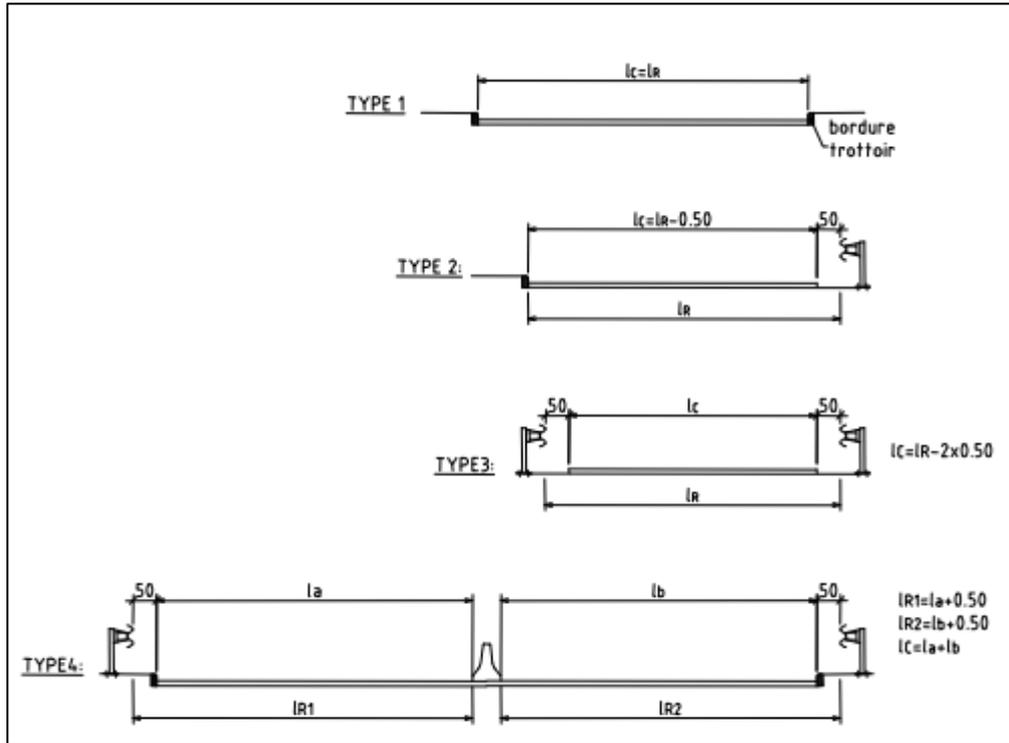


Figure III- 12: Largeur chargeable et largeur roulable (RCPR2008)

On a 2 glissières donc c'est le type 3 :

$$L_c = L_r - n \times L_G$$

$$L_c = 9.5 - 2 \times 0.5 = 8.5 \text{ m}$$

Tel que :

L_G : 0.5 m (largeur de la glissière de sécurité).

n : nombre de glissière de sécurité.

III.4.3 Nombre de voies N_{voies}

Par convention, les chaussées comportent un nombre des voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres. Et pour les chaussées dont la largeur chargeable est comprise entre 5 m inclus et 6m sont considérées comme comportant 2 voies de circulation.

Le nombre de voies N_{voies} est donné par la relation suivante :

$$N_{voies} = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = 2$$

On a donc 2 voies.

III.4.4 Largeur des voies L_v

C'est le rapport entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$L_v = \frac{L_c}{N_{voies}} = \frac{8.5}{2} = 4.25 \text{ m}$$

III.4.5 Classe de pont

Il y a 3 classes en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

- **Pont de première classe**

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m.
- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées.
- Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur.

- **Pont de deuxième classe**

Les ponts supportant des chaussées à deux voies avec largeur roulable comprise entre 5.5 m et 7 m.

- **Pont de troisième classe**

Les ponts supportant des chaussées à deux voies avec largeur roulable inférieure ou égale à 5.5 m.

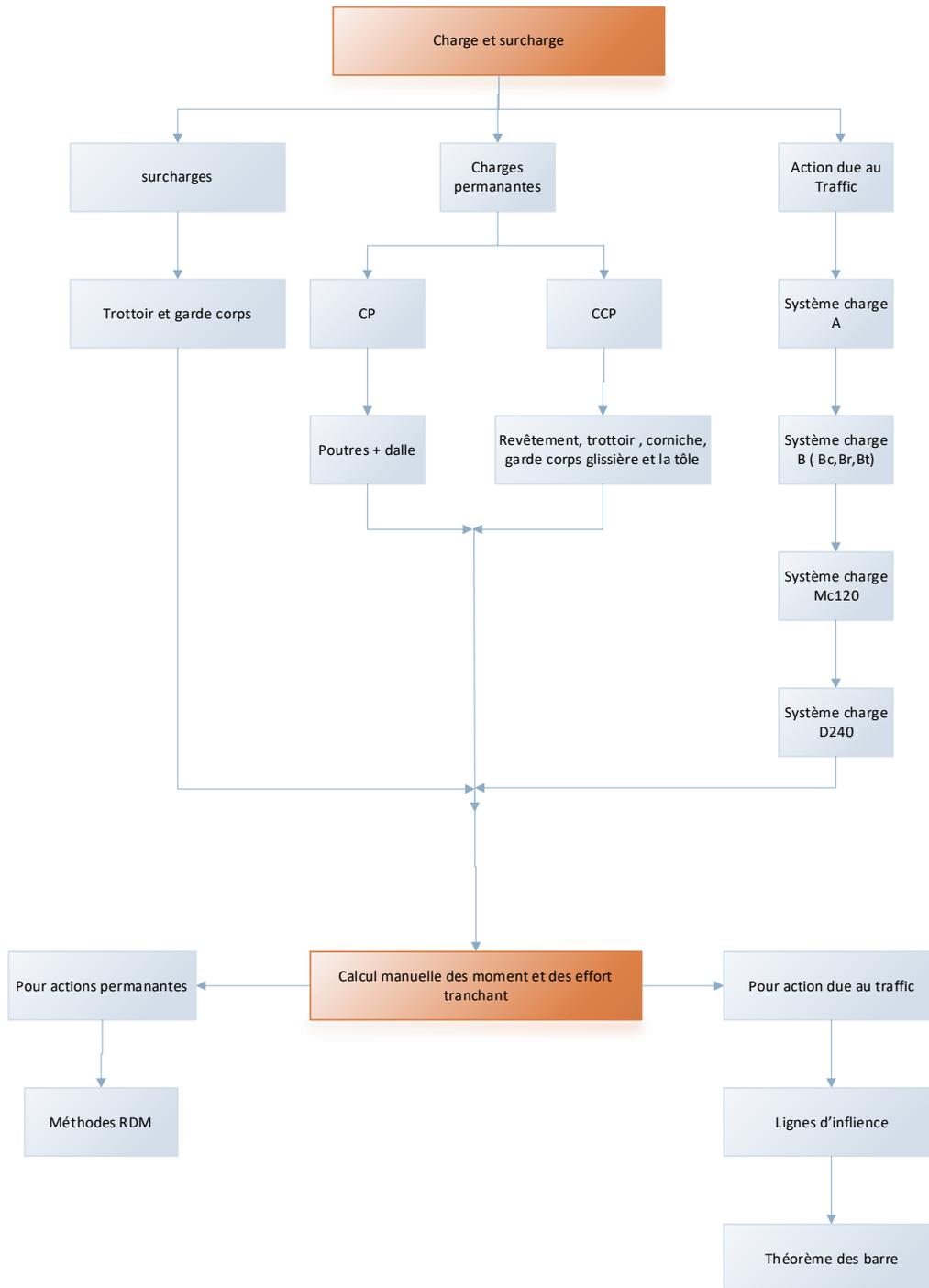
Dans notre cas :

$$L_r = 9.5 \text{ m} > 7 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{le pont est de classe 1.}$$

III.5 Conclusion

Le tablier est constitué de 7 poutres en I en béton précontraint. Ces poutres ont une hauteur de 1.8 m et espacées de 1.6m avec une épaisseur d'âme de 20 cm pour la poutre médiane, 30 cm pour la poutre intermédiaire et 60 cm pour la poutre d'about, avec une largeur de 1.2 m et un hourdis général de 20 cm d'épaisseur.

Chapitre IV : Charges et Surcharges



IV.1 Introduction

L'ouvrage d'art est soumis aux différentes charges :

- Permanentes : Poids propre des éléments constructifs
- Surcharges : les différents systèmes de charges routières (A, Bc , Bt, Br) , les charges militaires (Mc120) , le convoi exceptionnel D240 et les surcharges de trottoir et garde-corps.

L'ouvrage doit résister en phase de service à toutes ces sollicitations.

IV.1.1 Poids propre des éléments porteurs CP

a. Poids propre de la poutre

La poutre est divisée en trois sections (Figure IV-1)

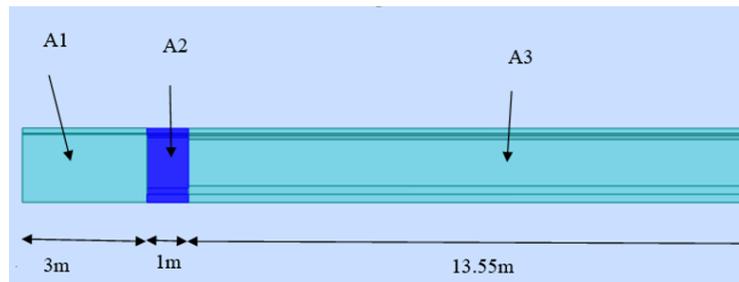


Figure IV- 1: Variation de la section de la poutre

Avec :

- Section d'about : $A_1=1.14\text{m}^2$
- Section médiane $A_3=0.61\text{m}^2$
- Section intermédiaire : $A_2= 0.72 \text{ m}^2$

Poids propre par section $P_{Ai} = \rho_{\text{béton}} \times A_i \times L_i$

Poids propre total $P_p=2 (P_{A1}+ P_{A2}+ P_{A3})$.

Donc :

$$P_{A1} = 25 \times 1.1043 \times 3 = 82.8225 \text{ kN}$$

$$P_{A2} = 25 \times 0.6080 \times 13.55 = 205.96 \text{ kN}$$

$$P_{A3} = 25 \times 0.7201 \times 1 = 18.0025 \text{ kN}$$

$$P_p = 2 \times (82.8225 + 205.96 + 18.0025) = 613.57 \text{ kN}$$

Poids linéaire de la poutre :

$$G_p = \frac{613.57}{35.1} = 17.48 \text{ kN/m.}$$

Le poids linéaire de toutes les poutres est :

$$G_{P(\text{total})} = 17.48 \times 7 = 122.36 \text{ kN/m.}$$

b. Poids propre de la dalle

Largeur du tablier $L=11\text{m}$.

On a une dalle en béton armé d'épaisseur 20 cm

$$G_{\text{dalle}} = 25 \times 0.2 \times 11 = 55 \text{ kN/m.}$$

IV.2 Poids propre des éléments non porteurs CCP (charges complémentaires permanentes)

Les éléments non porteurs d'un pont sont : les trottoirs, corniches, garde-corps, glissières, revêtement et tôle.

a. Revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de 8 cm d'épaisseur de $\rho_{rev} = 24 \text{ kN/m}^3$, étalée sur la largeur roulable $L_r = 9.5 \text{ m}$, et une couche d'étanchéité de 1 cm que l'on négligera, nous avons donc :

$$P_{rev} = e_{rev} \times L_r \times \rho_{rev} = 0.08 \times 9.5 \times 24 = 18.24 \text{ kN/m.}$$

b. Trottoir

On a $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ et la surface de trottoir est égale à 0.1325 m^2 .

Le poids du trottoir est donné par la formule suivante :

$$P_{tr} = 2 \times \rho_b \times S_{tr} = 6.625 \text{ kN /m.}$$

c. Corniche

La surface de la corniche est 0.1 m^2 .

$$P_{cor} = 2 \times \rho_b \times S_{cor} = 2 \times 25 \times 0.1 = 5 \text{ kN/m.}$$

d. Garde- corps

Le poids de garde-corps est 1 kN /m

$$P_{gc} = 2 \times 1 = 2 \text{ kN/m.}$$

e. Glissières

On a deux glissières de sécurité de poids égale :

$$P_{gli} = 2 \times 0.2 = 0.4 \text{ kN/m.}$$

f. Tôle inférieure

La tôle est une plaque métallique de faible épaisseur, utilisée pour que l'espace entre les poutres ne soit pas visible sous la demande de maître d'ouvrage.

Le poids de la tôle est :

$$P_{tôle} = n \times \rho_{tôle} \times L_{tôle} \times e_{tôle} = 6 \times 78.5 \times 0.4 \times 0.03 = 3.768 \text{ kN/m}$$

Les résultats sont résumés dans le Tableau IV- 1.

Tableau IV- 1:Récapitulatif du poids total du tablier

	Elements	Poids par mètre linéaire (kN/m)
CP	Poutres	122.36
	Dalle	55
CCP	Revêtement	18.24
	Trottoir	6.625
	Corniches	5
	Gardes corps	2
	Glissières	0.4
	Tôle inférieure	3.768
	Total	213.4
G	7490.34 kN	

IV.3 Actions dues au trafic

Les différents systèmes de charges qui évaluent les charges des ponts routiers sont : système de charge A, système de charge B, système de charges militaires et convois exceptionnels. Toutes ces charges sont déterminées à l'aide de règlement RCPR 2008.

IV.3.1 Système de charge A

Pour les ponts composants des portées unitaires atteignant au plus 200 m ; la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(L) par des coefficient a_1 , a_2 .

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times n \times Lv \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tel que :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{12+L} \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

D'où :

$$A (35.1) = 9.95 \text{ kN/m}^2.$$

- a_1 est déterminé selon la classe du pont comme indiqué dans le tableau (IV-2)

Tableau IV- 2: Valeur de a_1 (RCPR 2008)

Nombre de voies	1	2	3	4	> 5
Première classe	1	1	0.9	0.75	0.7
Deuxième classe	1	0.9	-	-	-
Troisième classe	0.9	0.9	-	-	-

- a_2 est déterminé à partir de la relation suivante : $a_2 = \frac{V_0}{Lv}$

V_0 est déterminé selon la classe du pont (Tableau IV-3) :

Tableau IV- 3: Valeurs de V_0 (RCPR 2008)

Classe de pont	V_0
1	3.5
2	3
3	2.75

Dans notre cas : $a_2 = 0.953$.

Les valeurs de la charge A sont données au tableau suivant :

Tableau IV- 4: Valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées

	A(L) kN/m ²	a_1	a_2	A (kN/m ²)	Lv	A (kN/m)
Une voie chargée	9.95	1	0.824	8.20	4.25	34.85
Deux voies chargées	9.95	1	0.824	8.20	8.5	69.7

IV.3.2 Coefficient de majoration dynamique

Il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- G : Charge permanente du pont.
- S : Charge maximale correspondante.
- L : Longueur de la travée, L=35m.

IV.3.3 Système de charge B

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

- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe²).
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe²).

a. Système de charge B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux ; tous à roues simples et munies de pneumatiques. Les caractéristiques de ce type sont clarifiées dans la figure ci-dessous :

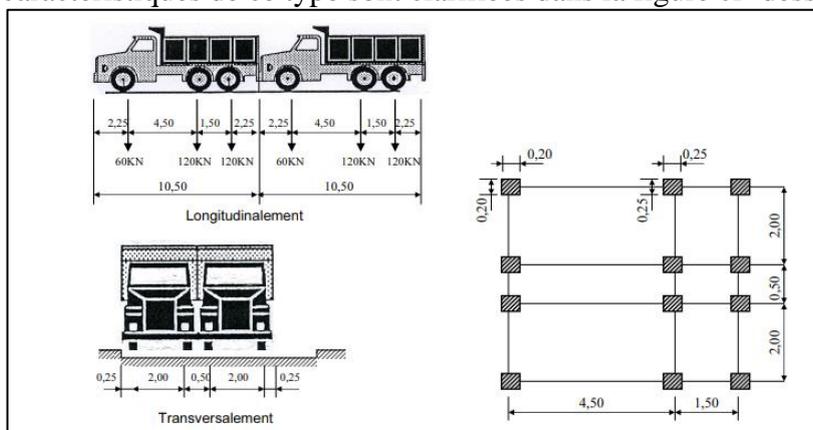


Figure IV- 2 : Système de charges B_c (RCPR 2008)

Selon le RCPR 2008, la masse totale du camion est 300kN, le nombre de camion par fil est limité à deux.

La charge S est donnée par la formule suivante :

$$S = n \times 300 \times bc = n \times (2E_{av} + 4 E_{ar})$$

n : Nombre de camions.

300kN : Poids d'un camion.

bc : Coefficient fonction du nombre de voies (Tableau IV-5) :

Tableau IV- 5: Valeur de bc (RCPR 2008)

Nombre de voies	1	2	3	4	≥ 5
Classe n°01	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Classe n°02	1	1	-	-	-
Classe n°03	1	0.8	-	-	-

Le coefficient de majoration de ce système :

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

Chapitre IV : Charges et surcharges

Le Tableau suivant montre les différentes valeurs de la charge B_C :

Tableau IV- 6: Charge du système B_C par essieu

Nombre de voies chargées	bc	S (kN)	δ_{Bc}	Charge B_C par essieu (kN)	
une voie chargée	1.2	720	1.064	EAV	76.608
				EAR	153.216
deux voies chargées	1.1	1320	1.075	EAV	141.9
				EAR	283.8

- EAV : Essieu avant.
- EAR : Essieu arrière.

b. Système de charge B_r :

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.60m et le côté longitudinal 0.30m.

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable (figure IV.3).

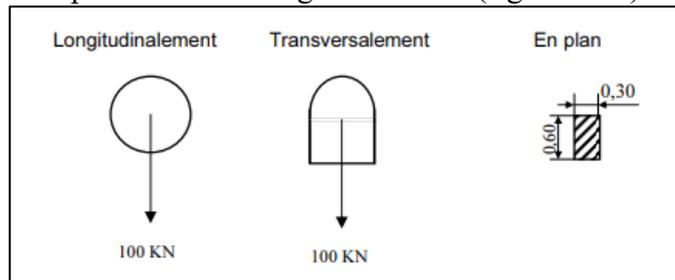


Figure IV- 3: Système de B_r (RCPR 2008)

Le coefficient de majoration de système B_r est :

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{L}{S}} = 1.0519$$

Donc :

$$B_r = 105.16 \text{ kN.}$$

c. Système de charge B_t

Un tandem de système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatique.

Ce système est dans la figure IV- 4 :

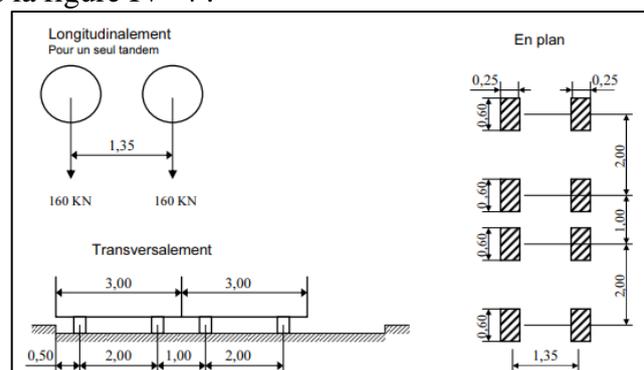


Figure IV- 4: Système de charge B_t (RCPR 2008)

Chapitre IV : Charges et surcharges

Le coefficient de majoration de ce système :

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

Avec :

$$S = 320 \times b_t \times n$$

n : Nombre des voie

$b_t=1.2$ Pour un pont de première classe RCPR 2008 .

Le tableau ci-dessous résume les charges de système Bt :

Tableau IV- 7: Charge de système Bt

Nombre de voies chargées	bt	S (kN)	δ _{bt}	Charge Bt par essieu (kN)
Une voie chargée	1.2	384	1.0575	203.04
Deux voies chargées	1.2	768	1.065	408.96

d. Effort de freinage F

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc, sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent pas à la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui.

L'effort de freinage correspondant à la charge A selon RCPR2008 est égal à :

$$F_A = \frac{A \times L \times L_c}{20 + 0.0035 \times L \times L_c}$$

Le tableau ci-dessous résume les efforts de freinage :

Tableau IV- 8: Efforts de freinage

	Voie	S(m ²)= L × L _c	A (kN/m ²)	F (kN)
Travée seul	1 voie	149.175	8.20	59.61
	2 voies	298.35	8.20	116.25
Deux travée	1 voie	298.35	8.20	116.25
	2 voie	596.7	8.20	221.52

L'effort de freinage correspondant à la charge Bc selon RCPR2008 est égal à : 300 kN.

e. Système militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 (Figure IV-5). Les caractéristiques des véhicules sont :

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal, un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est illimité.
- Poids total : 1100 kN.
- Longueur d'une chenille : 6.10m.
- Largeur d'une chenille : 1.00m.

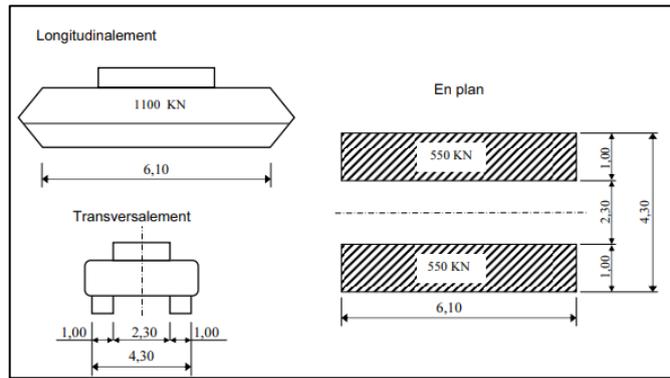


Figure IV- 5: Système de charge Mc120 (RCPR2008)

La charge Mc120 est :

$$P_{MC120} = \frac{1100}{6.1} \times 1.07 = 192.95 \text{ kN/m.}$$

Tel que :

$$\delta_{MC120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} = 1.07$$

f. Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 kN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2m de large et 18.6m de long (Figure IV.6).

- Le poids par mètre linéaire égal à 129 kN/m.
- Le poids par mètre carré égal à 40.32 kN/m².

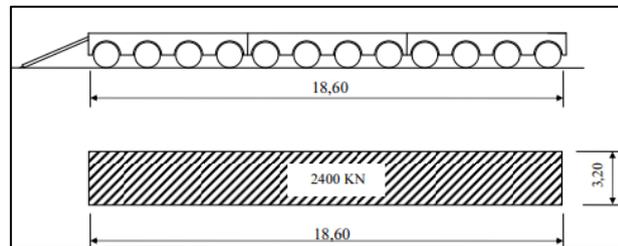


Figure IV- 6: Convoi D240 (RCPR2008)

IV.4 Autres Charges

Surcharge sur trottoir

Surcharge d'un trottoir égale à 1.5 kN/m²

$$b = Lt = 0.53 \text{ m}$$

$$Q_{tr} = 2 \times 0.53 \times 1.5 = 1.59 \text{ kN/m}$$

g. Surcharge sur les garde-corps

Elle est donnée selon RCPR2008 par la relation :

$$Q_{gc} = 0.5(1 + b) = 0.5(1 + 0.53) = 0.765 \text{ kN/m}$$

La figure suivant represente la surcharge sur les garde corps

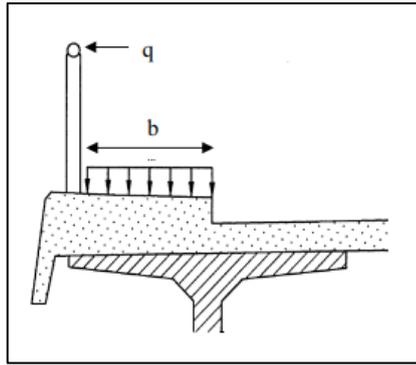


Figure IV- 7: Charge sur garde-corps (RCPR2008)

IV.5 Moments fléchissant dûs aux surcharges

IV.5.1 Utilisation des lignes d'influences

Les lignes d'influences d'une poutre sont les courbes représentatives de la variation d'un effet en un points donné en fonction de la position d'une charge unité mobile. Elles permettent de déterminer très simplement quelles sont les zones de chargement favorables (défavorable) qui minimisent (maximisent) une action en un point.

Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force P dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

IV.5.2 Utilisation de théorème de BARRE

Pour le système B nous utilisons le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse de la poutre. Le théorème est défini comme suit :

Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées par rapport au milieu de la poutre.

a. Poids propres de poutre

La charge est uniformément répartie (figure IV.8) :

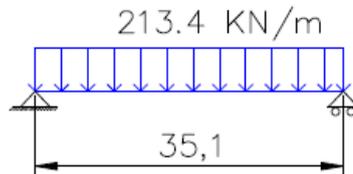


Figure IV- 8: Poutre sous le poids propre de tablier

$$M_{\max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{g \times L^2}{8} = 32863.87 \text{ KN/m.}$$

b. Surcharge A(L)

La charge est uniformément répartie (figure IV.9)

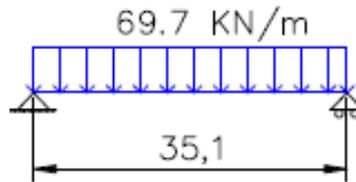


Figure IV- 9: Poutre sous la Surcharge A(L)

$$M_{\max} = M(L/2) = \frac{QL^2}{8} = 302.7375 \text{ kN/m.}$$

c. Surcharge Bc

• 1^{ere} cas

Le moment fléchissant maximum est situé dans le côté gauche de l'essieu de P_2 qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre (figure IV.10) :

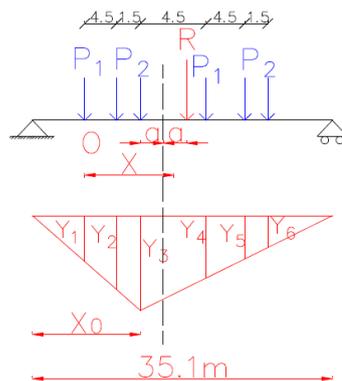


Figure IV- 10: Poutre sous la surcharge Bc cas 1

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow P_2 \times 4.5 + P_2 \times 6 + R \times x + P_1 \times 10.5 + P_2 \times 15 + P_2 \times 16.5 = R \times x$$

Avec :

$$P_1 = 141.9 \text{ kN et } P_2 = 283.8 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R \times x = P_2 \times 4.5 + P_2 \times 6 + P_1 \times 10.5 + P_2 \times 15 + P_2 \times 16.5 = 13423.74 \text{ kN.ml}$$

$$R = \sum P_i = 1419 \text{ kN} \quad \Rightarrow x = \frac{13423.74}{1419} = 9.46 \text{ m}$$

On a:

$$x = 2 \times a + 6 \Rightarrow a = 1.73 \text{ m.}$$

➤ Calcul des ordonnées

Y_3 est déterminé comme suit :

$$Y_3 = \frac{x_0 \times (L - x_0)}{L} \text{ tel que : } x_0 = \frac{L}{2} - a = 17.5 - 1.73 = 15.82 \text{ m}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

$$Y_3 = 8.69\text{m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Yi), On applique le théorème de Thalès (Tableau IV.9) :

Tableau IV- 9 : Calcul des ordonnées cas 1.

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
5.39	7.86	8.69	6.66	4.63	3.96

$$M_{max} = \sum P_i Y_i = 8844.627 \text{ kN.m}$$

- **2^{ème} cas**

Le moment fléchissant maximum est situé dans le côté droit de l'essieu de P₁ qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre (figure IV.11)

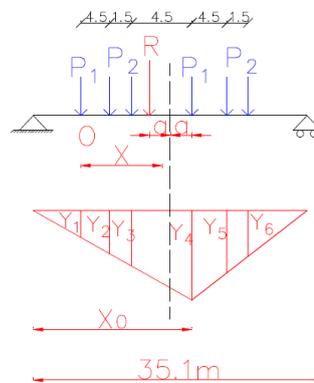


Figure IV- 11: Surcharge Bc cas 2

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow P_2 \times 1.5 + P_1 \times 6 + P_2 \times 10.5 + P_2 \times 12 + P_1 \times 16.5 = R \times x$$

$$R \times x = 10003.95 \text{ kN.m}$$

$$R = \sum P_i = 1419 \text{ kN} \Rightarrow x = \frac{10003.95}{1419} = 7.05\text{m}$$

On a

$$x = 2 \times a + 6 \Rightarrow a = 0.525 \text{ m.}$$

➤ **Calcul des ordonnées**

Y₄ est déterminé comme suit :

$$Y_4 = \frac{x_0 \times (L - x_0)}{L} \text{ Tel que : } x_0 = 17.5 - 0.525 = 17.025 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_4 = 8.77$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Yi), On applique le théorème de Thalès (Tableau IV.10):

Tableau IV- 10 : Calcul des ordonnées cas 2

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
3.67	5.86	6.59	8.77	6.45	5.68

$$M_{max} = \sum P_i Y_i = 8735.36 \text{ kN.m}$$

Donc on voit que le cas le plus défavorable est celui du 1^{er} cas (résultante à gauche de l'axe de la poutre).

$$M_{max}(Bc) = 8844.627 \text{ kN.m}$$

d. Surcharge Bt

Dans ce cas, la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre (figure IV.12). On suit la même procédure de calcul (théorème de Barre).

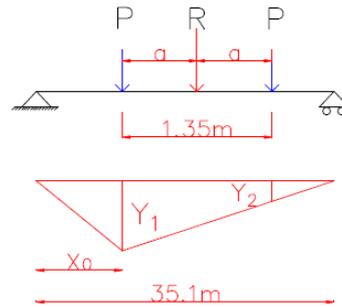


Figure IV- 12 : Surcharge Bt

$$\sum M/p = 0 \Rightarrow P \times 1.35 = R \times 2a$$

$$P = 408.96 \text{ kN} \quad \text{et} \quad 2P = R$$

$$2a = 1.35 \times \frac{P}{R} \Rightarrow a = 0.3375 \text{ m}$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - a = 17.2125$$

$$Y_1 = 8.77 \quad \text{et} \quad Y_2 = 8.1$$

$$M_{max} = \sum P_i Y_i = 6899.1552 \text{ kN.m}$$

e. Système militaire Mc120

Ce système est représenté par la figure suivante :

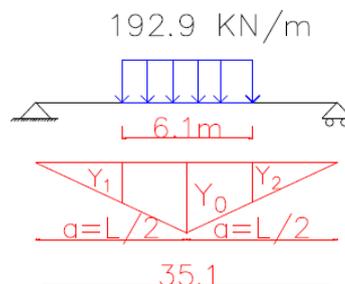


Figure IV- 13: Ligne d'influence sous-système militaire Mc120

$$Y_0 = \frac{x_0 \times (L - x_0)}{L} \quad \text{avec} \quad x_0 = \frac{L}{2}$$

$$Y_0 = \frac{L}{2} = 8.775 \quad \Rightarrow \quad Y_1 = Y_2 = \frac{Y_0 \times (\frac{L}{2} - 3.05)}{x_0} = 7.225 \text{ m}$$

La surface $S = S_1 = S_2$

$$S = \frac{(Y_0 + Y_1) \times 3.05}{2} = \frac{(8.775 + 7.25) \times 3.05}{2} = 24.44 \text{ m}^2$$

$$M_{max} = 2 \times S \times P = 9430.82 \text{ kN.m}$$

f. Charge exceptionnelle D240 :

Ce système est représenté par la figure ci-dessous :

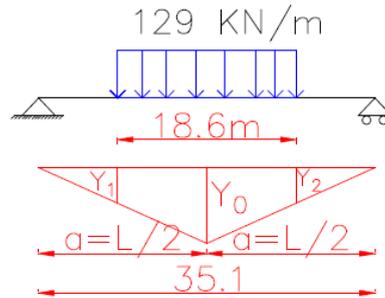


Figure IV- 14 : Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240

$$Y_0 = \frac{a^2}{L} = 8.775 \Rightarrow Y_1 = Y_2 = \frac{Y_0 \times (\frac{L}{2} - 9.3)}{\frac{L}{2}} = 4.125$$

$$S = S_1 = S_2 = \frac{(Y_0 + Y_1) \times 9.3}{2} = 59.985 \text{ m}^2$$

$$M_{max} = 2 \times S \times P = 15476.13 \text{ kN.}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant M_{max} :

Tableau IV- 11 : Moments maximum

Charges	Moments maximum (KN.m)	$M_{max}/\text{poutre}(\text{KN.m})$
Poids propre de tablier	32863.87	/
Surcharge A(l)	302.7375	43.25
Surcharge B _c	8844.627	126.37
Surcharge B _t	6899.1552	985.59
Système militaire M _c 120	9430.82	1347.26
Charge exceptionnelle D240	15476.13	2210.87

IV.6 Calcul des efforts tranchants

IV.6.1 Effort tranchant dû au poids propre

Le poids propre est considéré comme une charge uniformément répartie (Figure IV.15).

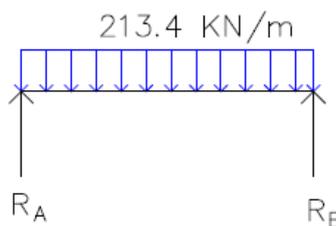


Figure IV- 15: Poids propre de tablier

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

$$R_A = 3745.17 \text{ kN/m} \Rightarrow T_{max} = R_A = 3745.17 \text{ kN/m}$$

IV.6.2 Effort tranchant dû aux surcharges

a. Surcharges A (L)

Elle uniformément répartie sur le tablier (Figure IV.16).

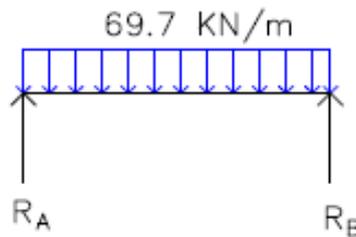


Figure IV- 16 : Surchage A(L)

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

$$R_A = 3745.17 \text{ kN/m} \Rightarrow T_{max} = R_A = 1223.235 \text{ kN/m}$$

b. Surcharges Bc

La répartition de Bc est représentée dans la figure IV.17.

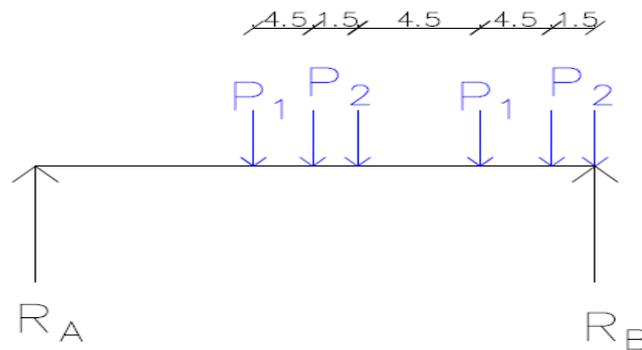


Figure IV- 17 : Surchage Bc

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times 35.1 = P_2 \times 35.1 + P_2 \times 33.6 + P_1 \times 29.1 + P_2 \times 24.6 + P_2 \times 23.1 + P_1 \times 18.6$$

$$\Rightarrow P_1 = 141.9 \text{ kN} \text{ et } P_2 = 283.8 \text{ kN}$$

$$R_A = 1133.99 \text{ kN} \quad R_B = -285.01 \text{ kN} \Rightarrow T_{max} = R_A = 1133.99 \text{ kN}$$

c. Surcharges Bt

La répartition est représentée dans la figure IV.18 :

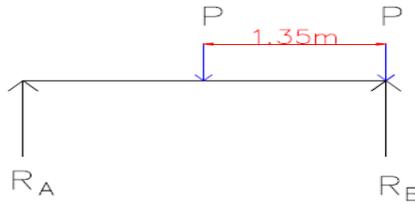


Figure IV- 18 : Surchage Bt

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 35.1 \times R_A - P \times 35.1 - P \times 33.75 = 0$$

$$R_A = 802.19 \text{ kN} \quad R_B = -15.73 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = R_A = 802.19 \text{ kN}$$

d. Surcharges Mc120

La répartition est montrée dans la figure IV.19:

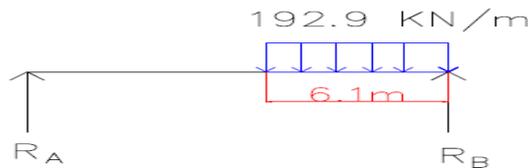


Figure IV- 19 : Surchage Mc120

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow 35.1 \times R_A - 192.9 \times 6.10 \times \left(35.1 - \frac{6.01}{2}\right)$$

$$R_A = 1074.44 \text{ kN} \quad , \quad R_B = 102.25 \text{ kN} \Rightarrow T_{\max} = R_A = 1074.44 \text{ kN}$$

e. Surcharges D240 :

La figure IV.20 représenté la répartition de ce type de charge :

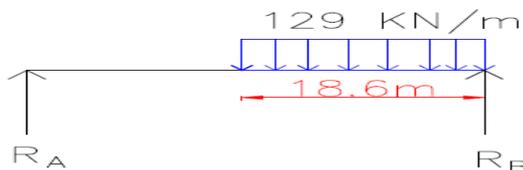


Figure IV- 20 : Surcharges D240

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 35.1 \times R_A - 129 \times 18.60 \times \left(35 - \frac{18.6}{2}\right) = 0$$

$$R_A = 1763.66 \text{ kN} \quad , \quad R_B = 635.74 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = R_A = 1763.66 \text{ kN}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants maximums :

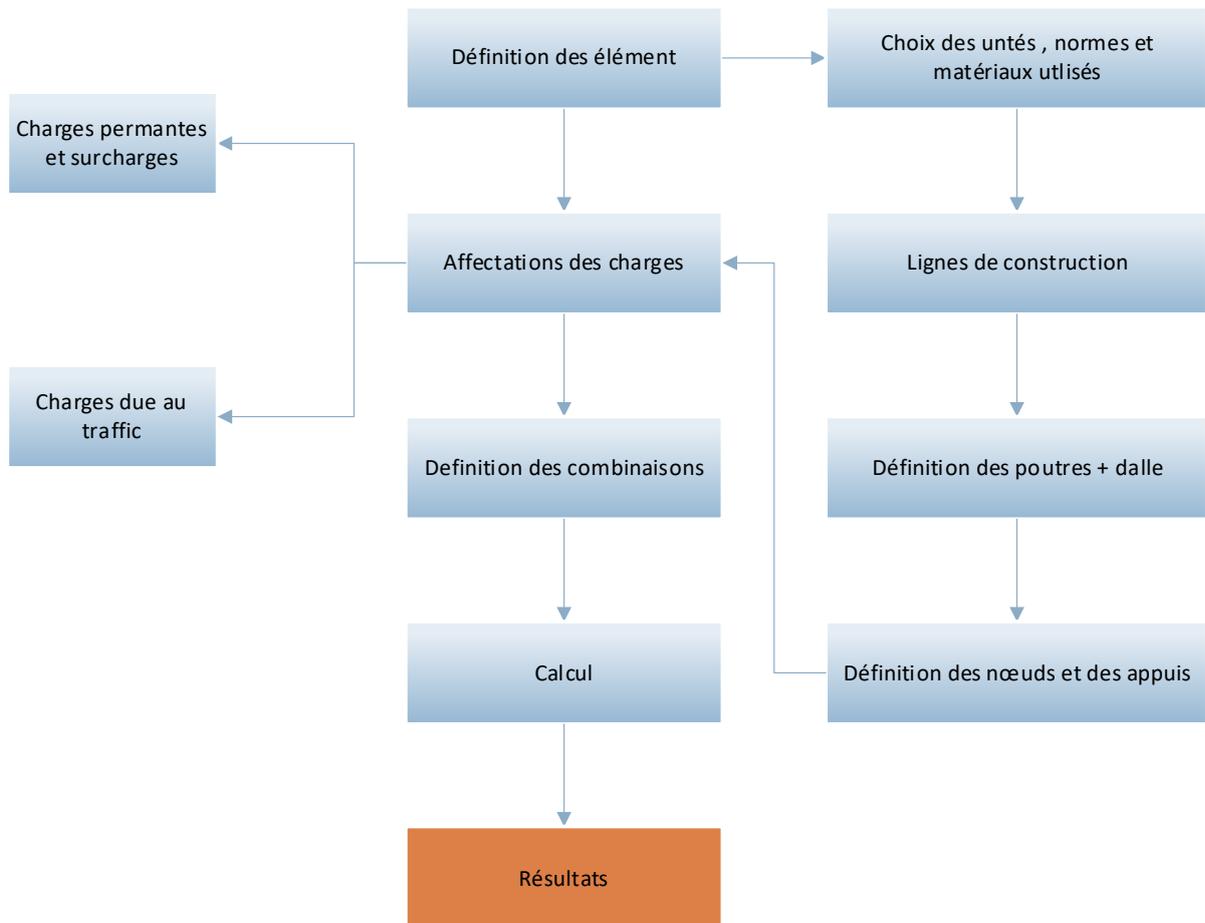
Tableau IV- 12 : Efforts tranchants maximums

Charges	Efforts tranchants maximum (kN)	$T_{\max}/\text{poutre(kN)}$
Poids propre du tablier	3745.15	/
Surcharge A(l)	1223.235	174.74
Surcharge B_c	1133.99	161.99
Surcharge B_t	802.14	114.59
Système militaire M_c120	1074.44	15.34
Charge exceptionnelle D240	1763.66	251.95

IV.7 Conclusion

Le calcul des charges et surcharges permet d'évaluer les sollicitations appliquées sur l'ouvrage sous les différentes combinaisons à l'E.L.U et L'E.L.S. Ce dernier nous a permis d'étudier la précontrainte et de calculer le ferrailage des poutres.

Chapitre V : Modélisation



V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation du pont avec « Autodesk Robot structure 2021 » avec les différentes charges aux états limites (ELU et ELS) pour obtenir les sollicitations sous forme des diagrammes des moments et des efforts tranchants.

V.2 Étapes de modélisation

La modélisation se fait comme suit :

V.2.1 Définition et affectation des éléments

- Choix des unités (kN, m), normes (BAEL91) et matériaux utilisés (Béton $f_{c28}=40\text{MPa}$).
- Définition des lignes de construction.
- Importation des différentes sections de la poutre de l'AUTOCAD.
- Définition des poutres comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des nœuds et des appuis.

La figure suivante représente les éléments affectés :

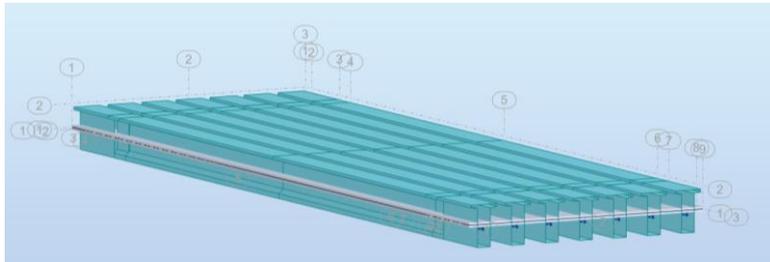


Figure V- 1: Définition des poutres, lignes de constructions, dalle, appui

V.2.2 Affectation des charges et surcharges

a. Affectation des charges complémentaires permanentes

Poids des revêtements, Poids des corniches, Poids du garde-corps, de la glissière de sécurité et la tôle inférieure.

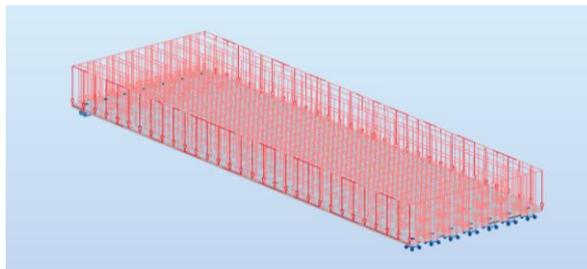


Figure V- 2: Affectation des charges complémentaires permanentes (CCP)

b. Affectation des surcharges

Les surcharges dû au trottoir sont représentées dans la figure ci-dessous :

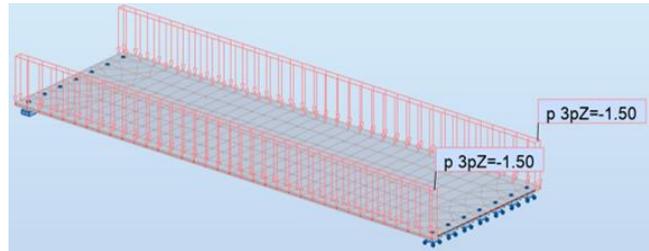


Figure V- 3: Affectation des surcharges

c. Affectation des surcharges roulables

L'affectation des surcharges roulantes (Figure V-4).

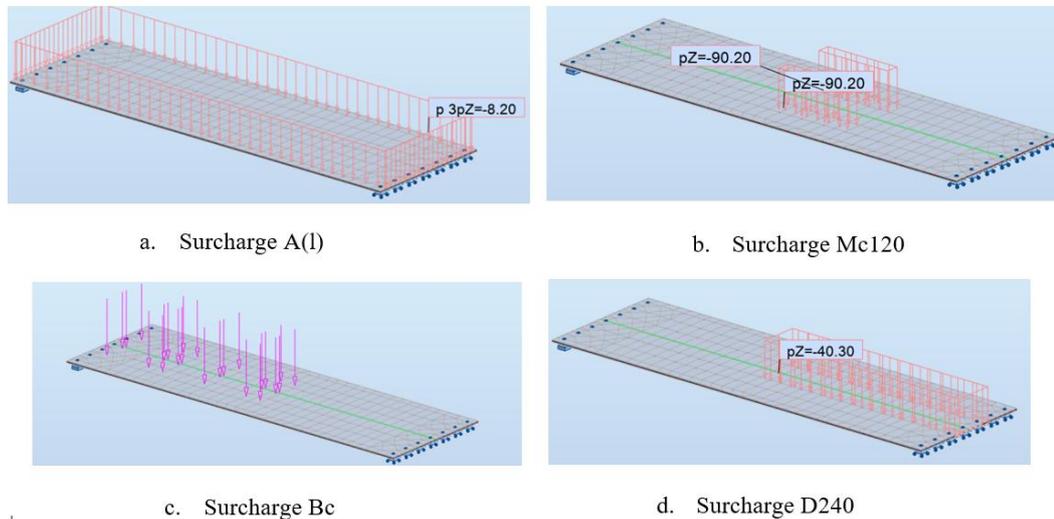


Figure V- 4: Surcharge roulante

V.2.3 Définition des combinaisons de charges

Le tableau suivant résume les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau V- 1:Combinaisons de charge.

Etats	Combinaisons
ELU	$1.35G + 1.6 (A + St)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + St)$
	$1.35G + 1.35D240$
	$1.35G + 1.35Mc120$
ELS	$G + 1.2 (A + St)$
	$G + 1.2 (Bc + St)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

V.3 Résultats numériques obtenus par le logiciel ROBOT

a. Moment et effort tranchant dus au poids propre de la poutre+dalle

La figure V.5 présente le diagramme du moment fléchissant dû au poids propre de la poutre+dalle. Le moment max est : $M_{poids_poutre} = 3.74MN.m$

Chapitre V : Modélisation



Figure V- 5: Moment fléchissant dû au poids propre de la poutre + dalle

La figure V.6 représente le diagramme de l'effort tranchant dû au poids propre de la poutre+dalle. L'effort tranchant max est : $T_{\text{poids poutre}} = 0.453 \text{ MN}$

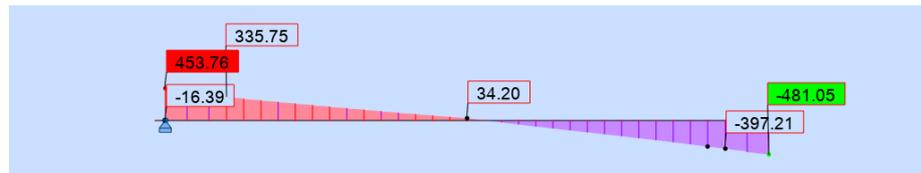


Figure V- 6: Effort tranchant dû au poids propre de la poutre+ dalle

b. Moment et effort tranchant à l'ELS

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite service (G+D240).

La figure V.7 représente le diagramme de moment fléchissant. Le moment maximum est : $M_{\text{ELS_Max}} = 7.230 \text{ MN.m}$

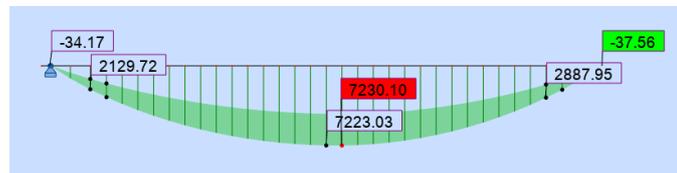


Figure V- 7: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

La figure V.8 représente le diagramme de l'effort tranchant. L'effort tranchant max est : $T_{\text{ELS_Max}} = 0.965 \text{ MN}$

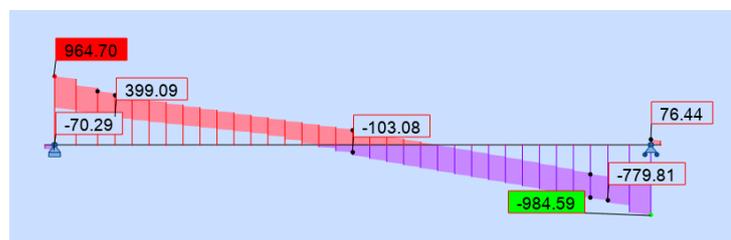


Figure V- 8: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

c. Moment et effort tranchant à l'ELU

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime (1.35 G +1.35 D240) :

La figure V.9 représente le diagramme de moment fléchissant à l'ELU. Le moment max est : $M_{Elu_Max}=9.76 \text{ MN.m}$

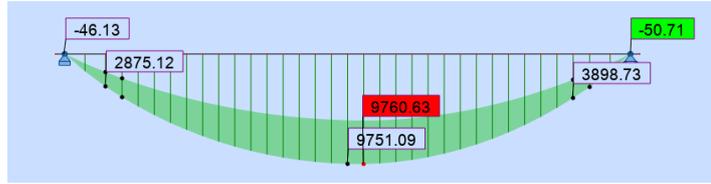


Figure V- 9:Diagrammes des moments fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La figure suivante représente le diagramme de l'effort tranchant. L'effort tranchant max est : $T_{Elu_Max}=1.302 \text{ MN}$

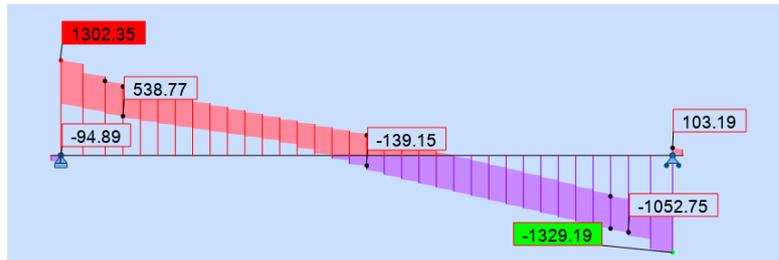


Figure V- 10: Diagramme des efforts tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

V.4 Conclusion

Après la définition des différentes charges et surcharges à l'aide de logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021, nous avons obtenues les moments et efforts tranchant maximaux aux états limites. Ces efforts sont :

A l'état limite ultime :

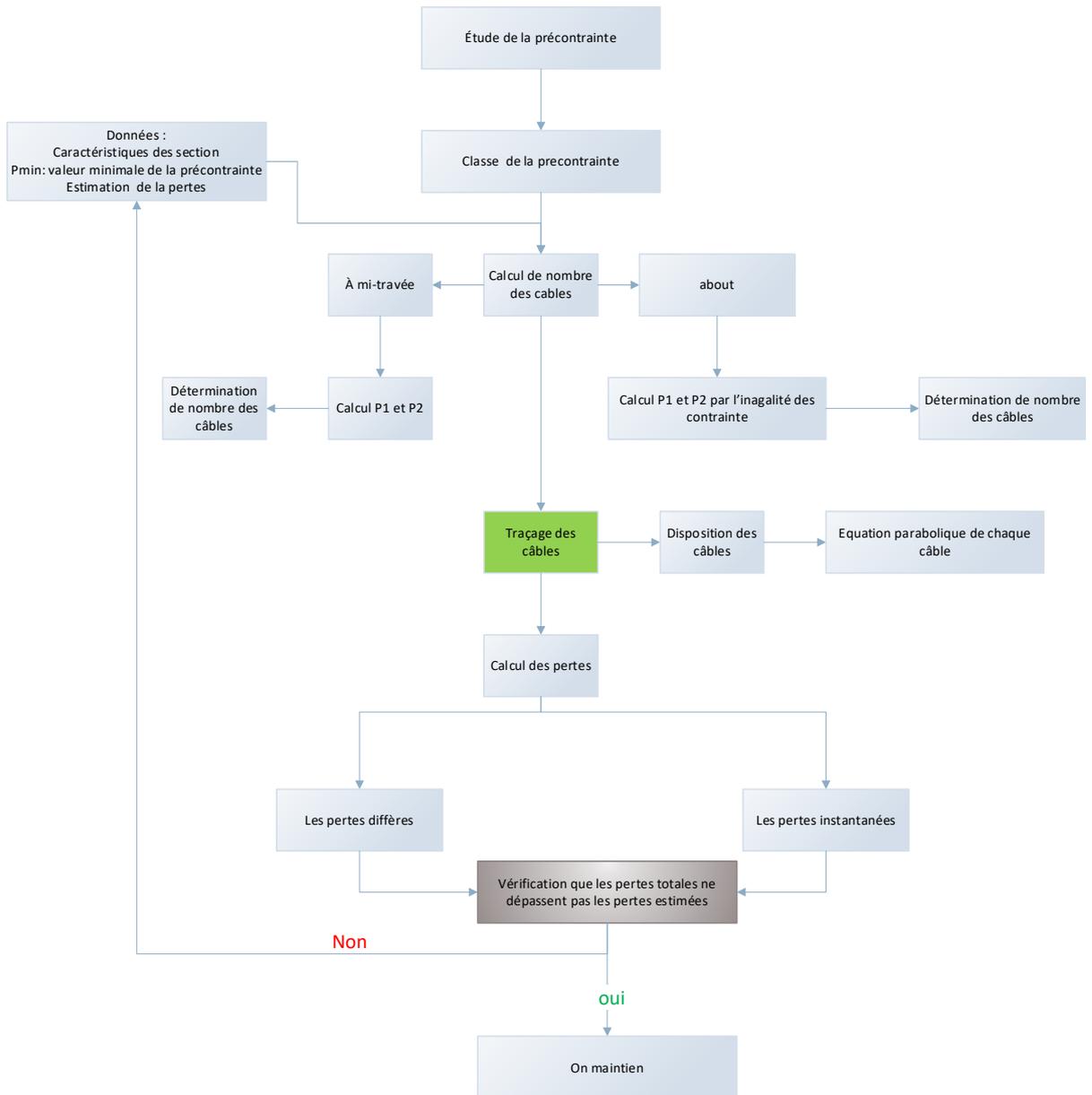
- $M_{max} = 9.76 \text{ MN.m}$, $T_{max}=1.302 \text{ MN}$

A l'état limite de service :

- $M_{max} = 7.230 \text{ MN.m}$, $T_{max}=0.965 \text{ MN}$
- $M_{min} = 3.74 \text{ MN.m}$, $T_{min}=0.453 \text{ MN}$

Ceci nous permettra de calculer la précontrainte par la suite.

Chapitre VI : Etude de la précontrainte



VI.1 Introduction

La précontrainte est une technique mécanique qui permet de réaliser des ouvrages à grandes portées. Elle est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsqu'on tend les câbles, ils vont, par réaction, appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

En effet, la précontrainte a pour but de soumettre le béton, lors de sa fabrication, à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage est mis en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage. On distingue deux modes de précontrainte :

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

Dans notre étude, le mode utilisé est la précontrainte par post-tension car la portée de l'ouvrage est supérieure à 30m (SETRA 1996).

VI.2 Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures actives (câbles ou torons) mises en tension après coulage et durcissement du béton. Ce dernier doit avoir une résistance mécanique à la compression suffisante, pour lui permettre de supporter les efforts de précontrainte auxquels il sera soumis. Dans ce procédé de précontrainte, le câble logé dans sa gaine, et sous l'action du vérin auquel il est attaché, s'allonge et se tend à l'effort P . Le vérin qui prend appui le béton de la pièce à précontraindre, exerce sur elle un effort de compression égal à P (P est donc l'effort de précontrainte développé par le câble). Une fois tendu, ce dernier est ancré sur le béton, ce qui assure une permanence de la compression.

VI.3 Etapes de la précontrainte par post-tension

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes (Fig.VI-1) :

- Positionnement des gains dans le coffrage avant le bétonnage.
- Introduction des câbles dans les gaines après le durcissement de béton.
- Mise en tension des câbles par des vérins.
- Ancrage des câbles par des systèmes d'ancrages.
- Remplissage des gaines par le coulis d'injection.

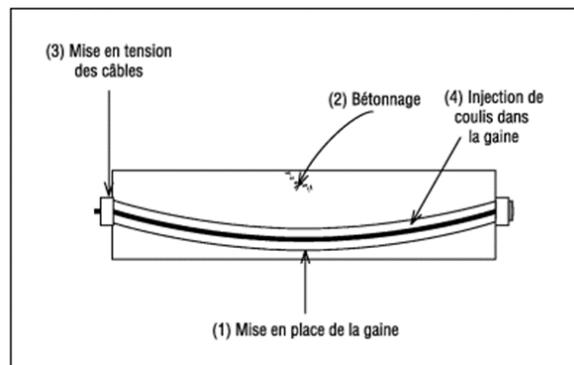


Figure VI- 1: Etapes générales de réalisation de la précontrainte

VI.4 Classe de la précontrainte

Compte tenu du fait que la précontrainte peut compenser partiellement ou totalement les charges d'exploitation, on peut parler de classes de précontrainte. Le classement prend en compte les probabilités de fissuration et d'ouverture des fissures. Pour les justifications des seules contraintes normales vis-à-vis des ELS, les sections sont rattachées à l'une de ces classes, telles que :

- En classe I : pas contrainte de traction ni de contrainte de compression minimale. Cette classe concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.
- En classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle est particulièrement destinée aux éléments exposés aux intempéries ou à une ambiance agressive (ponts, bâtiments industriels) et à ceux qui comportent de nombreux joints.
- En classe III : cette classe, contrairement à la précédente, admet une ouverture limitée des fissures dans le béton sous sollicitations extrêmes. Cependant, on ne doit pas dépasser un certain état limite d'ouverture des fissures définit pour l'ensemble de la section sous les différentes combinaisons. La vérification des contraintes en classe III intéresse essentiellement les pièces en atmosphère peu agressive (Bâtiments courants).
A partir de cette classification on peut en déduire que notre pont appartient à la classe II

VI.5 Dimensionnement de la précontrainte

VI.5.1 Caractéristiques des matériaux

a. Béton

Les caractéristiques de béton sont :

- **Résistances**

$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ en compression ; $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$ en traction

➤ **Contraintes admissibles**

➤ **En compression**

En construction : $\sigma_{bc1} = (0.6 \times f_{cj})$

En service : $\sigma_{bc2} = (0.5 \times f_{cj})$

➤ **En traction**

En construction : $\sigma_{tc1} = -f_{ij} = (\text{fibre inférieure})$ et $-1.5 \times f_{ij} = (\text{fibre supérieure})$

En service : $\sigma_{tc2} = -f_{ij} = (\text{fibre inférieure})$ et $-1.5 \times f_{ij} = (\text{fibre supérieure})$

b. Acier :

Dans cette étude, nous avons choisi des aciers de type 12T15 TBR (très basse relaxation) dont les caractéristiques sont :

Câble : 12T15.

Section de 12T15=1680mm².

f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1643 MPa.

f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie =1860 MPa.

D : Diamètre de la gaine = 80 mm.

➤ Tension à l'origine

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \text{Min} (1488 ; 1478) = 1478 \text{ MPa}$$

La force exercée sur un seul câble :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 1478 \times 1680 \times 10^{-6} = 2.48 \text{ MN.}$$

VI.5.2 Détermination du nombre de câbles

a. A mi-travée

La précontrainte est calculée pour la section de la poutre avec hourdis à mi travée où les caractéristiques sont déjà définies dans le chapitre III.

Le tableau suivant résume les caractéristiques géométriques de la section à mi- travée

Tableau VI- 1: Caractéristiques géométriques de la section à mi- travée

	A(cm ²)	V(cm)	V' (cm)	I(cm ⁴)	ρ (%)
Poutre	6080	83.55	96.45	24222971.77	49.4%
Poutre +hourdis	9120	72.367	127.633	41119464.83	48.81%

Les moments à utiliser sont

M_{\max} : Moment maximum à l'ELS (en charge) = 7.23 MN.m

M_{\min} : Moment sous le poids propre = 4.96 MN.m

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 2.27 \text{ MN.m}$$

La précontrainte minimale doit respecter la condition suivante :

$$P_{\min} = \text{Sup} (P_I ; P_{II})$$

Les valeurs de P_I et P_{II} sont :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I \times \sigma_{bt1}}{v'} + \frac{I \times \sigma_{bt2}}{v}}{\rho \times h} \quad \text{Section sous - critique}$$

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \frac{I \times \sigma_{bt2}}{v'}}{v' + (\rho \times v) - d'} \quad \text{Section sur - critique}$$

Avec :

P_I : Précontrainte minimale (section sous critique)

P_{II} : Précontrainte minimale (section sur -critique)

d' : Enrobage = 24cm

h : 200cm

Les contraintes limites à la traction sont données par :

$$\sigma_{bt1} = -1.5 f_{t28} = -4.5 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bt2} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa}$$

On trouve :

$$P_I = -1.6 \text{ MN} \quad \text{et} \quad P_{II} = 4.34 \text{ MN}$$

On a : $P_I < P_{II} \Rightarrow$ section sur-critique.

$$P_{\min} = \text{Sup} (P_I ; P_{II}) = 4.34 \text{ MN}$$

➤ Détermination du nombre de câbles N :

La section est sur-critique, l'estimation des pertes à 30% donne :

$$P_{\min} \leq N \cdot P(x,t)$$

Avec :

$$P(x,t) = P_0 - \Delta P_0 \Rightarrow P_{\min} \leq N \times 0.70 P_0$$

D'où :

$$N \geq 2.5$$

Donc :

On prend $N=3 \Rightarrow 3$ câbles 12T15.

b. A l'about

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre médiane sans hourdis.

L'excentricité est donnée par :

$$e_0 = -(v' - d') = -0.7245 \text{ cm}$$

Nous devons vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure.

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} - \frac{v'}{I_G} (P \times e_0 + M_g) \leq \sigma_{ci} = 24 \text{ MPa} \dots (1)$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} + \frac{v}{I_G} (P \times e_0 + M_g) \geq \sigma_{ts} = -4.5 \text{ MPa} \dots (2)$$

De l'équation (1) et (2) on trouve que :

$$P \leq 7.62 \text{ et } P \leq 16.2$$

$$D'autre : P \leq 0.70 \times N \times P_0$$

D'où :

$$\text{Fibre supérieure : } N \leq 9.33 \quad \text{et} \quad \text{Fibre inférieure : } N \leq 4.39$$

On prend trois câbles à l'about ($N=3$).

VI.5.3 Disposition des câbles

a. Dispositions des câbles à l'about

On prend un espacement de 40cm (e_1) entre deux câbles successifs, et on détermine e_2 et e_3 de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortantes sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

Alors :

$$M_{p/about} = 0 \Rightarrow 3 \times P \times v' = P \cdot e_3 + P (e_3 + e_1) + P(2e_1 + e_3) = 0$$

Ce qui donne :

$$e_3 = v' - e_1 = 95.9 - 40 = 55.9 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad e_2 = v - e_1 = 84.1 - 40 = 44.1 \text{ cm}$$

La disposition des câbles à l'about est donnée dans la figure suivante :

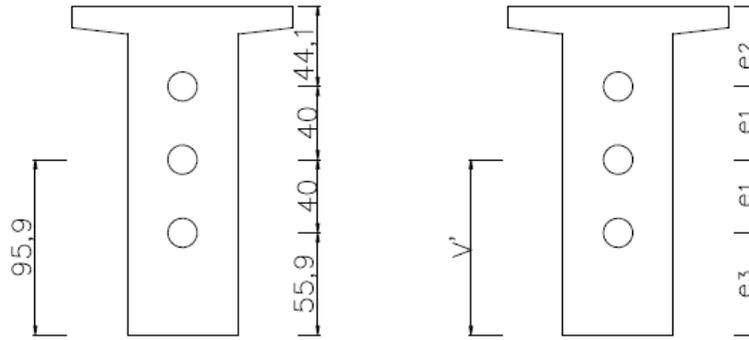


Figure VI- 2:Disposition des câbles à l'about

b. Position des câbles à mi- travée

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL91, a une valeur égale ou supérieure au diamètre de la gaine. Nous prenons l'espacement égal aux diamètres de la gaine qui est de 8cm (FigVI-3) :

On a:

$$2c+2D=60 \Rightarrow c=22\text{cm}$$

$$2D+d=40 \Rightarrow d=24\text{cm}$$

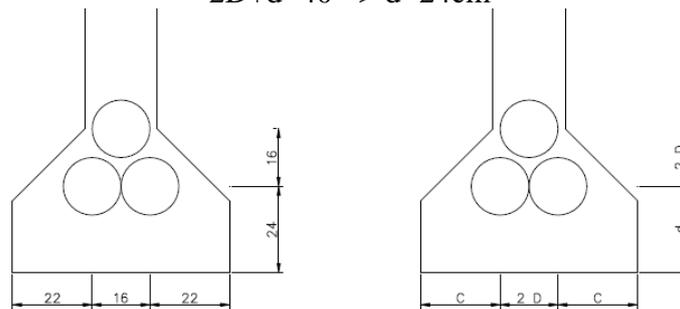


Figure VI- 3: Disposition câbles à mi- travée

VI.5.4 Tracé des câbles

a. Angles de relevages

A l'about les contraintes de cisaillements sont généralement élevées, donc le choix de l'angle de relevage dépend de celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq \bar{V} \leq V$$

Avec :

V : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

V Estimé égal à $\tau \times b_n \times 0.8 \times h$

$\bar{V} = T_m - P \times \sin \alpha$: sous l'effet minimal des charges.

$\bar{V} = T_M - P \times \sin \alpha$: sous l'effet maximal des charges.

$$T_M = 0.965 \text{ MN}$$

$$T_m = 0.306 \text{ MN}$$

α : Angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Donc on peut agir sur α de façon à ne pas créer de cisaillement excessif tel que :

$$\tau : \text{Contrainte tangentielle limite à l'E.L. } S = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{A}$$

Avec :

$$P = 0.7 \times N \times P_0 = 0.7 \times 3 \times 2.48 = 5.2 \text{ MN}$$

$$A = A_{brutte} - N \times \pi \times \frac{D^2}{4} = 1.15 \text{ m}^2 ; \text{ La section utilisée est celle d'about avec hourdis.}$$

$$\sigma_x = \frac{5.2}{1.15} = 4.52 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)} = 3.005 \text{ MPa.}$$

$$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot D = 0.56 \text{ m}$$

Tel que :

$$b_0 = 0.6 \text{ m.}$$

$m = 1$: nombre de gaine par lit.

$D = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine.

$$V = \tau \cdot b_n \cdot 0.8h = 2.69 \text{ MN.}$$

D'après les conditions imposées sur appui on a :

$$\sin^{-1}\left(\frac{T_M - V}{P}\right) \leq \alpha \leq \sin^{-1}\left(\frac{T_m + V}{P}\right)$$

Donc :

$$-19.37^\circ \leq \alpha \leq 35.18^\circ$$

La valeur optimale de α est donnée par :

$$\alpha_0 = \sin^{-1}\left(\frac{T_M + T_m}{P}\right) = \sin^{-1}\left(\frac{0.965 + 0.306}{5.2}\right) = 14.26^\circ$$

b. Tracé individuel des câbles

Chaque câble a un tracé parabolique avec une partie courbe et une partie rectiligne (Figure VI-4).

L'équation de la parabole de chaque câble est $y=ax^2$, où les calculs sont effectués dans l'Annexe 3 Avec :

$$\frac{dy}{dx} = \tan(\alpha) \Rightarrow \tan(\alpha) = 2 \times a$$

La figure suivante représente les caractéristiques de la position des câbles

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

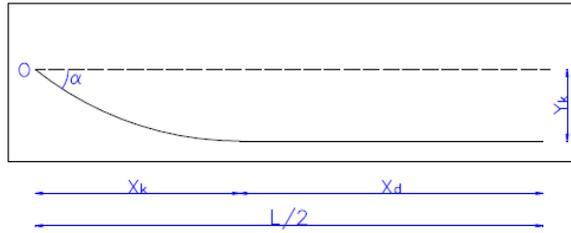


Figure VI- 4 : Tracé général du câble

Les caractéristiques de la position des câbles sont données au tableau VI.3

Tableau VI- 2 : Tracé général du câble

	A	tan α	y_k	x_k	x_d	a
Câble 1	10	0.18	0.319	3.62	13.93	0.024
Câble 2	15.28	0.27	0.719	5.178	12.37	0.026
Câble 3	20	0.36	0.959	5.27	12.28	0.034

Câble 1 : $Y = 0.024 x^2$, Câble 2 : $Y = 0.026 x^2$, Câble 3 : $Y = 0.034 x^2$

VI.6 Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte

Les contraintes (ou forces) de précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte (Pertes de charge). On les classe en deux types :

- Les pertes instantanées qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. Elles sont dues à :
 - Frottement du câble dans sa gaine.
 - Tassement des organes d'ancrage (ou recul d'ancrage).
 - Non simultanément des mises en tension des différents câbles.

- Les pertes différées qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été mise en précontrainte. Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :
 - Retrait et fluage du béton.
 - Relaxation des aciers.

VI.6.1 Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine

Ces pertes se produisent par frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension du câble, dans les zones où le câble rentre au contact de la gaine et plus particulièrement, dans les parties courbes et aux points où le tracé du câble présente des irrégularités.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{f0}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\theta + \phi x)})$$

Tel que :

f : coefficient de frottement en courbe, $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$.

Φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur, $\phi = 0,002 \text{ m}$.

σ_{p0} : tension à l'origine, $\sigma_{p0} = 1478 \text{ MPa}$.

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

X : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

θ : déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe, on considère son tracé dans l'espace. : $\theta = \alpha$ en rad

Les valeurs de θ sont indiquées sur le tableau suivant :

Tableau VI- 3 : Valeurs de l'angle θ

	α (°)	θ (rad)
Câble 1	10	0.17
Câble 2	15.28	0.27
Câble 3	20	0.34

Donc :

$$\Delta\sigma_{f0}(x) = 1478 \times (1 - e^{-(0.18\theta + 0.002x)})$$

Les résultats du calcul des pertes dues au frottement pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 4 : Pertes par frottement

x (m)		0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{f0}$ (Mpa)	Câble 1	44.54	54.56	57.06	61.22	69.47	93.98
	Câble 2	70.11	79.96	82.41	86.48	94.60	118.67
	Câble 3	87.74	97.46	99.89	103.91	111.92	135.69
$\sum \sigma_{f0}$ (Mpa)		202.39	231.98	239.36	251.61	275.99	348.34
$\sigma_{f0 \text{ moy}}$ (MPa)		67.46	77.32	79.78	83.87	91.99	116.11

VI.6.2 Pertes par recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du recul (glissement) des torons ou fils dans les clavettes et dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

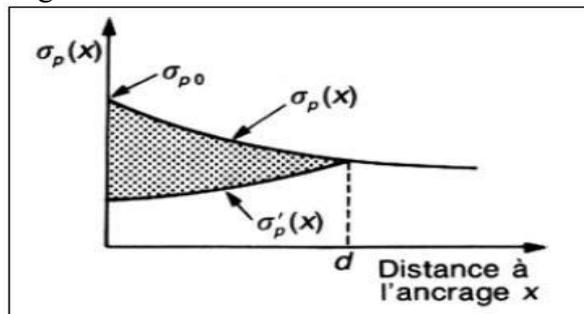


Figure VI- 5: Diagramme des tensions du câble

Avec :

σ_{p0} : Contrainte initiale.

σ_{p0}' : Contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_{p0}$: Perte de tension.

g : Intensité du recul d'encrage, $g=6\text{mm}$.

λ : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$E_p=195000 \text{ MPa}$

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} \cdot \psi}} \quad \text{Et} \quad \psi = f\left(\frac{\alpha}{L}\right) + \phi$$

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Les valeurs de λ sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI- 5: Valeur de λ pour chaque câble

	α (rd)	$\Psi \cdot 10^{-3}$ (m)	λ (m)
Câble 1	0.17	2.87	16.61
Câble 2	0.27	3.38	15.30
Câble 3	0.34	3.74	14.55

Les pertes dues au recul d'ancrage sont données par :

$$\Delta\sigma_{rec} = (\sigma_{p0} - \sigma_{p0}')(\lambda - x)/\lambda = 2 \sigma_{p0} \times \Psi \times (\lambda - x)$$

Les résultats du calcul des pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 6: Pertes par recul d'ancrage

x(m)		0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	Câble 1	140.91	111.13	103.69	91.28	66.46	0
	Câble 2	152.86	117.79	109.02	94.41	65.19	0
	Câble 3	160.85	122.05	112.35	96.18	63.84	0
$\sum\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)		454.62	350.97	325.06	281.87	195.49	0
Moy		151.54	116.99	108.35	93.9	65.16	0

VI.6.3 Pertes de non-simultanéité

Le raccourcissement élastique du béton est principalement dû à la non simultanéité de la mise en tension des câbles de précontrainte.

Les règles du béton précontraint aux états limites (BPEL91) proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{rb}(x) = \sigma_b(x) \frac{E_p}{2E_{ij}}$$

Tel que :

E_{ij} : Module du Young instantanée de béton à 28jours.

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa.}$$

E_p : Module d'élasticité des armatures. $E_p = 195000 \text{ MPa.}$

$\sigma_{b(x)}$: Contrainte normale du béton. $\sigma_b(x) = \frac{P}{A} + \frac{M(x).e}{I_G} + \frac{P.e}{I_G}$

$$P = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{f\theta}).$$

$$M(x) = 0.5 \times G \times x \times (L - x) : \text{moment fléchissant dû au poids propre.}$$

Le tableau suivant représente excentricité des câbles

Tableau VI- 7: Excentricité des câbles

	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
Cable 1	0.559	0.269	0.24	0.24	0.24	0.24
Cable 2	0.959	0.709	0.24	0.24	0.24	0.24
Cable 3	1.359	0.939	0.4	0.4	0.4	0.4
e_1	-0.4	-0.69	-0.719	-0.719	-0.719	-0.719
e_2	0	-0.25	-0.719	-0.719	-0.719	-0.719
e_3	0.4	-0.02	-0.559	-0.559	-0.559	-0.559
e_{moy}	0	-0.32	-0.665	-0.665	-0.665	-0.665

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

e_{moy} : Excentricité de câble moyenne .

Les calculs des pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 8 : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

x(m)	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
P	6.34	6.46	6.5	6.55	6.65	6.86
P.e ²	0	0.66	2.87	2.89	2.94	3.03
M(x).e	0	-0.62	-0.78	-0.99	-1.34	-1.79
σ_b (MPa)	5.74	10.79	19.31	18.61	17.54	16.4
$\Delta\sigma_{rb}$ (MPa)	14.87	27.96	50.04	48.23	45.45	42.5

➤ Récapitulatif des pertes instantanées (Tableau VI.9)

Les pertes totales dues aux pertes instantanées sont égales à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{rb}$$

Tableau VI- 9: Pertes instantanées

X(m)	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	233.87	222.27	238.17	226	202.6	158.61
% $\sum \Delta\sigma_{inst}$	15.8	15	16.11	15.29	13.7	10.7

VI.7 Pertes différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps (retrait et fluage du béton, relaxation des aciers), ce qui entraîne une diminution progressive de la précontrainte dans le câble.

VI.7.1 Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est la déformation par raccourcissement spontané du béton, au cours de son durcissement. Cette déformation est principalement due à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment. Le raccourcissement de retrait provoque une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte. C'est la perte de tension due au retrait $\Delta\sigma_{ret}$, dont la valeur finale est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \times \varepsilon_r$$

Avec :

E_p : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte, $E_p=195000$ MPa.

ε_r : Retrait total du béton, $\varepsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}$

Alors :

$$\Delta\sigma_{ret} = 29.25 \text{ MPa}$$

VI.7.2 Pertes par relaxation des aciers

L'acier fortement tendu sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement. Ce phénomène, appelé relaxation, est corrélatif du fluage (variation de longueur sous contrainte constante). Son importance dépend très sensiblement de la température. Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu(x) - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Tel que :

$\rho_{1000} = 2.5\%$ (la relaxation à 1000h).

$$\mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale, c'est-à-dire après les pertes instantanées.

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

f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie, $f_{prg}=1860$ MPa.

μ_0 : Coefficient pris pour l'armature TBR , $\mu_0=0.43$ (BPEL91)

Les calculs des pertes sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 10: Pertes par relaxation des aciers

X(m)	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
$\sigma_{pi}(x)$	1244.13	1255.73	1239.83	1252	1275.4	1319.39
$\mu(x)$	0.66	0.67	0.66	0.67	0.68	0.7
$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	42.92	45.2	42.77	45.07	47.82	53.43

VI.7.3 Pertes par fluage

Sous l'action d'une contrainte de compression, le béton subit des déformations au cours du temps. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl} = K_{fluage} \times \sigma_{bc} \times \frac{E_p}{E_i}$$

Où :

$$K_{fluage} = \frac{E_i - E_v}{E_v} \times (1 - 0.3) = \frac{3E_v - E_v}{E_v} = 2 \times 0.7 = 1.4$$

σ_b : Contrainte normale du béton. $\sigma_b(x) = \frac{P}{A} + \frac{M(x).e}{I_G} + \frac{P.e}{I_G}$

$M(x) = 0.5 \times G \times x \times (L - x)$: Moment fléchissant dû au poids propre.

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

E_{i28} : Module de déformation instantanée du béton à 28 jours.

E_v : Module de déformation différée du béton à 28 jours.

Les câbles sont tirés à 28 jours avec une dissipation du fluage du béton estimée à 30 %.

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI- 11: Pertes par fluage

X(m)	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
P	5.9	5.95	5.88	5.93	6.03	6.23
e	0	-0.32	-0.665	-0.665	-0.665	-0.665
P.e ²	0	0.6	2.6	2.62	2.66	2.775
Mg.e	0	-0.62	-0.78	-0.99	-1.34	-1.79
σ_{bc}	5.34	9.7	17.18	16.48	15.1	14.29
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	38.75	70.39	124.6	119.59	109.557	103.7

Les pertes totales dues aux pertes différées sont égales à :

$$\sum\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{relax} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{fl}$$

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

Les résultats sont résumés au tableau suivant :

Tableau VI- 12 : Pertes totales dues aux pertes différées

X(m)	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
$\sum \sigma_{diff}$ (MPa)	104.46	133.1	175.85	173.97	168.32	169.09
$\% \sum \sigma_{diff}$	7	9	11.8	11.7	11.38	11.4

Le résultat final des pertes de tension est représenté dans le tableau suivant :

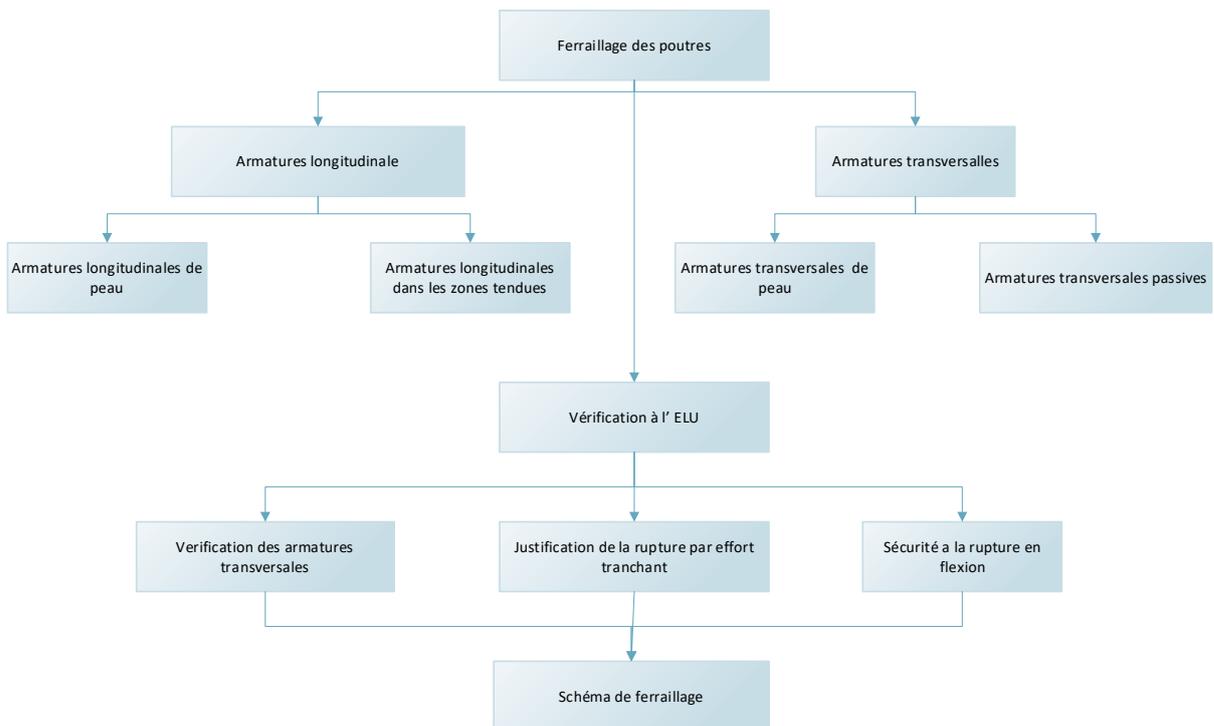
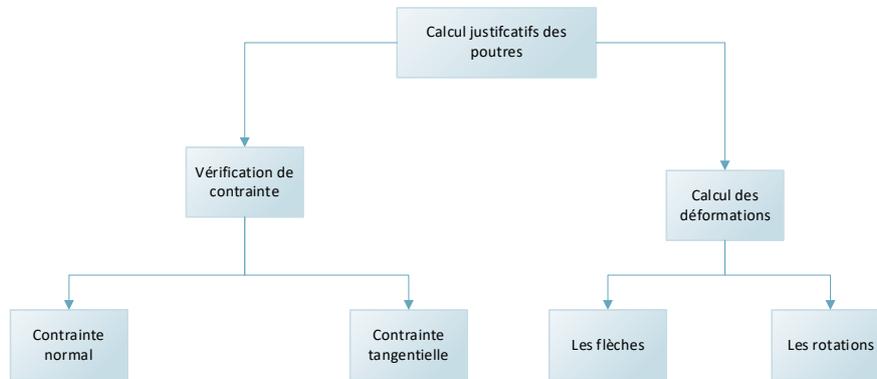
Tableau VI- 13 : Pertes totales

X(m)	0	L/10	L/8	L/6	L/4	L/2
$\sum \sigma_{Final}$	338.33	355.37	414.02	399.97	370.92	354.7
$\% \sum \sigma_{Final}$	22.8	24.04	28.1	27.06	25.09	23.9

VI.8 Conclusion

Dans cette étude, le nombre des câbles est égal à trois et le pourcentage maximal des pertes est égal 28.1%. Ce pourcentage est inférieur à l'estimation préconisée précédemment (30%). Par conséquent, les trois câbles sont suffisants pour reprendre la totalité des efforts auxquels ils seront soumis.

Chapitre VII : Calcul justificatif des poutres et calcul des déformations



VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, on doit vérifier les contraintes normales et tangentielles conformément aux normes utilisées (BAEL91), et calculer les déformations.

On distingue différents types de sections, à savoir :

- Section brute : c'est la section du béton seul sans prendre en considération les trous des gaines et les aciers.
- Section nette : c'est la section comprenant la section brute et les trous des gaines.
- Section homogène : c'est la section comprenant la section nette et la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence.

VII.2 Caractéristiques nettes et homogènes de la section médiane

VII.2.1 Calcul des caractéristiques nettes

Le calcul des caractéristiques nettes de la section médiane est donné par les expressions suivantes :

$$A_n = A_b - N \times A_g$$

$$I_n = (v'_n - v'_b)^2 \times A_b - N \times I_g - A_g \times \sum (v'_n - y_i)^2 + I_b$$

$$v'_n = \frac{A_b \times v'_b - \sum A_g \times y_i}{A_n}$$

Tel que :

A_n : Section nette.

N : Nombre de câbles.

A_b : Section brute.

A_g : Section de la gaine, égale à $5 \cdot 10^{-3}$.

v'_n : Distance entre le centre de gravité de la section nette et sa fibre inférieure.

v'_b : Distance entre le centre de gravité de la section brute et sa fibre inférieure.

y_i : Distance entre le câble i et la fibre inférieure qui est égale :

$$y_1 = 0.24 \quad ; \quad y_2 = 0.24 \quad ; \quad y_3 = 0.4$$

I_n : Inertie de la section nette.

$I_g = 2.01 \times 10^{-6}$: Inertie de la gaine.

I_b : Inertie de la section brute.

Les caractéristiques brutes et nettes de la section médiane (poutre seule) sont données dans le tableau ci-dessous (voir chapitre III) :

Tableau VII- 1: Caractéristiques brute et nette de la section médiane sans hourdis

	A (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	v (m)
Section brute	0.64	0.26	0.9645	0.8355
Section nette	0.62	0.25	0.9885	0.8115

Les caractéristiques brute et nette de la section médiane (avec hourdis) sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII- 2: Caractéristiques brute et nette de la section médiane avec hourdis

	A(m ²)	I (m ⁴)	v'(m)	v (m)
Section brute	0.96	0.5	1.27	0.72
Section nette	0.945	0.495	1.285	0.715

VII.2.2 Calcul des caractéristiques homogènes (poutre +hourdis)

Le calcul des caractéristiques homogènes est donné par les formules suivantes :

$$A_h = A_n + n \times N \times A_p$$

Tel que :

A_h : Aire de la section homogène.

v'_h : Distance entre le centre de gravité de la section homogène et sa fibre inférieure.

$$v'_h = \frac{A_n \times v'_n + N \times A_p \times \sum y_i}{A_n}$$

I_h : Inertie de la section homogène.

$$I_h = I_n + A_n \times (v'_h - v'_n)^2 + N \times A_p \times \sum (y_i - y_h)^2$$

A_p : Section de câble de précontrainte = 1680 mm².

n : Coefficient d'équivalence acier-béton = 5.18 (rapport entre le module de déformation longitudinale E_p et le module d'élasticité instantanée de béton E_{ij}).

N : Nombre de câbles.

Les caractéristiques sont présentées dans le tableau VII.3 :

Tableau VII- 3: Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + hourdis)

$A_h(m^2)$	$v'_h(m)$	$v_h(m)$	$I_h(m^4)$
0.97	1.29	0.71	0.54

VII.3 Phases de construction

La vérification se fait suivant les phases suivantes :

Tableau VII- 4 : Phases de vérification des contraintes

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Après j	7 jours	28 jours	A vide	En service
Mise en tension	50%	100%	100%	100%
Section résistante	Section nette de la poutre seul	Section nette de la poutre seul	Section homogène de la poutre plus hourdis	Section homogène de la poutre plus hourdis
K coefficient de mise en tension	0.5	1	1	1
Pertes	10%	20%	30%	30%
Moment considéré	Poids propre de la poutre seul	Poids propre de la poutre seul	Poids propre de tablier	Combinaison la plus défavorable(G+D240)

VII.4 Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS)

La vérification se fait à la classe II, selon le règlement BPEL91.

VII.4.1 Contraintes admissibles en service

Les contraintes limites à l'état limite de service sont données comme suit :

Contraintes admissibles en construction :

$$J = 7 \text{ jours} : \begin{cases} f_{c7} = 26.49 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{ci} = 0.6 f_{c7} = 15.89 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 2.18 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{ts} = -1.5 f_{t7} = -3.27 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$J \geq 28 \text{ jours} : \begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{ci} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{ts} = -1,5 f_{t28} = -4,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Sous combinaison (G +D240) :

$$\begin{cases} \sigma_{cs} = 0,5 f_{c28} = 20 \text{ MPa} \\ \sigma_{ti} = -f_{t28} = -3 \text{ MPa} \end{cases}$$

VII.4.2 Vérification de la contrainte normale

La précontrainte est représentée à un instant t par deux valeurs caractéristiques :

$$P_1 = 1,02 \times k \times P_0 - 0,8 \times k \times \Delta P(x, t) \Rightarrow \text{en phase de construction}$$

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P(x, t) \Rightarrow \text{en phase de service}$$

Avec :

P_0 : Précontrainte à l'origine.

$\Delta P(x ; t)$: Perte de la précontrainte à l'abscisse x et l'instant t .

K : Coefficient de mise en tension

La vérification se fait sur les contraintes σ_{sup} , σ_{inf} Tel que :

➤ Etat à vide

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{n \times P}{A} + \frac{v}{I} (M_p + M_i) \geq \sigma_{ts}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{n \times P}{A} - \frac{v'}{I} (M_p + M_i) \leq \sigma_{ci}$$

➤ Etat en charge

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{n \times P}{A} + \frac{v}{I} (M_p + M_i) \leq \sigma_{cs}$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{n \times P}{A} - \frac{v'}{I} (M_p + M_i) \geq \sigma_{ti}$$

Avec :

M_i : Moment considéré pour chaque phase

Tel que :

M_g : Moment de la poutre pour la phase 1 et 2

M_t : Moment de tablier

M_{G+D240} : Moment due à la combinaison la plus défavorable

σ_c : Contrainte de compression.

σ_t : Contrainte de traction.

P : Effort de la précontrainte.

A : Section considérée

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.

$\bar{\sigma}_i$: Contrainte admissible.

M_p : Moment de la précontrainte

$$M_p = -P_i \times \sum (v' - Y_i)$$

Moment due au poids propre de la poutre (phase 1 et 2) :

$$M_{poutre} = \frac{q_{poutre} \times L^2}{8} = \frac{0,01748 \times 35,1^2}{8} = 2,69 \text{ MN.m}$$

Contrainte due au poids propre de tablier (phase 3) :

$$M_{\text{Tablier}} = \frac{q_{\text{tablier}} \times L^2}{8} = \frac{0.03214 \times 35.1^2}{8} = 4.96 \text{ MN.m}$$

Application numérique (Tableau VII-5) :

Tableau VII- 5: Vérification des contraintes normales

	Pertes (%)	P _i (MN)	M _p (MN.m)	M (MN.m)	Contraintes (MPa)	vérification
Phase 1	10	1.16	-2.41	2.69	$\sigma_{\text{sup}}=6.52$	Vérifiée
					$\sigma_{\text{inf}}= 4.5$	
Phase 2	20	2.13	-4.45	2.69	$\sigma_{\text{sup}}= 4.59$	Vérifiée
					$\sigma_{\text{inf}}= 17.26$	
Phase 3	30	1.93	-5.77	4.96	$\sigma_{\text{sup}}=4.90$	Vérifiée
					$\sigma_{\text{inf}}= 7.90$	
Phase 4	30	1.54	-4.60	7.23	$\sigma_{\text{sup}}=8.22$	Vérifiée
					$\sigma_{\text{inf}} = -1.52$	

VII.5 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue suivant les cinq étapes citées plus haut.

Pour cela, on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 \end{cases}$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle qui est donnée par la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{red}}(y) \times S(y)}{b_n(y) \times I_n}$$

Avec :

τ : Contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre d'ordonnée (y).

$V_{\text{red}}(y)$: Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique par rapport à l'axe G_z de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée y.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_z

$b(y)$: Largeur nette de l'âme de la poutre.

On donne :

$$S(y) = \frac{I_n}{0.8 \times h} \rightarrow \tau(y) = \frac{V_{\text{red}}}{0.8 \times b_n \times h}$$

Les tableaux suivants représentent les caractéristiques brute, nette et homogène de la section d'about :

Tableau VII- 6: Caractéristiques brute et nette de la section d'about sans hourdis

	A (m ²)	I (m ⁴)	v' (m)	v (m)
Section brute	1.1625	0.34	0.959	0.841
Section nette	1.1475	0.333	0.967	0.833

Tableau VII- 7 : Caractéristiques brute et nette de la section d'about avec hourdis

	A(m ²)	I	v'	v
Section brute	1.4825	0.57	1.1621	0.8379
Section nette	1.4675	0.558	1.171	0.829

Tableau VII- 8: Caractéristiques homogènes de la section d'about (poutre + hourdis)

A _h (m ²)	v' _h (m)	v _h (m)	I _h (m ⁴)
1.4936	1.174	0.826	0.602

Tel que :

$$\begin{cases} V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i \\ V_{ser} = \frac{g \times L}{2} \\ b_n = b_0 - m \times K \times D \end{cases}$$

Avec :

b_n : Largeur nette de la section au niveau y (déduction de largeur de gaine).

b₀ : Largeur brute de l'âme.

m : Nombre de gaines par lit.

K=0.5 (phase 1).

K= 1 (autres phases) dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

D=80mm : Diamètre de gaine.

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité qui est donnée par la formule :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_n}$$

Avec :

P : Force de précontrainte.

α_i : Angle de relevage du câble de la précontrainte.

Vérification des inégalités

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) = \bar{\tau}_1^{-2}$$

$$\tau^2 = 0.488 MPa^2 \leq \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) = \bar{\tau}_2^{-2}$$

De la même manière, on fait le calcul pour les autres phases.

Les résultats sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII- 9 : Résultats du calcul de la vérification des contraintes tangentielles

Phase	P (MN)	V _{red} (MN)	S(y)	σ _x (MPa)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_1^{-2}$ (MPa ²)	$\bar{\tau}_2^{-2}$ (MPa ²)	Vérification
1	1.16	-0.597	0.23	2.92	-0.74	3.6	8.81	Vérifiée.
2	2.13	-1.3537	0.23	5.36	-1.8	7.88	18.38	Vérifiée
3	1.93	-0.8	0.376	3.73	-0.96	6.58	16.68	Vérifiée
4	1.54	-0.235	0.376	2.98	-0.282	5.98	15.72	Vérifiée

VII.6 Calcul des flèches et contre flèches

VII.6.1 Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie (q/m). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

Avec :

$L=35.1\text{m}$.

$M_G=4.96\text{ MN.m}$

$E_v =$ Module de déformation longitudinale différée : $E_v=12539.82\text{ MPa}$

I_G : Moment d'inertie (poutre+ hourdis) = 0.5 m^4 .

Donc :

$$f_G = 10.12\text{ cm}.$$

VII.6.2 Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les charges sont uniformément réparties :

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

$$M_s = M_{max} - M_{min} = 2.27\text{ MN.m}$$

Donc :

$$f_s = 4.64\text{ cm}.$$

VII.6.3 Contre-flèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la contre-flèche est calculée par l'intégrale de Maxwell-Mohr :

$$f = \int_0^l \frac{M_p \cdot \bar{M}}{E_v \times I_G} dx$$

Le moment dû à la précontrainte est donné par :

$$M_p = \sum P_i \times e_i$$

$$P_i = A_p \times (\sigma_{p0} - \sigma_{final}) \times \cos(\alpha)$$

a. A l'about ($x=0L$)

On a:

$$P_1 = 1680 \times 10^{-6} \times (1478 - 338.33) \times \cos(10) = 1.88\text{ MN}$$

$$P_2 = 1680 \times 10^{-6} \times (1478 - 338.33) \times \cos(15.28) = 1.84\text{ MN}$$

$$P_3 = 1680 \times 10^{-6} \times (1478 - 338.33) \times \cos(20) = 1.80\text{ MN}$$

b. A mi- travée

$$P_1 = P_2 = P_3 = 1680 \times 10^{-6} \times (1478 - 354.7) = 1.88\text{ MN}$$

Le tableau suivant représente le calcul de moment de la précontrainte moyenne :

Tableau VII- 10: Calcul du moment de précontrainte moyenne

Section	Cable		M _p
	e (m)	P _i (MN)	
About	-0.425	1.88	-0.17
	-0.025	1.84	
	0.375	1.80	
Mi-Travée	-0.719	1.88	-3.75
	-0.719	1.88	
	-0.559	1.88	

Les diagrammes de M et \bar{M} sont montrés dans les figures suivantes :

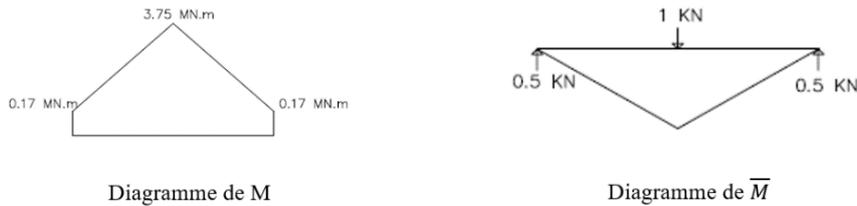


Figure VII- 1: Diagramme des moments

Donc :

$$\int_0^{L/2} M \cdot \bar{M} dx = \frac{1}{6} (8.775)(17.55)(-0.17 + 2 \times (-3.75)) = -196.86$$

$$f_p = \frac{2 \times (-196.86)}{0.26 \times 12539.82} = -0.1207 \text{ m}$$

$f_p = -12.07 \text{ cm}$ (flèche dirigée vers le haut)

VII.6.4 Flèche totale

a. Flèche en construction

La flèche en construction est donnée par

$$f_c = \frac{3}{4} \times (|f_p| - f_G) = 1.4625 \text{ cm}$$

b. Flèche en service

La flèche en service est donnée par :

➤ A vide : $f = f_G + f_p + f_c = -0.4875 \text{ cm}$

➤ En charge : $f = f_G + f_p + f_s + f_c = 4.1525 \text{ cm}$

La flèche calculée en charge : $f = 4.1525 \text{ cm}$.

La flèche admissible : ($L/500 = 7.02 \text{ cm}$) doit être supérieure à la flèche calculée (4.1525 cm), d'où la condition est vérifiée.

VII.7 Calcul des rotations au niveau des appuis

VII.7.1 Rotation sous le poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

$$L=35.1\text{m.}$$

$$M_G=4.96 \text{ MN.m}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 12539.82 \text{ MPa.}$$

$$I_G : \text{Moment d'inertie (poutre+ hourdis)} = 0.5 \text{ m}^4$$

D'où :

$$\theta_G = 9.258 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

VII.7.2 Rotation sous les surcharges

L'expression de θ_s est donnée par :

$$\theta_s = \frac{q.L^3}{24.E_v.I_G} = \frac{M_s.L}{3.E_v.I_G} = 4.23 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.7.3 Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

L'expression de θ_p est donnée par :

$$\theta_p = -\frac{1}{EI} \int M.\bar{M}.dx$$

M et \bar{M} sont montrés dans les figures suivants :

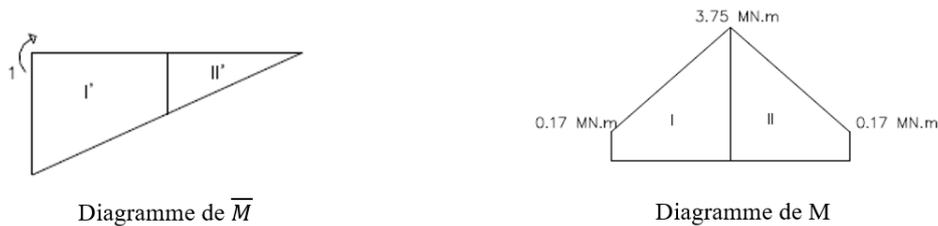


Figure VII- 2 : Diagramme des moments

$$\int M.\bar{M}.dx = I.I' + II.II' = \frac{17.55}{6} (1 \times (2 \times 0.17 + 3.75) + \frac{1}{2} (0.17 + 2 \times 3.75)) + \frac{1}{6} \times \frac{1}{2} \times 17.55 (0.17 + 2 \times 3.75)$$

$$\int M.\bar{M}.dx = 55.99$$

Donc :

$$\theta_p = -8.93.10^{-3} \text{ rad}$$

VII.7.4 Rotation totale

➤ A vide : $\theta = \theta_p + \theta_G = 0.328 \times 10^{-3} \text{ rad}$

➤ En charge : $\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_s = 4.558 \times 10^{-3} \text{ rad}$

VII.8 Ferrailage des poutres

VII.8.1 Ferrailage passif longitudinal

On distingue deux types d'armatures passives :

- Les armatures longitudinales de peau.
- Les armatures longitudinales dans les zones tendues.

a. Armatures longitudinales de peau

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte.

La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$A_{s \min} = \max \left(0.1 \times A_n ; 3 \frac{cm^2}{m} \times \Omega(m) \right) = \max (6.2 ; 19.06) = 19.06 \text{ cm}^2$$

Soit 20HA12 (22.61 cm²).

Tel que :

Ω : Périmètre de la section à mi- travée =6.35 m

b. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Il est nécessaire de disposer des sections d'armatures minimales A_s dans la partie de la section ou le béton est tendu. Cette section est égale à :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_B}{f_e} \times \frac{f_{ti}}{\sigma_B} \right)$$

B_t : Aire de la section du béton en traction :

$$B_t = 0.16 - 0.0125 = 0.1475 \text{ m}^2$$

f_e : Limite élastique d'acier (500 MPa).

f_{ti} : Contrainte admissible de traction (3MPa)

σ_B : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction (FigVII-5) $\sigma_B = 1.52$

N_B : Résultante des contraintes de traction correspondantes.

$$N_B = \frac{\sigma_B \times B_t}{2} = 0.1121 \text{ MN.}$$

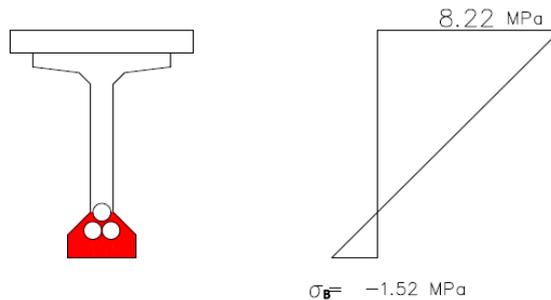


Figure VII- 3 : Diagramme des contrainte à mi-travée

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_B}{f_e} \times \frac{f_{ti}}{\sigma_B} \right) = \frac{0.1475}{1000} + \left(\frac{0.1121}{500} \times \frac{3}{1.52} \right) = 7.05 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 (A=9.23 cm²) espacées 10 cm

VII.8.2 Armatures transversales

a. Armatures transversales de peau

La section des armatures de peau serve à maintenir les armatures passives. Ces armatures sont disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre qui doit être

d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12 espacées de 20 cm.

b. Armatures passives transversales

Pour éviter une rupture fragile par effort tranchant, un minimum d'armature est nécessaire qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6 \text{ MPa}$$

A_t : Section des armatures transversales.

S_t : Espacement entre les armatures.

b_n : Largeur nette.

$$b_n = b_0 - m \times k \times \varphi = 0.52m$$

f_e : Limite élastique d'acier. (500MPa)

γ_s : 1.15

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{\gamma_s \times b_n}{f_e} = \frac{0.6 \times 1.15 \times 0.52}{500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7.176 \times 10^{-4}$$

On fixe $A_t = 2.26 \text{ cm}$ (2HA12) $\Rightarrow S_t \leq 0.32 \text{ m}$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections A_t incluant les armatures de peau. Leur espacement S_t est tel que :

$$S_t = 0.32 \text{ m} < \min(0.8h; 3b_{\text{âme}}; 1\text{m}) = \min(1.6; 0.6; 1) = 0.6 \text{ m.}$$

VII.9 Vérification à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent les vérifications suivantes :

VII.9.1 Justification des armatures transversales

Pour la justification des armatures transversales, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{\text{red},u}(y) \leq \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{1}{\text{tg}(\beta)} + \frac{f_{ij}}{3} = \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{red},u}(y) = \frac{V_{\text{red},u}}{0.8 \times h \times b_n} = \frac{0.462}{0.8 \times 2 \times 0.52} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$V_{\text{red},u} = V_{\text{max},u} - \% \text{ Perte} \times P \sum \sin \alpha_i$$

Avec :

P force de la précontrainte en phase 4 : $P = 1.54$

Donc :

$$V_{\text{red},u} = 1.302 - 0.7 \times 1.54 \times (\sin(10) + \sin(15.28) + \sin(20))$$

$$V_{\text{red},u} = 0.462 \text{ MN}$$

Soit β l'angle de l'inclinaison de bielle de béton, tel que :

$$\operatorname{tg}(2\beta) = \frac{\tau_{\text{red,u}}(y) \times 2}{\sigma_x} = \frac{2 \times 0.56 \times 0.97}{1.54 \times 2.89} = 0.2441 \Rightarrow \beta = 6.86^\circ < 30^\circ$$

pour $\beta = 30^\circ$:

$$\bar{\tau} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.52 \times 0.32} \times \frac{500}{1.15} \times \frac{1}{\operatorname{tg}30} + \frac{3}{3} = 2.02 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_{\text{red,u}}(y) = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.02 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié}$$

VII.9.2 Justification de la rupture par l'effort tranchant

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{\text{red,u}} \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_s} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_{\text{red,u}} = 0.59 \text{ MPa} \leq 6.66 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

VII.9.3 Sécurité à la rupture en flexion

La combinaison à L'ELU doit vérifier les inégalités suivantes :

- Sécurité par rapport aux aciers actifs : $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q \leq M_{RA}$
- Sécurité par rapport au béton : $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q \leq M_{RB\text{ âme}} + M_{RB\text{ hourdis}}$

Avec :

M_u : Moment ultime à l'ELU.

M_{RA} : Moment résistant à la rupture des aciers actifs.

M_{RB} : Moment résistant à la rupture du béton.

On a :

$$M_u = 1.35 (4.96) + 1.5 (2.86) = 10.98 \text{ MN.m}$$

$$M_{RA} = (h_t - e_H) \times N \times A_p \times f_{prg}$$

$$M_{RA} = (2 - 0.2) \times 3 \times 1680 \times 10^{-6} \times 1860 = 16.9 \text{ MN.m} \geq 10.98 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{vérifié}$$

$$M_{RB} = 0.8 \times e \times (h - d)^2 \times f_{bu} = 0.8 \times 0.2 \times (2 - 0.2)^2 \times 22.66 = 11.75 \text{ MN.m}$$

Pour l'hourdis, on a :

$$M_{\text{hourdis}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times (b_0 - b_t) \left(\frac{h_t - h_0}{2} \right) h_0 f_{c28} \\ 0.35 (b_0 - b_t) h_t^2 f_{c28} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 8.6 \text{ MN.m} \\ 56 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

b_0 : Largeur de table de compression

b_t : Epaisseur d'âme.

h_t : Hauteur totale.

h_0 : Epaisseur de table de compression plus l'épaisseur d'hourdis.

Donc :

$$M_{RB} + M_{\text{hourdis}} = 11.75 + 8.6 = 20.35 \text{ MN.m}$$

$$M_{RB} + M_{\text{hourdis}} \geq M_u \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Le schéma de ferrailage des armatures passives est présenté dans la figure suivante :

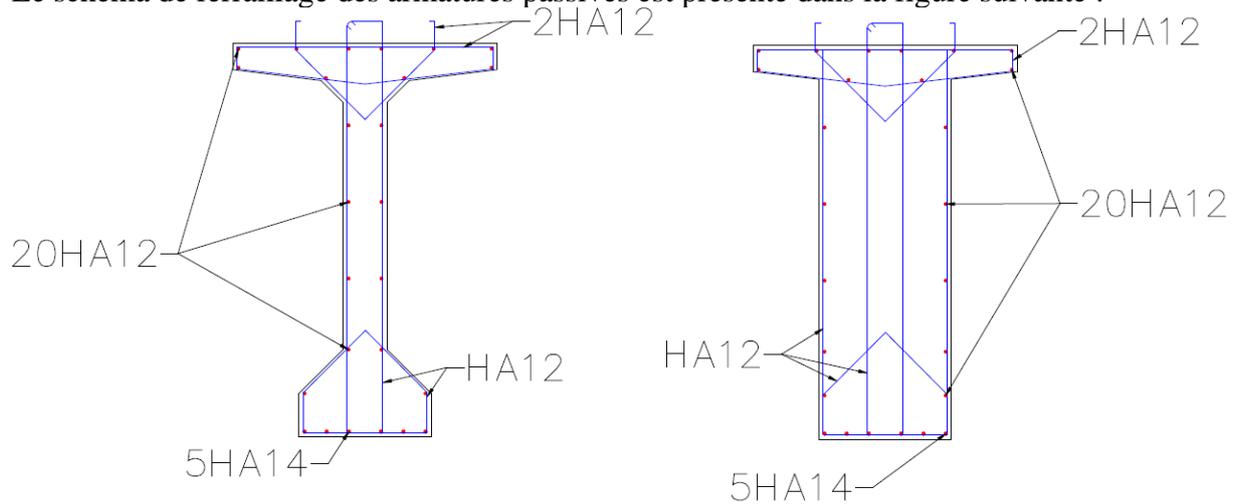
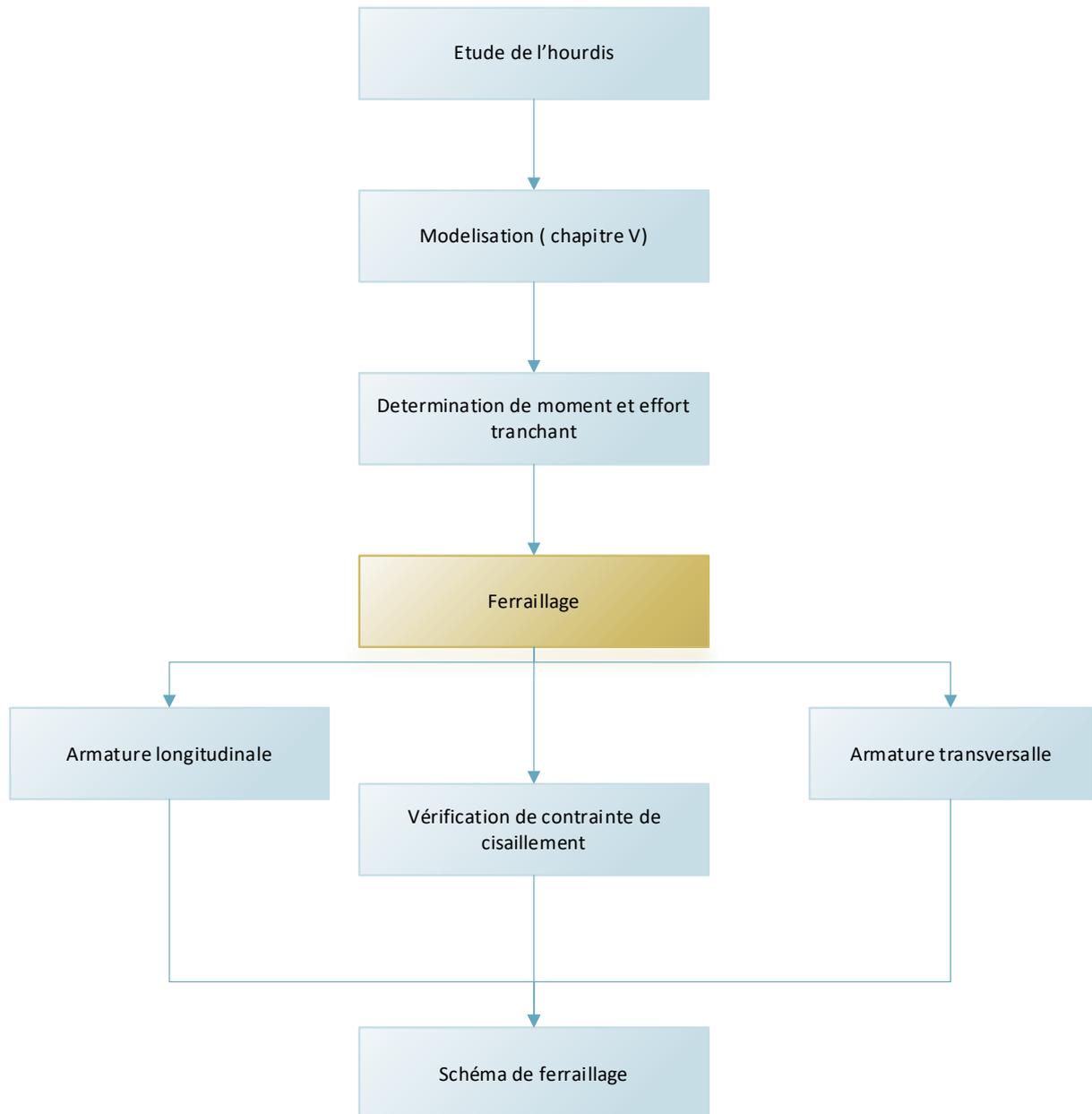


Figure VII- 4 : Ferrailage passif de la poutre

VII.10 Conclusion

Après vérification, le ferrailage passif de la poutre est : 5HA14 pour les armatures de traction, 20HA12 pour les armatures longitudinales de peau, et pour les armatures transversales, on a opté des cadres de 2HA12 espacés de 32 cm en travée et 15 cm à l'about.

Chapitre VIII : Etude de l'hourdis.



VIII.1 Introduction

La dalle ou l'hourdis sert d'élément de couverture, c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules, elle permet aussi de répartir les charges permanentes et les surcharges sur les poutres avec une épaisseur usuelle de 16 à 25cm. L'étude de l'hourdis général se fait conformément au BAEL91. Le calcul revient d'étudier une section rectangulaire (20x100 cm) en flexion simple (figure VIII.1).

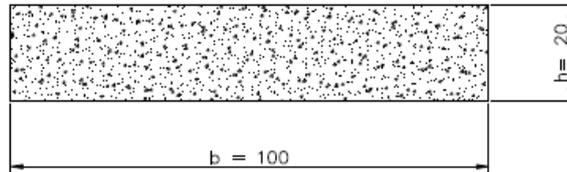


Figure VIII- 1 : Section d'étude

VIII.2 Etude de la flexion transversale

VIII.2.1 Moments

Les moments fléchissant maximum et minimum sont obtenus par la combinaison (1.35G+1.35 D240) (figure VIII.2).

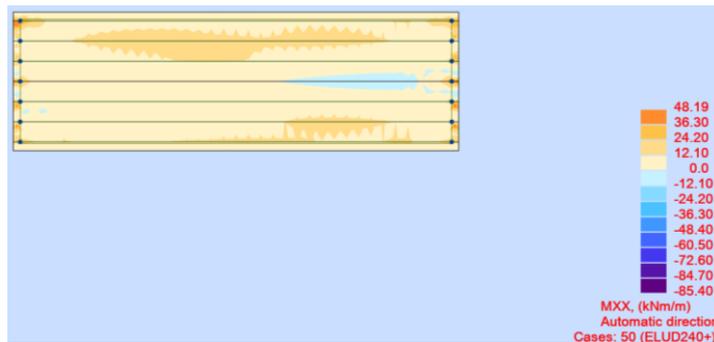


Figure VIII- 2 : Moment Mxx sous la combinaison 1.35G+1.35D240

Les moments fléchissant maximum et minimum sont obtenus par la combinaison (G+D240) (figure VIII.3) :



Figure VIII- 3 : Moment Mxx sous la combinaison G+D240

Donc :

➤ Moment fléchissant max à mi- travée :

$$M_{ELU} = 48.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{ELS} = 35.7 \text{ kN.m}$$

- Moment fléchissant min sur appuis :

$$M_{ELU} = -85.39 \text{ kN.m}$$

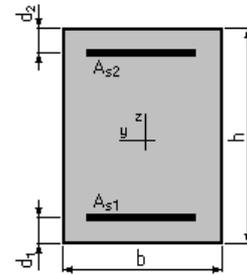
$$M_{ELS} = -63.26 \text{ kN.m}$$

VIII.2.2 Ferrailage

Le ferrailage et la vérification se font à l'aide du logiciel EXPERT 2010. Les résultats obtenus sont :

$$A_{s1} = 7.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\text{HA}12 \text{ (} 7.91 \text{ cm}^2 \text{) espacées de } 15 \text{ cm}$$

$$A_{s2} = 13.9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10\text{HA}14 \text{ (} 15.39 \text{ cm}^2 \text{) espacées de } 10 \text{ cm}$$



- **Condition de non fragilité :**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{3}{500} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$7.91 > 2.07 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Figure VIII- 4: Section dalle avec ferrailage

VIII.3 Etude de flexion longitudinale (sens des poutres)

VIII.3.1 Moments

Les moments fléchissant maximum et minimum sont obtenus par la combinaison (1.35G+1.35D240) (figure VIII.5) :

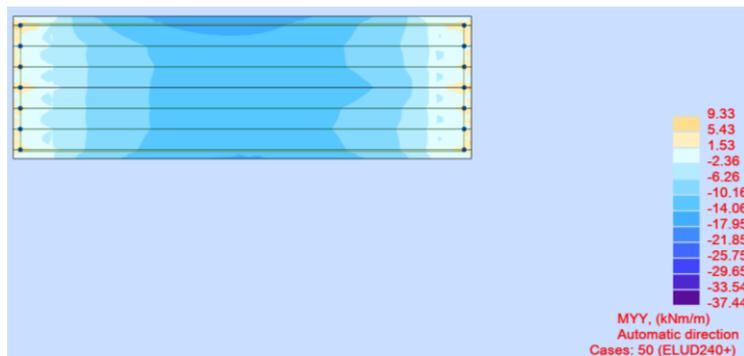


Figure VIII- 5 : Moment Myy sous la combinaison 1.35G+1.35D240

Les moments fléchissant maximum et minimum sont obtenus par la combinaison (G+D240) (figure VIII.6) :

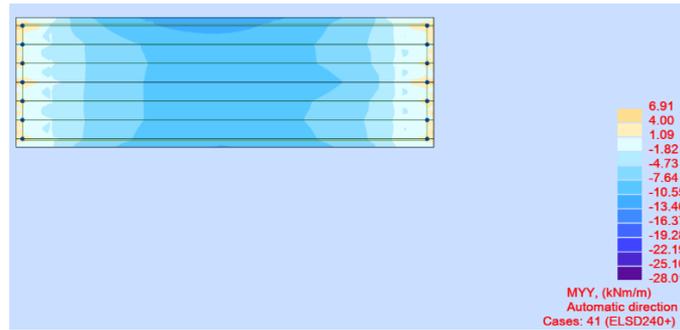


Figure VIII- 6 : Moment Myy sous la combinaison G+D240

Donc :

- Moment fléchissant max à mi- travée :
 $M_{ELU} = 9.33 \text{ kN.m}$ $M_{ELS} = 6.91 \text{ kN.m}$
- Moment fléchissant min sur appuis :
 $M_{ELU} = -37.44 \text{ kN.m}$ $M_{ELS} = -28.01 \text{ kN.m}$

VIII.3.2 Ferrailage

Le ferrailage et la vérification se font à l'aide du logiciel EXPERT 2010 (flexion simple). Les résultats obtenus sont :

$A_{s1} = 3 \text{ cm}^2$ soit 4HA12 (3.39 cm^2) espacées de 25 cm.
 $A_{s2} = 5.2 \text{ cm}^2$ soit 4HA14 (6.15 cm^2) espacées de 25 cm.

➤ Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.15 \times \frac{3}{500} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$3 > 2.07 \Rightarrow$ condition vérifiée.

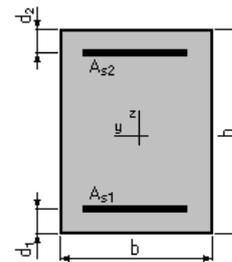


Figure VIII- 7: Section dalle avec ferrailage

VIII.4 Vérification de contrainte de cisaillement

VIII.4.1 Suivant X-X

D'après les résultats obtenus par le logiciel Robot 2010, l'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison (1.35G+1.6Bc) (figure VIII.8) :

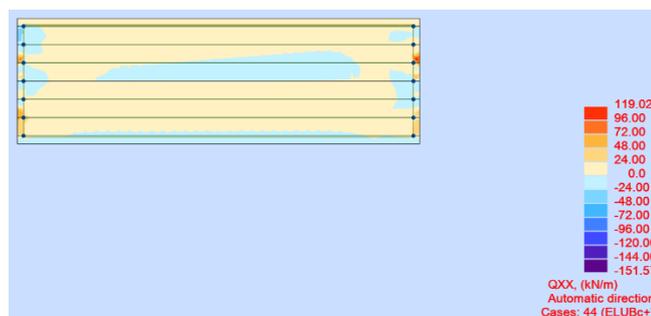


Figure VIII- 8: Effort tranchant sous la combinaison (1.35G+1.6Bc)

Donc :

$$V_u = 151.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.01 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable $\tau_u \leq \text{Min} [0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}]$.

Avec :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$$\tau_u \leq \text{Min} (4 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}.$$

Donc :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

VIII.4.2 Suivant Y-Y

D'après les résultats obtenus par le logiciel Robot 2010, l'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison (1.35G+1.35D240) (figure VIII.9) :

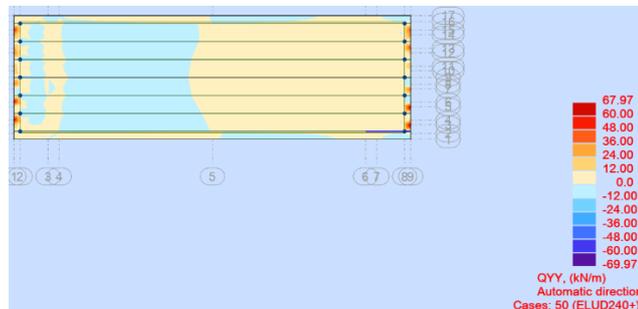


Figure VIII- 9: Effort tranchant sous la combinaison (1.35G+1.35D240)

$$V_u = 69.97 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.466 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable

$$\tau_u \leq \text{Min} [0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}].$$

Avec :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$$\tau_u \leq \text{Min} (4 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}.$$

Donc :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

VIII.5 Schéma de ferrailage

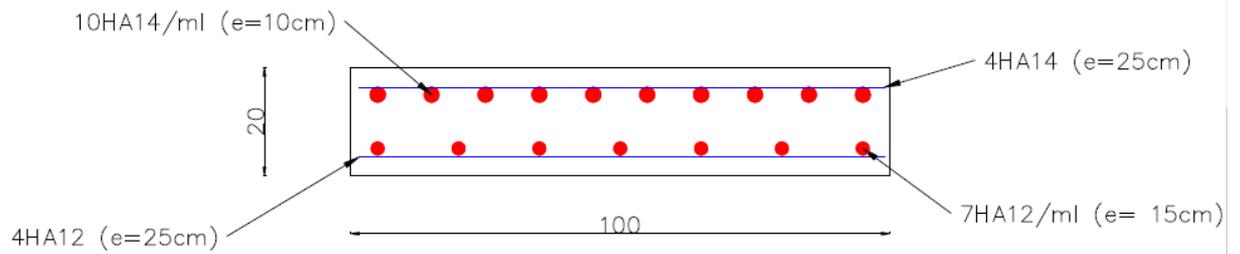


Figure VIII- 10 : Ferrailage de l'hourdis

VIII.6 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer le ferrailage de l'hourdis, qui est :

➤ Armature longitudinale

$A_{s1} = 3\text{cm}^2$ soit 4HA12 (3.39cm^2) espacées de 25 cm.

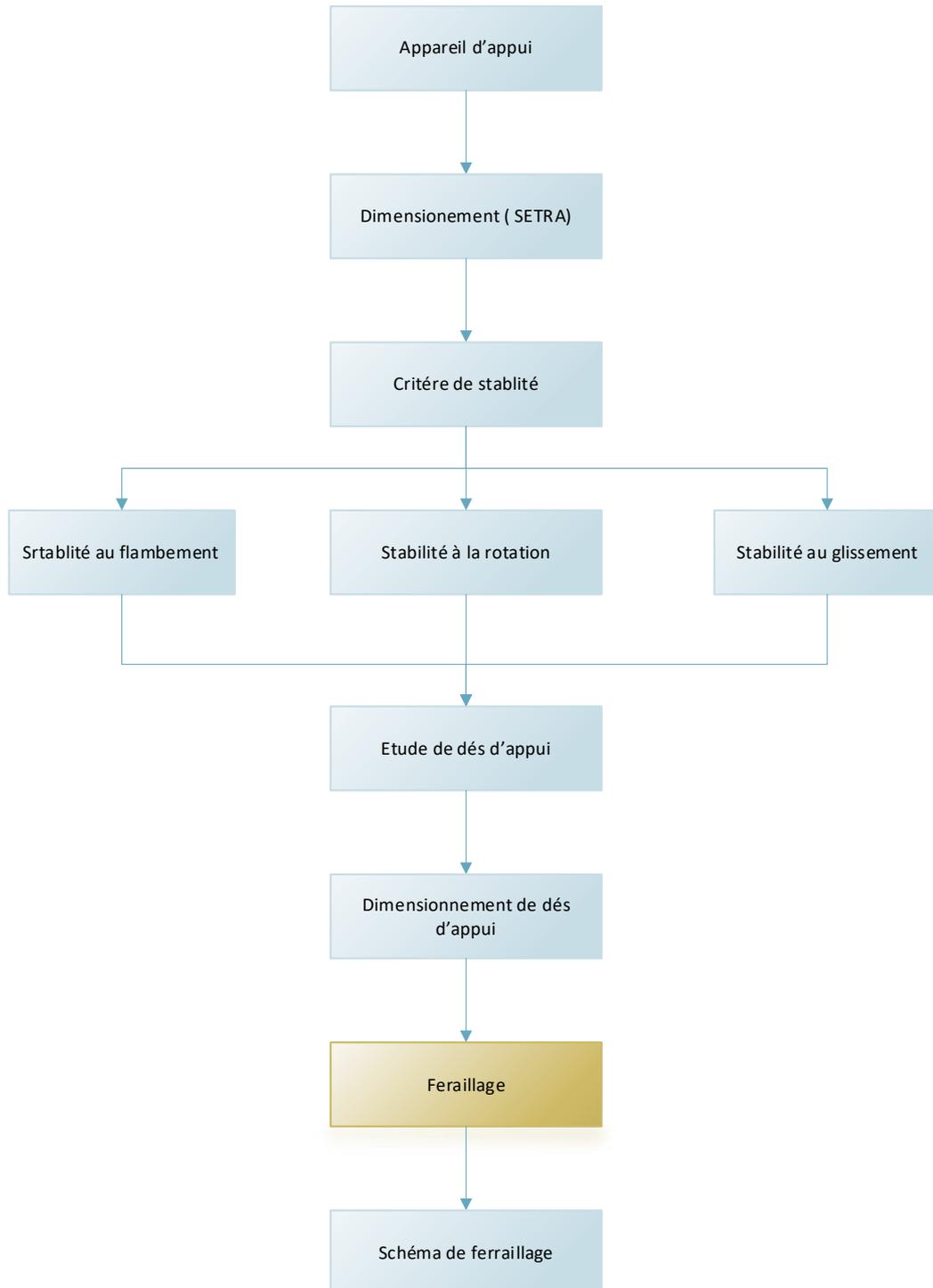
$A_{s2} = 5.2\text{cm}^2$ soit 4HA14 (6.15cm^2) espacées de 25 cm.

➤ Armature transversale

$A_{s1} = 7.5\text{cm}^2$ soit 7HA12 (7.91cm^2) espacées de 15 cm

$A_{s2} = 13.9\text{cm}^2$ soit 10HA14 (15.39cm^2) espacées de 10 cm

Chapitre IX : Etude de l'appareil d'appui



IX.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des appareils d'appuis et des dés d'appui.

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre la superstructure et l'infrastructure. Ils permettent d'absorber les déformations et les translations de la structure. Par ailleurs ils participent à la stabilité du pont, compte tenu de leur capacité à se déformer vis-à-vis des efforts qui les sollicitent.

IX.2 Appareils d'appui en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes, ni parfaitement mobiles.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Ce type d'appareil d'appui est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage, de contrôle, et pratiquement aucun entretien.
- Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Coût relativement modéré.

Le principal intérêt de ces appareils réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

La géométrie de l'appareil d'appui de type B est donnée par la norme N-F EN 1337-3.

La figure IX.1 donne les éléments constituant un appareil d'appui où a , b , a' , b' représentent les dimensions d'une forme rectangulaire, et D et D' les dimensions d'une forme circulaire.

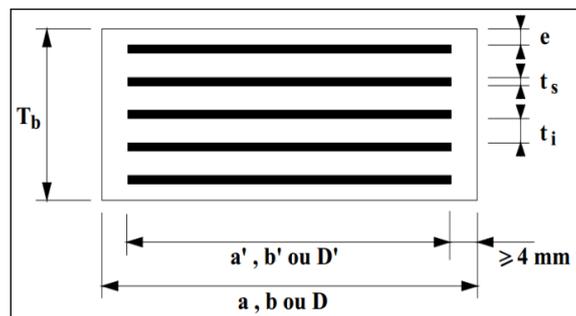


Figure IX- 1: Constitutions d'un appareil d'appui (S.E.T.R.A.2000)

IX.3 Prédimensionnement de l'appareil d'appui

Le prédimensionnement se fait à l'état limite ultime selon la norme NF EN 1337-3 de règlement SETRA 2000.

IX.3.1 Surface de l'appareil d'appui

a. Surface totale en plan de l'appareil

L'aire des appareils d'appui est déterminée à partir de la relation suivante :

$$\frac{N_{max}}{a \times b \times \bar{\sigma}_m}$$

Tel que :

N_{max} : Effort normal maximum agissant sur l'appareil d'appui = 1.5702 MN.

a : Côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

$\bar{\sigma}_m$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui = 15 MPa.

Alors :

$$\frac{1.5702}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow a \times b \geq 1046.8 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a = b = 35 \text{ cm}$$

La surface totale en plan de l'appareil est : $A = a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$

b. Surface réduite en plan de l'appareil

La surface réduite est donnée par l'expression suivante :

$$A_r = a' \times b'$$

Tel que :

a' et b' sont les caractéristiques géométriques des frettes.

Où :

$$a \geq a' + 4 \text{ mm} \rightarrow a' \leq 346 \text{ mm} \rightarrow a' = 340 \text{ mm} = 34 \text{ cm}$$

La surface réduite en plan de l'appareil est : $A_r = 34 \times 34 = 1156 \text{ cm}^2$

IX.3.2 Épaisseur nominale totale de l'élastomère T_e

L'épaisseur nominale totale est déterminée à partir de la condition de non flambement :

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

Ce qui donne :

$$3.5 \text{ cm} \leq T_e \leq 7 \text{ cm}$$

On prend :

$$T_e = 6 \text{ cm}$$

IX.4 Épaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes d'un appareil d'appuis doit vérifier la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{2.6 \times F_z \times t_i \times \gamma_m}{A_r \times f_y}$$

Tel que :

F_z : Effort vertical = 1.5702 MN

t_1 et t_2 : Epaisseurs normalisées de la frette : $t_1 = t_2 = 1.2 \text{ mm}$

γ_m : Coefficient de sécurité = 1.

A_r : Surface réduite = 1156 cm²

f_y : Nuance de l'acier = 235 MPa (S235).

Alors :

$$t_s \geq \frac{2.6 \times 1.5702 \times (0.0012) \times 1}{0.1156 \times 235} = 0.18 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 3 \text{ mm}$.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$$350 \times 350 \times 5 (12+3)$$

Cela veut dire :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12 \text{ mm}$.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $e = \frac{t_i}{2} = 6 \text{ mm}$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc :

$$T_b = 75 \text{ mm}$$

La figure suivante résume les dimensions de l'appareil d'appui :

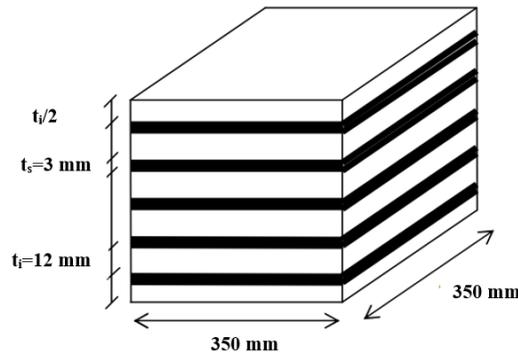


Figure IX- 2: Dimensions de l'appareil d'appui

IX.5 Détermination des efforts horizontaux et leur répartition

IX.5.1 Actions statiques

Les actions statiques sont les actions dues aux différentes déformations. L'effort correspondant à la déformation est donné par la formule suivante :

$$S_x = \frac{G_0 \times a \times b \times \Delta x}{T_e}$$

Où :

G_0 : Module de déformation transversale de l'appareil d'appui = 0.9 MPa.

Δx : Déformation horizontale.

$a = 0.35 \text{ m}$; $b = 0.35 \text{ m}$; $T_e = 0.06 \text{ m}$.

On distingue 03 types de déformations :

- Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui Δ_r .

- Déformation due à la variation de la température Δ_T .
- Déformation due au fluage Δ_f .

a. Déplacement dû au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = 2.6325 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}$$

b. Déplacement dû au fluage

Il est donné par l'expression :

$$\Delta_f = \frac{\sigma_{bm} \times L}{E_i \times 2}$$

Avec :

σ_{bm} : Valeur moyenne des contraintes au niveau de l'axe neutre sous « P » à $x = \frac{L}{2}$ est : 103.7 MPa.

Donc :

$$\Delta_f = 9.33 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

c. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement dû à la température est donné par l'expression :

$$\Delta_T = E_{tem} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$E_{tem} = 3 \times 10^{-4}$: le coefficient dépendant de la température court terme.

Alors :

$$\Delta_T = 3 \times 10^{-4} \times \frac{L}{2} = 5.265 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Les valeurs des efforts statiques sont dans le tableau suivant :

Tableau IX- 1: Efforts statiques des appareils d'appui

Déformation (mm)	Effort correspondant (KN)
2.6325	$S_{retrait} = 4.83$
5.265	$S_{température} = 9.66$
9.33	$S_{fluage} = 17.15$

IX.5.2 Actions dynamiques

Les efforts de freinage sont produits à partir des chargements A et Bc.

a. Chargement A

L'effort de freinage correspondant au chargement A est déterminé par la formule suivante :

$$S_A = \frac{F_A}{n}$$

Avec :

F_A : Force de freinage due à la charge A =116.25 kN.

n : Nombre d'appui dans une travée =14.

Alors :

$$S_A = \frac{116.25}{14} = 8.3 \text{ kN}$$

b. Chargement Bc

L'effort de freinage correspondant au chargement Bc est déterminé par la formule suivante :

$$S_{Bc} = bc \times \frac{F_{Bc}}{n}$$

Avec :

F_{Bc} : Force de freinage due à la charge Bc = 300KN.

bc : Coefficient de majoration dynamique pour une seule travée = 1.2 .

Alors :

$$F_{Bc} = 1.2 \times \frac{300}{14} = 25.7 \text{ kN}$$

IX.6 Critères de stabilité

IX.6.1 Stabilité à la rotation

La stabilité à la rotation vérifie la condition suivante :

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A_r} \times \left(\frac{1}{5 \times G_0 \times S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b}{K_r}$$

Avec :

V_z : Déformation due à l'effort vertical F_z

G_0 : Module de cisaillement conventionnel = 0.9 MPa.

t_i : Epaisseur d'un feuillet individuel d'élastomère dans un appareil d'appui fretté.

E_b : Module d'élasticité volumique = 2000 MPa.

S : Coefficient de forme de chaque feuillet d'élastomère.

k_r : Coefficient de rotation = 3 .

α_a et α_b : rotations angulaires de l'appareil d'appui dont les valeurs théoriques valent (Fig IX.3) :

$\alpha_a = 0.005 \text{ rad}$ et $\alpha_b = 0.014 \text{ rad}$.

	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0.0	0.0	8	0.005	0.014	0.0
Node	1	1	271	174	261	1
Case	1	1	24 (C)	ELUD240/10	24 (C)	1
MIN	0.0	0.0	-152	-0.007	-0.014	0.0
Node	1	1	7	79	9	1
Case	1	1	ELUD240/9	ELUD240/9	ELUD240/12	1

Figure IX- 3: Rotation angulaire de l'appareil d'appui

On a deux types de feuillets :

- Feuillet intermédiaire :

$$S_{int} = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i \times (a' + b')} = \frac{0.34 \times 0.34}{2 \times 0.012 \times (0.34 + 0.34)} = 7.08$$

- Feuillet extérieure :

$$S_{ext} = \frac{a' \times b'}{1.4 \times t_i \times (a' + b')} = \frac{0.34 \times 0.34}{2 \times 1.4 \times 0.012 \times (0.34 + 0.34)} = 10.12$$

Alors :

$$V_z = 3.65 \times 10^{-3} MN$$

On a aussi :

$$\frac{a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b}{K_r} = \frac{0.34 \times 0.005 + 0.34 \times 0.014}{3} = 2.15 \times 10^{-3} MN$$

D'où :

$$V_z = 3.65 \times 10^{-3} MN \geq 2.15 \times 10^{-3} MN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.6.2 Stabilité au flambement

La stabilité au flambement vérifie la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A'_r} \leq \frac{2 \times a' \times G \times S_{int}}{3 \times T_e}$$

On a :

$$\frac{F_z}{A'_r} = \frac{1.5702}{0.113} = 13.89 MPa$$

Et :

$$\frac{2 \times a' \times G \times S}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0.34 \times 0.9 \times 7.08}{3 \times 0.06} = 24.072 MPa$$

$$A'_r = A' \times \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right) = 1156 \times \left(1 - \frac{2.6325 + 5.265}{0.34}\right) = 0.113$$

V_x : déplacement due au retrait plus la température

Alors :

$$13.89 MPa \leq 24.072 MPa$$

D'où la condition de non flambement est vérifiée.

IX.6.3 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement vérifie les conditions suivantes :

$$F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a' \times b'}{T_e} \leq \mu_e \times F_z$$

Avec :

F_{xy} : Résultante de tous les efforts horizontaux.

$$F_z = 1.57 \text{ MN} \Rightarrow \frac{F_z}{A_r} = 13.58 \geq 3 \text{ MPa}$$

V_x : Déplacement horizontal donné par formule suivante :

$$V_x = V_1 + V_2$$

Tel que :

V_1 : Déplacement du au retrait et à la température :

$$V_1 = \Delta_r + \Delta_T = 7.9 \times 10^{-3} \text{ m}$$

V_2 : Déplacement du au freinage :

$$V_2 = \frac{H_x \times T_e}{8 \times G \times a' \times b'}$$

Avec :

$$H_x: \text{Effort de freinage } F_A + F_{Bc} = 8.3 + 25.7 = 0.034 \text{ MN}$$

Alors :

$$V_2 = \frac{0.034 \times 0.06}{8 \times 0.9 \times 0.34 \times 0.34} = 2.45 \times 10^{-3} \text{ m}$$

D'où :

$$V_x = 7.9 \times 10^{-3} + 2.45 \times 10^{-3} = 10.35 \times 10^{-3} \text{ m}$$

μ_e : Coefficient de frottement déterminé à partir de la formule suivante :

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times k_f}{\sigma_m}$$

Avec :

k_f : Coefficient lié au béton = 0.6.

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = \frac{1.5702}{0.1156} = 13.58 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{13.58} = 0.17$$

Alors :

$$F_{xy} = \frac{0.01035 \times 0.9 \times 0.34 \times 0.34}{0.06} = 0.0179 \text{ MN} \leq \mu_e \times F_z = 0.267 \text{ MN}$$

D'où la condition de non glissement est vérifiée.

IX.7 Étude des dèd d'appuis

Le dé d'appui matérialise l'emplacement des appareils d'appuis, permet de réaliser facilement une surface plane et bien rigide et d'assurer la mise hors d'eau des appareils d'appui.

IX.7.1 Dimensionnement des dés d'appuis

Le dimensionnement se fait selon le document SETRA (Guide technique : appareil d'appui en élastomère fretté).

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- La hauteur du dé d'appui supérieure $\geq 2\text{cm}$.
- La hauteur du dé d'appui inférieure $\geq 6\text{cm}$.
- Débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appui.

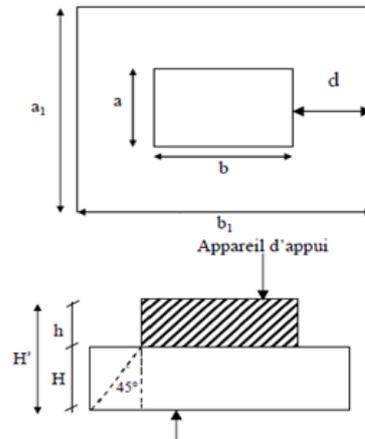


Figure IX- 4: Dimension de Dés d'appuis

$$H_{D\acute{e}} \geq \frac{a \times b}{(a + b)} = 0.175m$$

$$a_1 \geq a + 2 \times \frac{H_{D\acute{e}}}{2} \quad \text{Et} \quad b_1 \geq b + 2 \times \frac{H_{D\acute{e}}}{2}$$

On prend :

$$H_{D\acute{e}} = 20 \text{ cm.}$$

Les dimensions des dés d'appui figurent au tableau suivant :

Tableau IX- 2 : Dimensionnement des dés d'appui

	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Dé supérieur	35+20=55	35+20=55	20
Dé inférieur	35+20=55	35+20=55	20

IX.8 Ferrailage des appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide S.E.T.R.A.

IX.8.1 Armatures de chaînage

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.5702}{434.78} = 9.03 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA14 ($A_c = 9.24 \text{ cm}^2$) espacées de 9 cm.

IX.8.2 Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage doit reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.5702}{434.78} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Choix : 6HA10 ($A_h = 4.71 \text{ cm}^2$) espacées de 22.5 cm

IX.8.3 Frettes supérieures

Elles sont placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.5702}{434.78} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA8 ($A_s = 1.5 \text{ cm}^2$)

IX.8.4 Frettes inférieures

Elles sont placées le plus près possible de la face inférieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.5702}{434.78} = 3.61 \text{ cm}^2.$$

Choix : 5HA10 ($A_i = 3.92 \text{ cm}^2$).

IX.8.5 Schéma de ferrailage

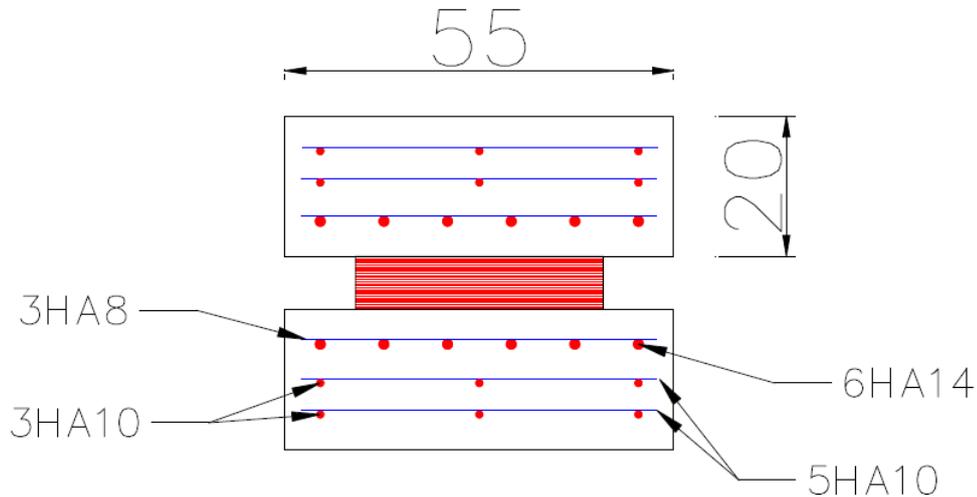


Figure IX- 5 : Ferrailage de dés d'appui

IX.9 Conclusion

Les appareils d'appui utilisés dans cette étude sont en élastomère fretté de type B, de dimensions (350 × 350 × 75) mm. Ces appareils vérifient tous les critères de stabilité exigé par le SETRA (stabilité au flambement, au glissement et au rotation). Ils reposent sur des dés d'appuis de dimensions (550 × 550 × 200) mm.

Chapitre X : Etude dynamique



X.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude dynamique de l'infrastructure de l'ouvrage qui consiste à étudier les piles, les culées ainsi que leurs fondations.

L'étude sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Cette partie est nécessaire pour étudier l'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur qui est causée par les sous-dimensionnements des fondations. Qui doivent par la suite transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales.

X.2 Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Cette classification est décrite dans RPOA et repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau X- 1: Coefficient d'accélération de zone

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	0.20

L'ouvrage est un pont stratégique (groupe 1) situé dans la wilaya de Annaba, qui s'inscrit entièrement dans la zone IIa (zone de sismicité moyenne) selon le R.P.O. A 2008 qui donne le coefficient d'accélération de la zone A = 0.25.

X.3 Classification du sol

Le RPOA présente une classification des sites (§ RPOA 3.1.3) en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent. Les sols sont alors classés en quatre catégories :

Catégorie S1 : site rocheux.

Catégorie S2 : site ferme.

Catégorie S3 : site meuble.

Catégorie S4 : site très meuble.

La classification de sol de l'ouvrage est de catégorie S1 : site rocheux

X.4 Facteur de correction d'amortissement

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage(S), du coefficient d'accélération de zone(A) et du taux d'amortissement critique (ξ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement.

$$\text{Taux d'amortissement : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Tableau X- 2: Taux d'amortissement en fonction du matériau

Matériaux	Taux d'amortissement ξ (en %).
Acier soudé	2
Acier boulonné	4
Béton précontraint	2
Béton armé	5
Béton non armé	3
Elastomère fretté	7

Dans notre cas :

$\xi = 5 \rightarrow \eta = 1$ (étude longitudinale+ transversale).

$\xi = 2 \rightarrow \eta = 1.323$ (étude verticale).

X.5 Etude dynamique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques consiste à limiter le risque d'effondrement sous séisme. Car on ne peut pas protéger absolument l'ouvrage.

Les efforts verticaux d'un séisme ne causent pratiquement aucun dégât, car les ouvrages sont construits d'une manière à reprendre les charges verticales (le poids propre et les surcharges d'exploitations), mais contrairement pour les efforts horizontaux d'un séisme, qui peuvent causer des dégâts plus importants.

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont, elles dépendent de la zone sismique, de la géométrie et de l'importance de l'ouvrage. Parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA, on trouve :

- Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale)
- Méthode multimodale spectrale

Pour l'étude de l'ouvrage, on a utilisé la méthode "monomodale spectrale" puisque l'ouvrage dispose d'une géométrie simple.

X.5.1 Analyse monomodale spectrale

La très grande majorité des ouvrages d'art utilise cette méthode. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

X.5.2 Principe de la méthode

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnel à un mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du système.

X.5.3 Critères de la méthode

Pour appliquer cette méthode, on doit vérifier les critères suivant du guide RPOA :

a. Critère n°1 : Masse modale

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale. Cette condition est considérée comme vérifiée si la masse de la pile est inférieure à 0.43 de la masse du tablier.

$$M_{\text{pile}} = M_{\text{chev}} + M_{\text{fût}} = 191.947 + 825.6 = 1017.547 \text{ t}$$

Le poids propre total de tablier du pont est :

$$G = 11 \times M_{\text{tablier}} = 10189.73233 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad 0.43 \times M_{\text{tablier}} = 4381.5849 \text{ t}$$

$$1017.547 < 4381.5849 \Rightarrow M_{\text{pile}} < 0.43 \times M_{\text{tablier}} \dots \text{vérifiée}$$

b. Critère n°2 : Angle de biais

L'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, le tablier de notre ouvrage est bien droit (tablier perpendiculaire aux appuis).

c. Critère n°3 : Angle de courbure

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

d. Critère n°4 : La symétrie transversale

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre extrémités du tablier, L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement. L'excentricité est donc nulle d'où la condition est vérifiée.

X.5.4 Evaluation des efforts sismiques

Pour évaluer l'effort sismique on prend en compte l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les Points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions du mouvement sismique. Cette action sismique est en fonction aussi bien de l'accélération de la zone d'implantation de l'ouvrage que de sa nature (groupe d'usage). A cet effet un spectre de réponse pour les deux composantes horizontales et verticales du mouvement sismique est utilisé pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage

X.5.5 Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

La figure suivante représente le séisme longitudinal :

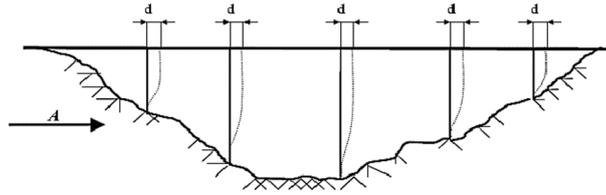


Figure X- 1: Séisme longitudinal (RPOA2008)

a. Détermination des sollicitations sismiques

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante. On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M \times S_a(T)$$

M : Masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier

$S_a(T)$: Accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T .

$S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$)

b. Composante horizontale du séisme

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^y(T, \xi) (m/s^2) \begin{cases} A \times g \times S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times a \times g \times S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur ($=9.81m/s^2$).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

S : Coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

Pour un site (**S1**) on a : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$; $T_2 = 0.3 \text{ sec}$; $S = 1$

La période fondamentale T a pour expression :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$K = \sum K_i$;

K : Raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :

$$d = \left(\frac{T}{2 \times \pi} \right)^2 Sa$$

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

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F_{\text{tot}}$$

c. Calcul de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur du fût et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

- Pour les fûts :

$$K_{\text{fût}} = \frac{3 \times E \times I}{H^3}$$

Avec :

E : Module de déformation instantanée du béton.

I : Inertie longitudinale du mur.

H : Hauteur du mur.

- Pour les appareils d'appuis :

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

Avec :

n : Nombre des appareils d'appuis élément porteur, 7 pour les culées et 14 pour les piles

G : Module de cisaillement de l'appareil. G = 1.2 MPa

a, b : Dimensions en plan de l'appareil.

e : Epaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

- **Raideur des piles (culée) est :**

$$K_{\text{pile (culée)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fût}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil}}}}$$

$$K_{\text{culée (c2)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareil}}}} \quad ; \quad \frac{1}{K_{\text{culée}}} \approx 0 \quad (\text{Considérée comme étant infiniment rigide})$$

- **Raideur du système**

L'ouvrage est divisé en 5 systèmes selon l'emplacement des joints de chaussée, ces derniers sont placés pour limiter les déplacements.

$$K_{\text{système}} = \sum K_i$$

K_i : les raideurs des piles (culée) pour chaque système.

d. Calcul la période propre de système

La période propre est définie comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

e. Calcul des forces sismique

- **Réponse sismique**

La période du système se situe entre T_2 et 3sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi)_{[m/s^2]} = 2.5 \times A \times \eta \times g \times S\left(\frac{T_2}{T}\right) \quad T_2 < T < 3s$$

- **Effort total longitudinal:**

$$F_{longitudinal} = M \times S_a(T)$$

- **Effort par élément porteur :**

$$F_{long}^{pile(culée)} = \frac{K_{pile(culée)}}{K_{sys}} F_{long_total}$$

- **Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol :**

$$d_{long}^{tablier} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a(T)$$

- **Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol :**

$$d_{long}^{pile(culée)} = \frac{F_{long}^{pile(culée)}}{K_{piles(culée)}}$$

X.5.6 Séisme transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Modèle à tablier rigide.
- Modèle à tablier flexible.

Le tablier peut être considéré rigide si : $\frac{L}{B} \leq 5$

Dans notre cas on a : $\frac{L}{B} = \frac{35.1}{11} = 3.19 < 5$ La condition est vérifiée.

Donc, on utilise les mêmes étapes utilisées dans le sens longitudinal

a. Calcul de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur du voile et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

- **Pour le fût :**

$$K_{Fût} = 3 \times \frac{E \times I}{L^3}$$

- **Pour les appareils d'appuis :**

$$K_{appareil} = n \times \frac{G \times a \times b}{T_e}$$

n : Nombre des appareils d'appuis élément porteur, 7 pour les culé et 14 pour les piles.

G : Module de cisaillement de l'appareil. $G=1.2$ MPa

a, b : Dimensions en plan de l'appareil.

T_e : Epaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

m : Nombre des fûts par pile ou culée

- **Donc la raideur des piles (culée) :**

$$K_{\text{pile(culée)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fût}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil}}}}$$

$$K_{\text{culée(c2)}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareil}}}} \quad \frac{1}{K_{\text{culée}}} \approx 0 \text{ (Considérée comme étant infiniment rigide)}$$

- **Donc la raideur du système :**

$$K_{\text{système}} = \sum K_i$$

K_i : Raideurs des piles (culée) pour chaque système.

- b. Calcul de la période propre du système :**

La période propre est définie comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

- c. Calcul des forces sismiques**

- **Réponse sismique**

La période du système se situe entre T_2 et $3s$, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi)_{[m/s^2]} = 2.5 \times A \times \eta \times g \times S \times \left(\frac{T_2}{T}\right) \quad T_2 < T < 3s$$

- **Effort total transversal:**

$$F_{\text{transversale}} = M \times S_a(T)$$

- **Effort par élément porteur :**

$$F_{\text{trans}}^{\text{pile(culée)}} = \frac{K_{\text{pile(culée)}}}{K_{\text{sys}}} \times F_{\text{trans}}^T$$

- **Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol :**

$$d_{\text{trans}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a(T)$$

- **Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol :**

$$d_{\text{trans}}^{\text{pile(culée)}} = \frac{F_{\text{trans}}^{\text{pile(culée)}}}{K_{\text{voile}}}$$

Pour les piles en voile évidée on calcule une section équivalente :

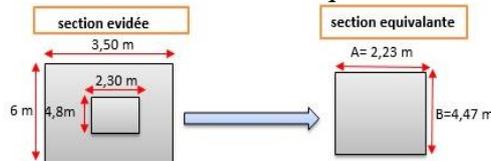


Figure X- 2: Section équivalente des voiles évidées.

Chapitre X : Etude dynamique

Le tableau suivant les caractéristiques géométriques et les données nécessaires pour le calcul des rigidités :

Tableau X- 3: Caractéristiques des sections

	Elément	GAP	n	a [m]	b [m]	Te [m]	m	A [m]	B [m]	Hauteur de la pile [m]	E[MPa]
Système viaduc (P _{CU1} , P1, P2)	P _{CU1}	1.2	7	0.35	0.35	0.06	4	3.3	1	13	33000
	P1	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	12.50	33000
	P2- inter	1.2	7	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	17.50	33000
Système viaduc (P2, P3, P4)	P2- inter	1.2	7	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	17.50	33000
	P3	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	2.23	4.47	19.50	33000
	-P4- inter	1.2	7	0.35	0.35	0.06	1	2.23	4.47	21.00	33000
Système viaduc (P4, P5, P6, P7)	-P4- inter	1.2	7	0.35	0.35	0.06	1	2.23	4.47	21.00	33000
	P5	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	16.00	33000
	P6	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	7.50	33000
Système viaduc (P7, P8, P9, P10)	-P7- inter	1.2	7	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	11.00	33000
	P8	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	15.00	33000
	P9	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	1.80	6.00	16.00	33000
Système viaduc (P10, P11, P12, C2)	-P10- inter	1.2	7	0.35	0.35	0.06	1	2.23	4.47	24.00	33000
	P11	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	2.23	4.47	34.50	33000
	P12	1.2	14	0.35	0.35	0.06	1	2.23	4.47	24.00	33000
	C2	1.2	7	0.35	0.35	0.06	/	/	/	/	/

Le tableau suivant donne les rigidités longitudinales et transversales des piles (culée).

Tableau X- 4: Rigidités longitudinales et transversales des piles (culée)

	Elément	I _{FÛTLONG} [m ⁴]	I _{FÛTTRANS} [m ⁴]	K ^L OU T APPREIL	K ^L _{FÛT}	K ^T _{FÛTS}	K ^L _{PILE} [MN/m]	K ^T _{PILE} [MN/m]
Système viaduc (P _{CU1} , P1, P2)	P _{CU1}	141.339	1.1	17.15	6368.9	49.56759	17.10	12.74
	P1	2.916	32.400	34.3	147.81	1642.291	27.84	33.60
	-P2- inter	1.458	16.200	17.15	26.93	299.251	10.48	16.22
Système viaduc (P2, P3, P4)	-P2- inter	1.458	16.200	17.15	26.93	299.251	10.48	16.22
	P3	16.571	41.803	34.3	221.24	558.137	29.7	32.31
	-P4- inter	8.285	20.902	17.15	88.57	223.438	14.37	15.9
Système viaduc (P4, P5, P6, P7)	-P4- inter	8.285	20.902	17.15	88.57	223.438	14.37	15.93
	P5	2.916	32.400	34.3	70.48	783.105	23.072	32.861
	P6	2.916	32.400	34.3	684.29	7603.200	32.66	34.15
Système viaduc (P7, P8, P9, P10)	-P7- inter	1.458	16.200	17.15	108.45	1204.959	14.81	16.91
	P8	2.916	32.400	34.3	85.54	950.400	24.48	33.11
	P9	2.916	32.400	34.3	70.48	783.105	23.072	32.86
Système viaduc (P10, P11, P12, C2)	-P10- inter	8.285	20.902	17.15	59.34	149.686	13.305	15.39
	P11	16.571	41.803	34.3	39.95	100.783	18.46	25.59
	P12	16.571	41.803	34.3	118.67	299.372	26.61	30.77
	C2	/	/	17.15	0	0	17.15	17.15

Le tableau suivant donne les rigidités longitudinales et transversales des différents systèmes.

Chapitre X : Etude dynamique

Tableau X- 5: Rigidités longitudinales et transversales des différents systèmes

	K _{LSYS} [MN/m]	K _{TSYS} [MN/m]
Système viaduc (P _{CU1} , P1, P2)	55.42	62.56
Système viaduc (P2, P3, P4)	54.55	64.46
Système viaduc (P4, P5, P6, P7)	84.912	99.851
Système viaduc (P7, P8, P9, P10)	75.67	98.27
Système viaduc (P10, P11, P12, C2)	75.525	88.9

Le tableau suivant résume les données nécessaires pour le calcul de la période propre, spectre de réponse, la force longitudinale et le déplacement de chaque système.

Tableau X- 6: Données des raideurs longitudinale et poids des systèmes

Eléments	Désignation	Valeurs	Unité
g	Accélération de peseteur	9.81	[m/s ²]
K _{Lsys1}	Raideur longitudinale du système (1) [Pcu1 ; P1 ; P2]	55.42	[MN/m]
K _{Lsys2}	Raideur longitudinale du système (2) [P2 ; P3 ; P4]	54.55	[MN/m]
K _{Lsys3}	Raideur longitudinale du système (3) [P4 ; P5 ; P6 ; P7]	84.912	[MN/m]
K _{Lsys4}	Raideur longitudinale du système (4) [P7 ; P8 ; P9 ; P10]	75.67	[MN/m]
K _{Lsys5}	Raideur longitudinale du système (5) [P10 ; P11 ; P12 ; C2]	75.525	[MN/m]
Gtabliersys(1)	Poids total du tablier mis en mouvement système (1)	15268.94	[kN]
Gtabliersys(2)	Poids total du tablier mis en mouvement système (2)	15380.68	[kN]
Gtabliersys(3)	Poids total du tablier mis en mouvement système (3)	23071.02	[kN]
Gtabliersys(4)	Poids total du tablier mis en mouvement système (4)	23071.02	[kN]
Gtabliersys(5)	Poids total du tablier mis en mouvement système (5)	22950.52	[kN]

La période propre, spectre de réponse, la force longitudinale et le déplacement de chaque système sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau X- 7: Période propre, spectre de réponse, force longitudinale et déplacement de chaque système

	T [s]	S _{ae} (T,ξ) [m/s ²]	F _{LONG} [kN]	d _{L(tablier)} [cm]
Système viaduc (P _{CU1} , P1, P2)	1.053	1.75	2723.81	4.91
Système viaduc (P2, P3, P4)	1.065	1.73	2712.3931	4.97
Système viaduc (P4, P5, P6, P7)	1.0457	1.76	4139.143242	4.875
Système viaduc (P7, P8, P9, P10)	1.1077	1.661	3906.316434	5.16
Système viaduc (P10, P11, P12, C2)	1.1059	1.663	3890.593	5.152

Le tableau suivant résume les données nécessaires pour le calcul de la période propre, spectre de réponse, la force transversale et le déplacement de chaque système.

Chapitre X : Etude dynamique

Tableau X- 8: Données des raideurs transversale et poids des systèmes

Eléments	Désignation	Valeurs	Unité
g	Accélération de pesanteur	9.81	[m/s ²]
K _{Tsys1}	Raideur transversale du système (1) [Pcu1 ; P1 ; P2]	62.56	[MN/m]
K _{Tsys2}	Raideur transversale du système (2) [P2 ; P3 ; P4]	64.46	[MN/m]
K _{Tsys3}	Raideur transversale du système (3) [P4 ; P5 ; P6 ; P7]	99.851	[MN/m]
K _{Tsys4}	Raideur transversale du système (4) [P7 ; P8 ; P9 ; P10]	98.27	[MN/m]
K _{Tsys5}	Raideur transversale du système (5) [P10 ; P11 ; P12 ; C2]	88.9	[MN/m]
Gtabliersys(1)	Poids total du tablier mis en mouvement système (1)	15268.94	[kN]
Gtabliersys(2)	Poids total du tablier mis en mouvement système (2)	15380.68	[kN]
Gtabliersys(3)	Poids total du tablier mis en mouvement système (3)	23071.02	[kN]
Gtabliersys(4)	Poids total du tablier mis en mouvement système (4)	23071.02	[kN]
Gtabliersys(5)	Poids total du tablier mis en mouvement système (5)	22950.52	[kN]

La période propre, spectre de réponse, la force transversale et le déplacement de chaque système sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau X- 9: Période propre, spectre de réponse, force transversale et déplacement de chaque système

	T [s]	Sae(T,ξ) [m/s ²]	F _{transv} [kN]	d _{T(tablier)} [cm]
Système viaduc (P _{CU1} , P1, P2)	0.991	1.86	2888.926606	4.5
Système viaduc (P2, P3, P4)	0.98	1.88	2942.732141	4.44
Système viaduc (P4, P5, P6, P7)	0.9643	1.91	4487.361264	4.37
Système viaduc (P7, P8, P9, P10)	0.972	1.89	4450.728236	4.41
Système viaduc (P10, P11, P12, C2)	1.02	1.80	4218.845056	4.62

X.5.7 Composante verticale du séisme

a. Méthode d'analyse pour la composante verticale du séisme

Pour l'analyse des effets de la composante verticale du séisme, on approxime le premier mode à partir de la déformée sous charges permanentes, la période de ce mode est calculée par la formule de RAYLEIGH :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i \times u_i^2}{\sum g \times m_i \times u_i}}$$

Avec :

m_i : Masse du tronçon considéré.

g : Accélération de la pesanteur.

u_i : Déplacement du point i considéré sous charges permanentes.

Pour le calcul des déplacements, on considère le tablier chargé par des masses concentrées $m_i = 111.98$ t. Par superposition on calcule le déplacement à une section donnée sous une seule charge ensuite on fait la somme.

L'inertie de l'ensemble des poutres : $I = 3.78\text{m}^4$ (Section homogène).

Le module d'élasticité longitudinale : $E_b = 33000$ MPa.

Chapitre X : Etude dynamique

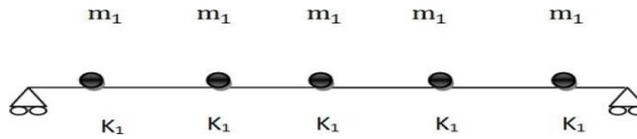


Figure X- 3: Disposition des masses

b. Calcul de la Période fondamentale

Les déplacements (x_i) sont calculés avec la méthode de Rayleigh afin de déduire la pulsation pour arriver à la période.

$$U_i = \sum U_{ij} \quad 1 \leq j \leq 5$$

Tel que :

U_{ij} : Flèche pour poutre simplement appuyée.

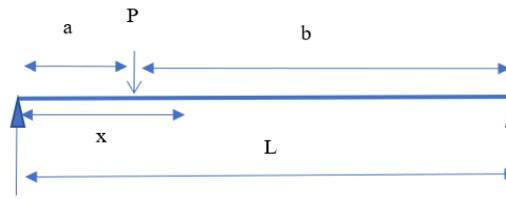


Figure X- 4: Schéma explicatif de la méthode.

$$U_{ij} = \frac{\left[\frac{-(L-a)x^3}{6L} - \left(\frac{a^2}{2} - \frac{a^3}{6L} - \frac{aL}{3} \right) x \right]}{EI} \quad 0 \leq x \leq a$$

$$U_{ij} = \frac{\left[\frac{ax^3}{6L} - \frac{ax^2}{2} + \left(\frac{a^3}{6L} + \frac{aL}{3} \right) x - \frac{a^3}{6} \right]}{EI} \quad a \leq x \leq L$$

Avec :

a : Distance jusqu'au point d'application de la force.

x : Distance jusqu'au point de calcul de flèche.

E : Module d'élasticité.

I : Inertie de la poutre.

c. Détermination du spectre vertical

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini par un taux d'amortissement de (2% (Béton précontrainte) $\Rightarrow \eta = 1.323$) par :

$$S_{ae}^v(T, \xi) (m/s^2) \begin{cases} \alpha \times A \times g \times \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \alpha \times A \times g \times \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \alpha \times A \times g \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \alpha \times A \times g \times \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. $\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I, IIa, IIb, et 1 pour la zone sismique III.

Chapitre X : Etude dynamique

Pour un site ferme (S_1) on a :
$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.30 \text{ s} \end{cases}$$

$$S_{ae}^v(T, \xi) = 2.5 \times \alpha \times A \times g \times \eta = 5.67 \text{ m/s}^2$$

d. Force verticale

$$F_i = \frac{4 \times \pi^2 \times S_{ae}^v}{T^2 \times g} \times u_i \times m_i$$

La période propre, spectre de réponse et la force verticale sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau X- 10: Période propre, spectre de réponse et force verticale

m_i [t]	f_i [kN]	a (m)	u_i [m]	$m_i \times u_i^2$	$f_i \times u_i$	T [s]	Fi [t]
111.98	1098.62	3.4	0.0072111	0.00582296	7.9222587	0.267	26.369
111.98	1098.62	10.2	0.0186334	0.03887986	20.471026		68.137
111.98	1098.62	17	0.0229	0.05872343	25.158398		83.747
111.98	1098.62	23.8	0.0186334	0.03887986	20.471026		68.137
111.98	1098.62	30.6	0.0072111	0.00582296	7.9222587		26.369
			0.074589	0.14812906	81.944967		272.759

Les forces verticales de la pile et la culée sont calculés de la manière suivante :

$$F_{vert-pile} = g \times \sum F_i \quad ; \quad F_{vert-culé} = g \times \frac{\sum F_i}{2}$$

Le tableau suivant est un récupératif des forces de séisme avec leur déplacements (longitudinales et transversales) pour chaque pile (culée).

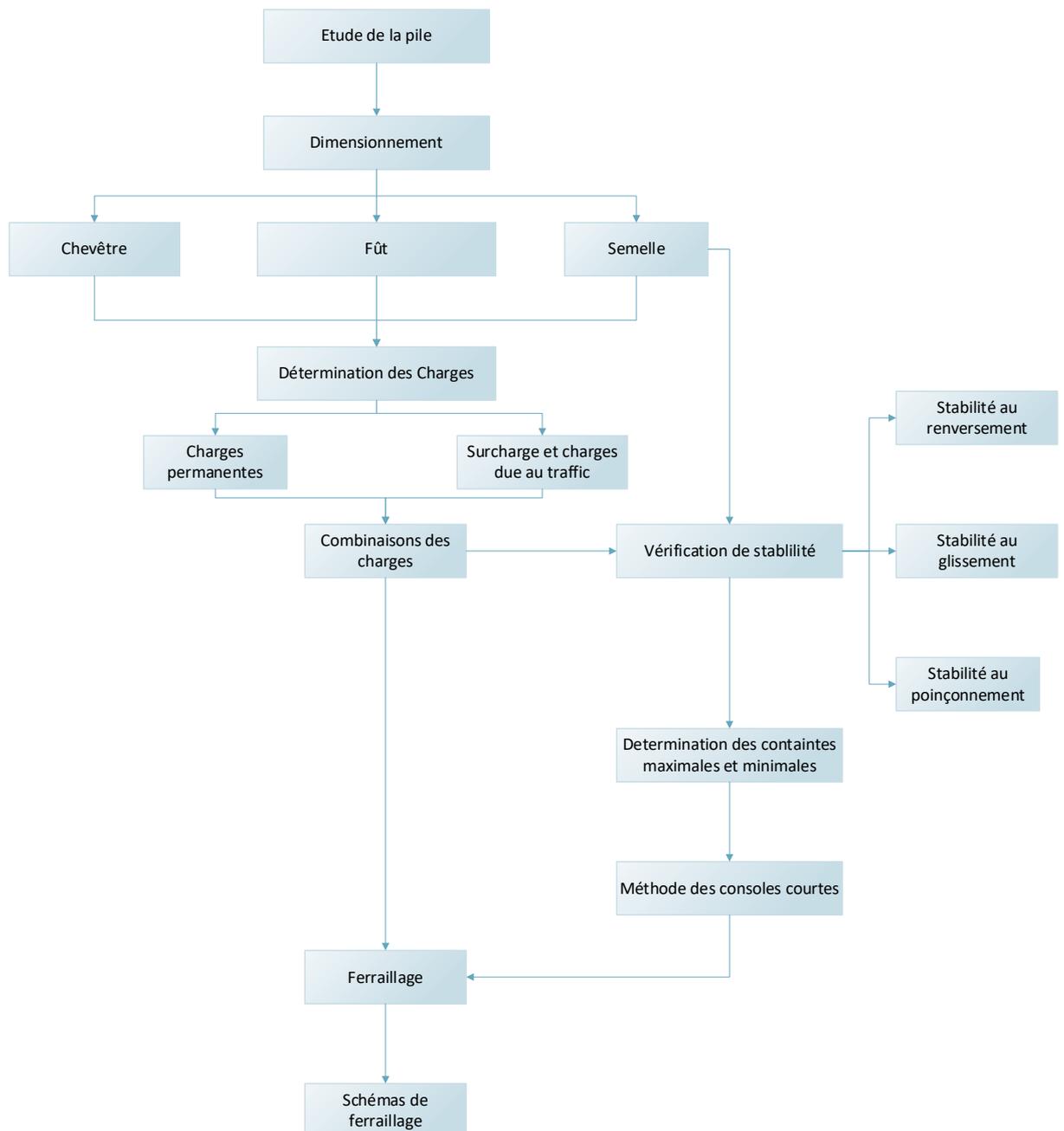
Tableau X- 11: Forces sismiques et leur déplacement

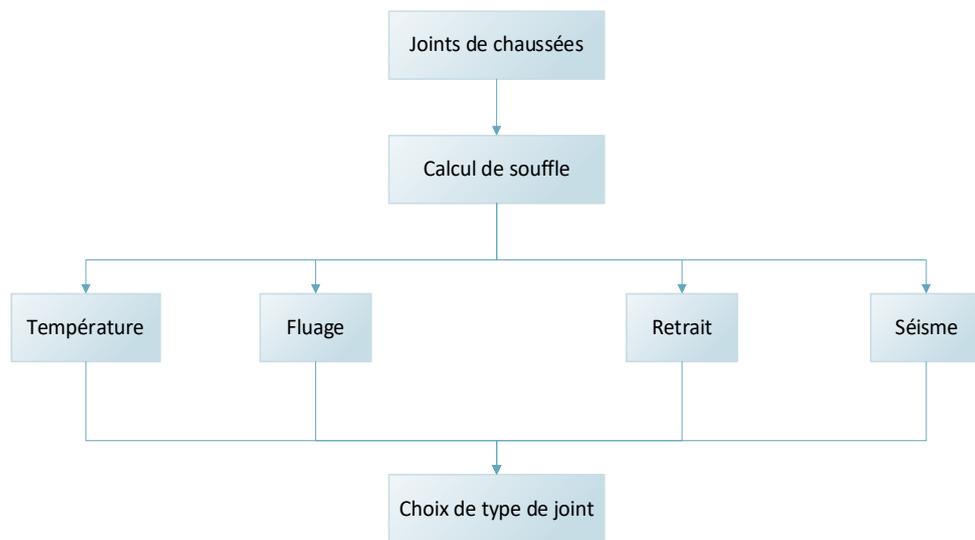
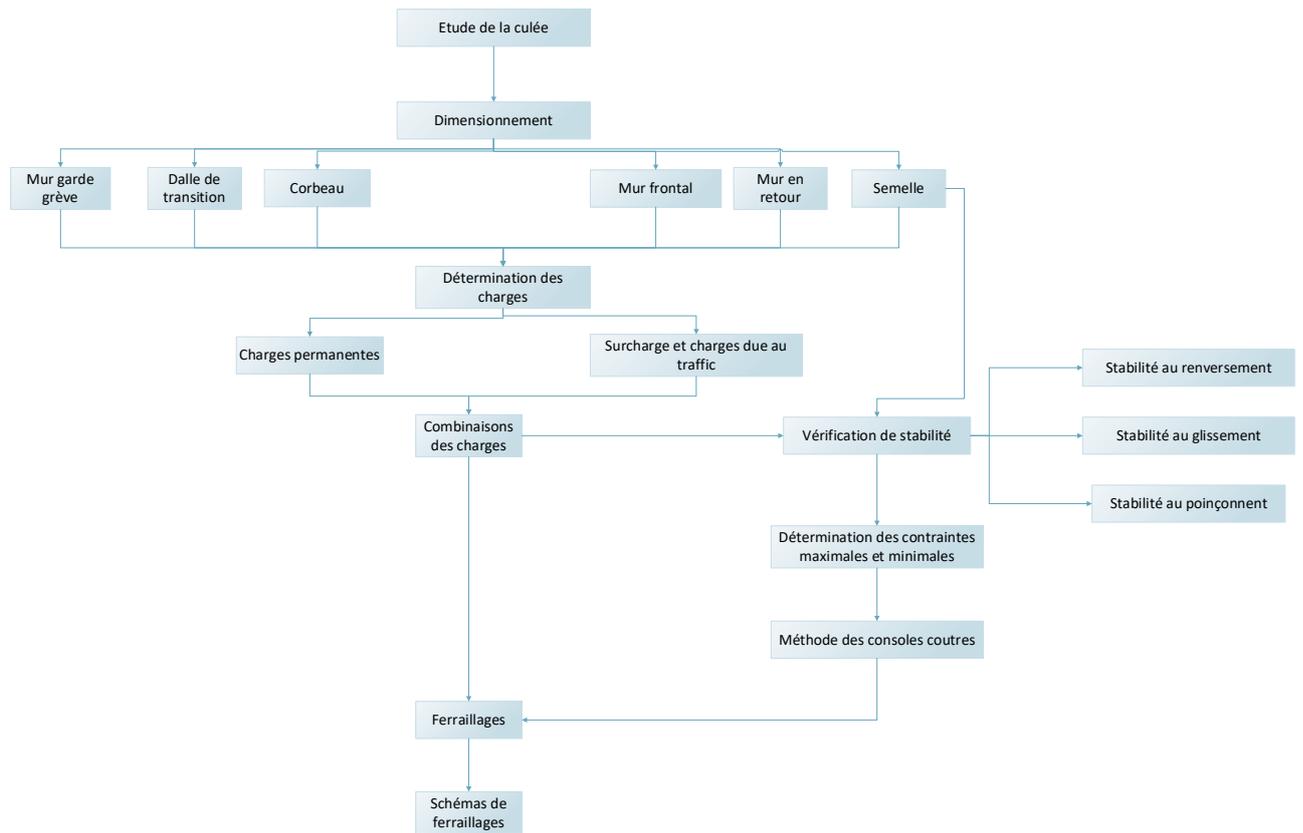
	F_{LONG} [kN]	F_{TRANSV} [kN]	F_{VER} [kN]	d_L (cm)	d_T (cm)
C1	840.44	588.314	1337.88	0.013	1.12
P1	1368.297655	1551.6	2675.754	0.93	0.094
P2	515.0776758	749.01	2675.754	1.91	0.25
P2	521.09788593	740.476		1.94	0.247
P3	1476.774984	1474.82	2675.754	0.67	0.26
P4	714.5203874	727.24	2675.754	0.81	0.33
P4	700.483894	715.9		0.79	0.32
P5	1124.673932	1476.79	2675.754	1.6	0.19
P6	1592.053164	1534.721	2675.754	0.23	0.02
P7	721.9322528	759.95	2675.754	0.67	0.06
P7	764.5374108	765.815		0.70	0.06
P8	1263.732341	1499.478	2675.754	1.48	0.16
P9	1191.047095	1488.16	2675.754	1.69	0.19
P10	686.8450	696.98	2675.754	1.16	0.46
P10	685.393476	730.35		1.15	0.48
P11	950.9480122	1214.4	2675.754	2.38	1.2
P12	1370.786952	1460.22	2675.754	1.16	0.48
C2	883.4638124	813.872	1337.88	5.1	4.8

X.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a évalué les différents efforts sismiques, qui serviront au dimensionnement de l'infrastructure.

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure





XI.1 Introduction

On désigne par pile, un appui intermédiaire d'un pont composé de plusieurs travées. Une pile courante est composée d'un fût, d'un chevêtre et d'une fondation. Le fût peut être en béton armé, en béton précontraint ou tout autre matériau. Un sommier ou chevêtre, généralement en béton armé, est réalisé sur la partie supérieure du fût. Sur ce dernier repose le tablier par l'intermédiaire d'appareil d'appui. Le sommier ou chevêtre peut être distinct ou non du fût.

On appelle culée un appui d'extrémité d'un ouvrage. Elle joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Une culée courante est composée d'un groupe de murs (garde de grève, mur frontal et mur en retour).

XI.2 Etude de la pile

Les dimensions des éléments de la pile de notre pont sont fixées par le bureau d'étude SAPTA. La conception des piles dépend du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, et de la nature du site.

Le choix s'est porté sur deux types de fût (voile plein et évidé) pour les raisons suivantes :

- Voiles évidés pour des fûts où la hauteur dépasse les 20m.
- Voiles pleins pour des fûts où la hauteur est inférieure à 20m.

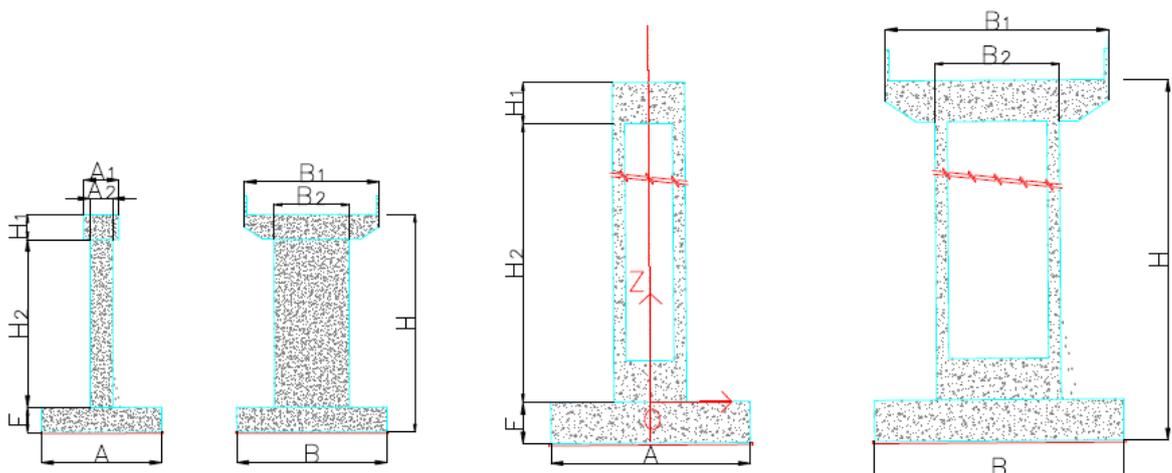


Figure XI- 1: Dimensions des piles

Le tableau suivant illustre les dimensions de la pile de type voile évidé.

Tableau XI- 1: Dimension des piles type voile évidé

	Chevêtre			Fût			Semelle		
	Longueur (B1)	Largeur (A1)	Hauteur (H1)	Longueur (B2)	Largeur (A2)	Hauteur (H2)	Epaisseur (E)	Longueur (B)	Largeur (A)
Pile P3	10.76	3.5	2	4.47	2.23	19.5	2	11	9
Pile P4	10.76	3.5	2	4.47	2.23	20.1	2	11	9
Pile P10-12	10.76	3.5	2	4.47	2.23	24	2	10	9
Pile P11	10.76	3.5	2	4.47	2.23	34.5	2.5	12	11

Le tableau suivant illustre les dimensions de la pile de type voile plein.

Tableau XI- 2: Dimension des piles type voile plein

	Chevêtre			Fût			Semelle		
	Longueur (B1)	Largeur (A1)	Hauteur (H1)	Longueur (B2)	Largeur (A2)	Hauteur (H2)	Epaisseur (E)	Longueur (B)	Largeur (A)
Pile P1	10.76	2.8	2	6	1.8	12.5	2	10	8
Pile P2	10.76	2.8	2	6	1.8	17.5	2	10	8
Pile P5-P9	10.76	2.8	2	6	1.8	16	2	10	8
Pile P6	10.76	2.8	2	6	1.8	7.5	2	10	8
Pile P7	10.76	2.8	2	6	1.8	11	2	10	8
Pile P8	10.76	2.8	2	6	1.8	15	2	10	8

XI.3 Ferrailage des chevêtres

Pour le ferrailage, il faut d'abord définir les charges appliquées sur le chevêtre.

XI.3.1 Charges et surcharges

Les charges sont :

a. Charges permanentes

Les charges permanentes sont :

- Poids propre du chevêtre de voile évidé :

$$P_{ch} = V_{ch} \times \rho_{b\acute{e}ton} = 10.76 \times 3.50 \times 2 \times 25 = 1883 \text{ kN}$$

- Poids propre du chevêtre des voile plein :

$$P_{ch} = V_{ch} \times \rho_{b\acute{e}ton} = 10.76 \times 2.8 \times 2 \times 25 = 1506.4 \text{ kN}$$

b. Surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitations sont résumées dans le tableau suivant :

Pour les surcharges deux travées chargées voir l'annexe 5.1 :

Tableau XI- 3: Surcharges d'exploitations

Surcharges	Deux travées chargées
	N (kN)
A(L)	1481.81
Bc	1295.64
Mc120	1126.28
D240	2071.76

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

c. Charges appliquées sur les chevêtres

Le tableau représente les charges appliquées sur le chevêtre :

Tableau XI- 4: Charges appliquées sur le chevêtre

Charges	Efforts normales (kN)	
Poids propre du tablier	7690.34	
Poids propre du chevêtre	Voile évidé	Voile plein
	1883	1506.4
Système A(L)	1481.81	
trottoir	72.68	
Système Bc	1295.64	
Convoi Mc120	1126.28	
Convoi D240	2071.76	

Les tableaux ci-dessous résume les différentes combinaisons à l'ELU et L'ELS :

➤ A l'ELU :

Tableau XI- 5: Combinaison des charges à l'ELU

Combinaison à l'ELU	N(kN)	
	Voile évidé	Voile plein
1.35G+1.6(A(L)+St)	15411.193	14902.784
1.35G+1.6 (B _c +St)	15113.324	14604.911
1.35G+1.35 Mc120	14444.49	13936.08
1.35G+1.35 D240	15720.885	15212.475
Max	15720.885	15212.475
Max (KN/m)	1461.05	1413.80

➤ A l'ELS :

Tableau XI- 6: Combinaison des charges à l'ELS

Combinaison à l'ELS	N(kN)	
	Voile évidé	Voile plein
G + 1.2 (A(L)+St)	11438.728	11062.128
G+1.2 (B _c +St)	11215.464	10838.724
G + Mc120	10699.62	10323.02
G + D240	11645.1	11268.5
Max	11645.1	11268.5
Max (KN/m)	1082.26	1047.26

XI.3.2 Ferrailage du chevêtre du voile plein

Pour la détermination des moments, on utilise la méthode de la console courte à l'aide du logiciel ROBOT 2021.

La figure suivante représente l'emplacement des charges :

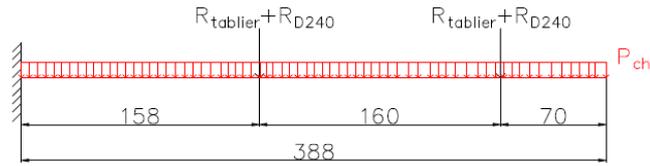


Figure XI- 2: Méthode de console courte

➤ **À l'ELS :**

$$P_{ch} = S_{ch} \times \rho_{\text{béton}} = 2.80 \times 2 \times 25 = 140 \text{ kN/m}$$

$$R_{poutre} = R_{\text{tablier}/poutre} + R_{D240/poutre} = \frac{7690.34}{7} + \frac{2071.76}{7} = 1394.58 \text{ kN}$$

La figure ci-dessous donne les résultats des moments à l'ELS obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2021. Le moment max est : $M_{\text{els}} = -7692.87 \text{ kN.m}$

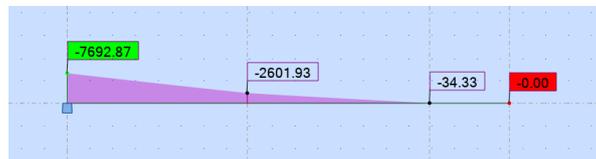


Figure XI- 3: Moment à l'ELS

➤ **À l'ELU :**

$$1.35 \times P_{ch} = 189 \text{ kN/m}$$

$$1.35 \times R_{\text{tablier}/poutre} + 1.35 \times R_{D240/poutre} = 1882.69 \text{ kN}$$

La figure ci-dessous donne les résultats des moments à l'ELU obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2021. Le moment max est : $M_{\text{elu}} = -10385.07 \text{ kN.m}$



Figure XI- 4: Moment à l'ELU

a. Armatures longitudinales

Le ferrailage est déterminé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 (flexion simple $b=2.8\text{m}$, $h=2\text{m}$).

$A_{s1} = 173.1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ une double nappe 12HA32 ($A_s=193.01 \text{ cm}^2$) espacées de 25 cm.

$A_{s2} = 57.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 12HA25 ($A_s=58.9 \text{ cm}^2$) espacées de 25 cm.

b. Armatures transversales

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte limite à la traction donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.49913}{2.8 \times 1.95} = 0.824 \text{ MPa}$$

A_t : Armatures transversales.

f_e : Limite élastique d'acier, $f_e = 500 \text{ MPa}$

b : Largeur du chevêtre (2.8m).

d : Hauteur utile 1.95m.

V_u : Effort tranchant maximal à l'ELU : 4499.13kN (ROBOT 2021).

S_t : Espacement donné par : $S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On utilise des armature droites ($\alpha=90^\circ$).

Donc :

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_t \geq 6.9216 \text{ cm}^2 \Rightarrow (4) \text{ cadres de HA16} = 8.04 \text{ cm}^2.$$

• Vérification des contrainte de cisaillement

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable $\tau_u \leq \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$.

Avec :

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

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$$\tau_u \leq \text{Min} (2.7 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ La condition est vérifiée.}$$

XI.3.3 Chevêtre voile évidé

➤ À l'ELU :

La figure ci-dessous représente le résultat de moment à l'ELU après le calcul avec ROBOT 2021 :

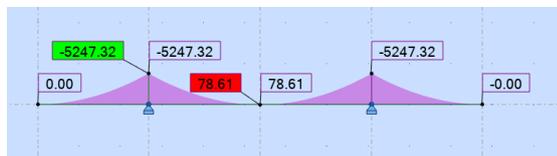


Figure XI- 5: Moment à l'ELU

➤ À l'ELS :

La figure ci-dessous représente le résultat de moment à l'ELS après le calcul avec ROBOT 2021 :

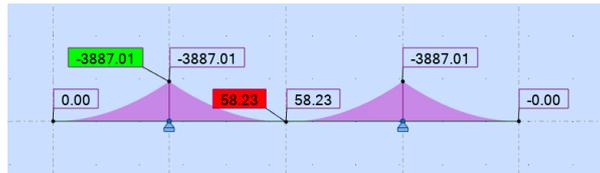


Figure XI- 6 : Moment à l'ELS

a. Armatures longitudinales

On utilise ROBOT EXPERT 2010 (flexion simple $b=3.5m$, $h=2 m$) pour déterminer le ferrailage

$A_{S1}=68.3 \text{ cm}^2 \rightarrow$ double nappe 11 HA20 $A_{S1}=69.11 \text{ cm}^2$ espacées de 34 cm.

$A_{S2}=84 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 11HA32 $A_{S2}=88.46 \text{ cm}^2$ espacées de 34 cm.

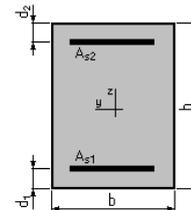


Figure XI- 7 : Section de chevetre avec ferrailage.

b. Armatures transversales

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte limite à la traction donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.94513}{3.5 \times 1.95} = 0.578 \text{ MPa}$$

A_t : armatures transversales.

f_e : limite élastique d'acier, $f_e = 500 \text{ MPa}$

b : largeur du chevetre (3.5m).

d : hauteur utile 1.95.

V_u : effort tranchant maximal à l'ELU : 3945.13.13 kN (ROBOT 2021).

S_t : espacement donné par :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On utilise des armature droites ($\alpha=90^\circ$)

Donc :

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_t \geq 8.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow (5 \text{ cadres de HA16} = 10.05 \text{ cm}^2).$$

• Vérification des contrainte de cisaillement

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable $\tau_u \leq \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right].$

Avec :

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

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$$\tau_u \leq \text{Min} (2.7\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.7 \text{ MPa.}$$

Donc :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

XI.3.4 Schéma de ferrailage

Les figures suivantes représentent les schémas de ferrailage des chevêtres :

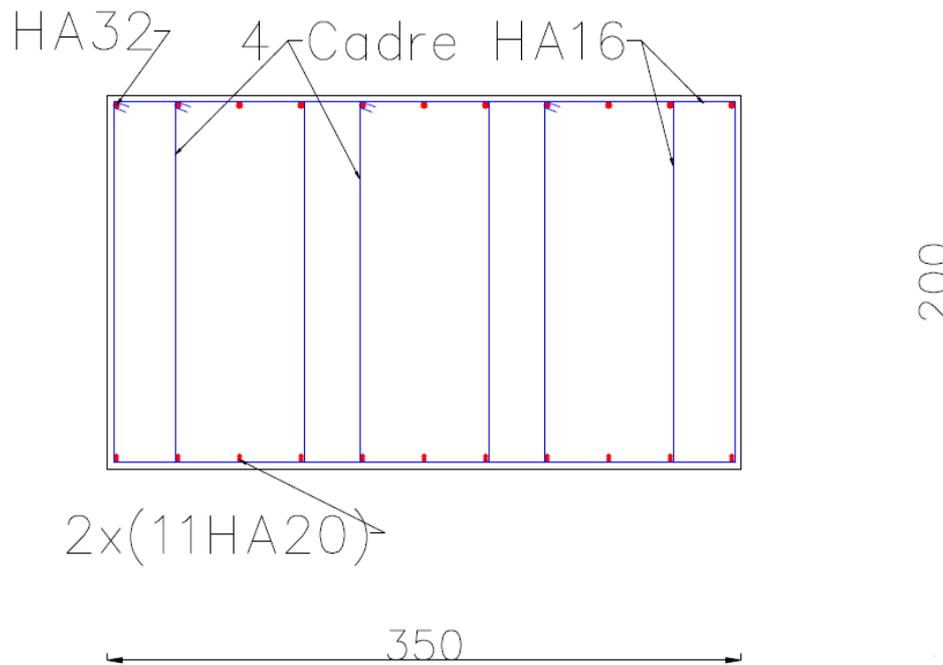


Figure XI- 8: Schéma de ferrailage de chevêtre de pile évidé

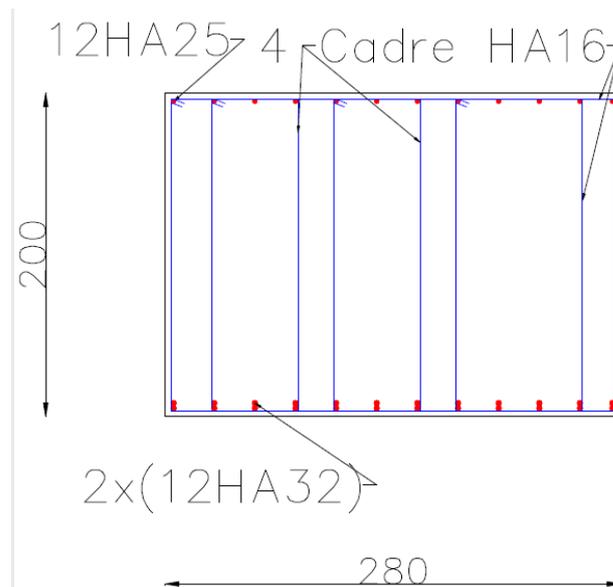


Figure XI- 9: Schéma de ferrailage de chevêtre de pile plein

XI.4 Ferrailage de Fût

XI.4.1 Evaluation des efforts

Les efforts à prendre en compte sont les efforts sismiques dans les trois directions et les efforts de service qui comprennent les charges permanentes et les surcharges ferroviaires, tous les efforts sont transmis directement au mur voile, qui sera sollicité en flexion déviée composée, les sollicitations considérées sont l'effort normal et les moments fléchissant en pied de la pile.

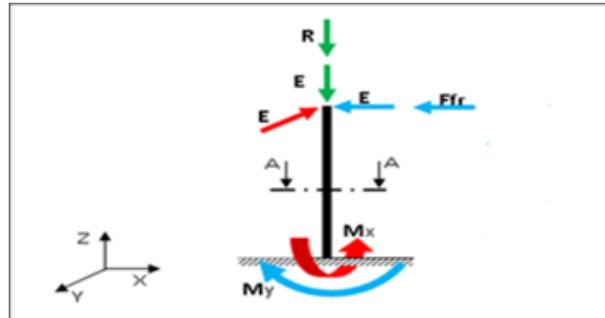


Figure XI- 10 : Distribution des efforts sur le voile

Avec :

R : Réaction d'appui verticale sur la pile.

F_{fr} : Force de freinage reprise par la pile.

E : Action sismique au niveau de la pile.

XI.4.2 Efforts sismiques

Les effets dûs aux efforts sismiques calculés précédemment sont découplés suivant les trois directions, et seront combinés comme préconisé dans le **RPOA** (§ 4.3.2.5).

$$E = E_L \pm 0.3 E_T \pm 0.3 E_V$$

$$E = E_T \pm 0.3 E_L \pm 0.3 E_V$$

$$E = E_V \pm 0.3 E_L \pm 0.3 E_T$$

Remarque

Pour l'étude de fût on va étudier la pile 11.

XI.4.3 Charges supplémentaires

- **Poids de fût**

$$P_{fût} = V_{fût} \times \rho_{béton} = 25 \times 4.47 \times 2.23 \times 32.5 = 8099.08 \text{ kN}$$

- **La composante dynamique horizontale**

$$P_{comp_Long} = K_h \times P$$

- **La composante dynamique vertical**

$$P_{comp_verti} = K_v \times P$$

$$K_h = 0.25$$

$$K_v = 0.3 K_h = 0.075$$

P : poids propre d'élément.

XI.4.4 Surcharge

Le tableau suivant représente les forces de freinage :

Tableau XI- 7: Force de freinage.

Surcharges	Force de freinage (kN)
A(L)	221.52
Bc	150
Mc120	0
D240	0

XI.4.5 Charge et surcharges

Le tableau suivant résume les charges appliquées sur la pile (Le repère de calcul le moment est motionne dans la figure XI-1)

Tableau XI- 8 : Charge appliquée sur la pile

Charge (kN)	N(kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	Z _h (m)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
Poids propre du tablier	7690.34	/	/	/	/	/
Système A(L) + STR	1554.49	/	/	/	/	/
Système Bc + STR	1368.32	/	/	/	/	/
Convoi Mc120	1126.28	/	/	/	/	/
Convoi D240	2071.76	/	/	/	/	/
Poids propre du chevêtre	1883	/	/	/	/	/
Poids propre du fût	8099.08	/	/	/	/	/
Force de freinage du système A(l)	/	221.52	/	34.7	7686.744	/
Force de freinage du système Bc	/	150	/	34.7	5205	/
Composante longitudinale du séisme due au tablier	/	1370.78	/	34.7	47566.066	/
Composante transversale du séisme due au tablier	/	/	1214.4	34.7	/	42139.68
Composante verticale du séisme due au tablier	2675.754	/	/	/	/	/
Composante horizontale du séisme due au poids du chevêtre	/	470.75	/	33.5	15770.125	/
Composante verticale du séisme due au poids du chevêtre	141.225	/	/	/	/	/
Composante horizontale du séisme due au poids du fût	/	2024.77	/	16.25	32902.513	/
Composante verticale du séisme due au poids du fût	607.431	/	/	/	/	/

N : Effort vertical.

H_L : Effort longitudinal.

H_T : Effort transversal.

Z_h : Hauteur entre centre de gravite d'élément et le repère d'origine.

M_L : Moment longitudinal : $M_L = H_L \times Z_h$.

M_T : Moment transversal : $M_T = H_T \times Z_h$

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

XI.4.6 Combinaison des charges

Les tableaux suivants représentent les combinaisons des charges à l'ELU, à L'ELS et à l'ELA :

Tableau XI- 9: Combinaisons des charges à L'ELU

Combinaisons à l'ELU	N (kN)	H _L (kN)	M _L (kN.m)
1.35 G+1.6 (A(I)+STR)	26344.951	/	/
1.6 A(I)	/	354.432	12298.7904
1.35 G+1.6(Bc+STR)	26047.079	/	/
1.6 Fr(Bc)	/	240	8328
1.35 G+1.35Mc120	25378.245	/	/
1.35 G+1.35D240	26654.643	/	/

Tableau XI- 10 : Combinaisons des charges à L'ELS

Combinaisons à l'ELS	N (kN)	H _L (kN)	M _L (kN.m)
G+1.2 (A(I)+STR)	19537.808	/	/
1.2 Fr A(I)	/	265.824	9224.093
G+1.2 (Bc+STR)	19314.404	/	/
1.2 Fr(Bc)	/	180	6246
G+ Mc120	18798.7	/	/
G+ D240	19744.18	/	/

Tableau XI- 11: Combinaisons des charges à L'ELA

E=E _L + 0.3E _v +0.3E _T					
Combinaisons à l'ELA	N(kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G+E+0.2 (A(I)+STR)	19010.65	/	/	/	/
H+E+0.2 Freinage A(I)	/	3910.61	364.32	97776.4	12641.904
G+E+0.2 (Bc+STR)	18973.41	/	/	/	/
H+E+0.2 Freinage Bc	/	3896.31	364.32	97280.05	12641.904
G+E+0.2 Mc120	18925	/	/	/	/
E	/	3866.31	364.32	96239.05	12641.904
G+E+0.2 D240	19114.1	/	/	/	/
E	/	3866.31	364.32	96239.05	12641.904

E= E _v +0.3EL+ 0.3ET					
Combinaisons à l'ELA	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
G+E+0.2 A(I)+STR	21407.728	/	/	/	/
H+E+0.2 Freinage A(I)	/	1204.194	364.32	30408.96	12641.904
G+E+0.2 Bc+STR	21370.494	/	/	/	/
H+E+0.2 Freinage Bc	/	1189.89	364.32	29912.611	1037967.6
G+E+0.2 Mc120	21322.086	/	/	/	/
E	/	1159.89	364.32	28871.611	12641.904
G+E+0.2 D240	21511.182	/	/	/	/
E	/	1159.89	364.32	28871.611	12641.904

E= ET +0.3Ev+ 0.3EL					
Combinaisons à l'ELA	N (kN)	HL (kN)	HT (kN)	ML (kN.m)	MT (kN.m)
G+E+0.2(A(I)+STR)	19010.641	/	/	/	/
H+E+0.2 Freinage A(I)	/	1204.194	1214.4	30408.96	42139.68
G+E+0.2(Bc+STR)	18973.407	/	/	/	/
H+E+0.2 Freinage Bc	/	1189.89	1214.4	29912.611	42139.68
G+E+0.2Mc120	18924.999	/	/	/	/
E	/	1159.89	1214.4	28871.611	42139.68
G+E+0.2 D240	19114.095	/	/	/	/
E	/	1159.89	1214.4	28871.611	42139.68

Le tableau suivant résume les efforts appliqués sur le fût

Tableau XI- 12: Récupératif des efforts obtenus pour calculer le ferrailage

Combinaison	ML (kN.m)	MT (kN.m)	N (kN)
ELU	12298.790	0	26344.951
ELS	9224.093	0	19537.808
ELA	97776.400	12641.904	19010.650

XI.4.7 Ferrailage

a. Armatures longitudinales

On utilise ROBOT EXPERT 2010 (flexion composée déviée $b=4.47\text{m}$, $h=2.23\text{m}$) pour déterminer le ferrailage :

$A_{s1} = 733.9\text{ cm}^2 \Rightarrow$ Choix deux nappes 46HA32 espacées de 13 cm.

$A_{s2} = 28.1\text{ cm}^2 \Rightarrow$ Choix 11HA 20 espacées de 30 cm.

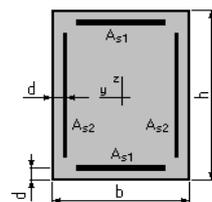


Figure XI- 11: Section de la pile avec ferrailage.

b. Armatures transversales

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \times b \times S_t \times \gamma_s = 0.4\text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte limite à la traction donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.91}{4.47 \times 2.18} = 0.568\text{ MPa}$$

A_t : Armatures transversales.

f_e : Limite élastique d'acier, $f_e = 500\text{ MPa}$

b : Largeur du chevron (3.5m).

d : Hauteur utile 1.95 m .

V_u : Effort tranchant maximal à l'ELU : 3910 kN (ROBOT 2021).

$K=0$ cas de reprise de bétonnage

S_t : espacement donné par :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{ cm}) = 40\text{ cm}$$

On utilise des armature droites ($\alpha=90^\circ$).

Donc :

$S_t = 15\text{cm}$

D'où :

$$A_t \geq 8.4\text{cm}^2 \Rightarrow (6) \text{ cadres de HA16} = 12 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable $\tau_u \leq \text{Min} [0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}]$.

Avec :

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

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$$\tau_u \leq \text{Min} (2.7\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.7 \text{ MPa}.$$

Donc :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

Selon le RPOA 2008, l'espacement maximum des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min} (12\phi_l ; b ; 200 \text{ mm})$$

Avec :

b : largeur de la section;

ϕ_l : Plus gros diamètres des armatures longitudinales.

$$\text{Min} (384 ; 447 ; 200) = 200 \text{ mm}$$

On prend :

$e_t = 15 \text{ cm}$.

XI.4.8 Vérification de flambement fût (P11) :

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, il se manifeste par une déformation latérale de cette barre.

La figure suivante représente les longueurs de flambement :

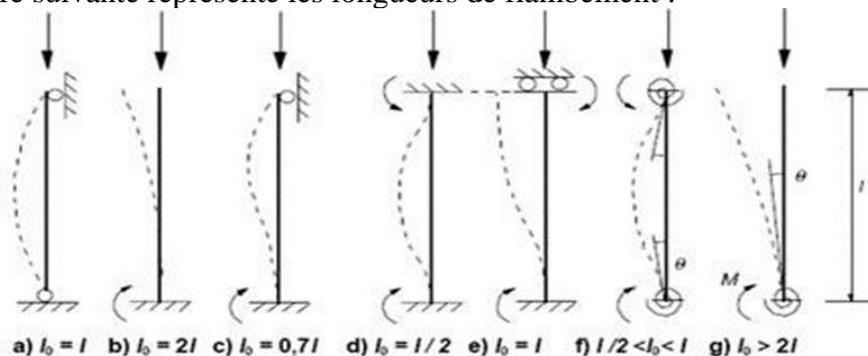


Figure XI- 12: Longueur de flambement.

Avec :

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration mini de section défini par la formule suivante : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

I_{\min} : Moment quadratique mini de la section.

B : Aire de la section transversale de béton.

B_r : Section réduite de béton :

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) = (4.47 - 0.02) \times (2.23 - 0.02) = 9.834 \text{ m}^2$$

A : Section d'acier

λ : Elancement selon la formule $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus :

Tableau XI- 13: Résultats de calcul

l (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	B(m ²)	B_r (m ²)	A(cm ²)	i(m)	λ	β	N_u (MPa)
32.5	16.25	1.685	9.968	9.834	739.9	0.44	36.93	1.22	26.655

$$N_u \leq N_{u \text{ lim}} = \frac{0.85}{\beta} \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

26.655 MPa ≤ 160.19 MPa => vérifiée.

Les résultats de ferrailages des fûts sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI- 14 : Résultats de ferrailage des fûts

Pile	Ferrailage						
	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	Choix de ferrailage		St (cm)	At(cm ²)	Choix
P1/P7	178.2	7	23HA32	6HA14	15	8.07	5HA16
P2/P9 /P5/P8	246.5	9.5	34HA32	7HA14	15	8.8	5HA16
P6	104	4	HA32	4HA14	15	9.12	5HA16
P3/P4	332.4	17.15	42HA32	12HA14	15	7.54	5HA16
P10/P12	405.2	21.1	51HA32	14HA14	15	8.01	5HA16

XI.4.9 Schéma de ferrailage

La figure suivante représente le schéma de ferrailage du fût de pile 11 et de pile 09 :

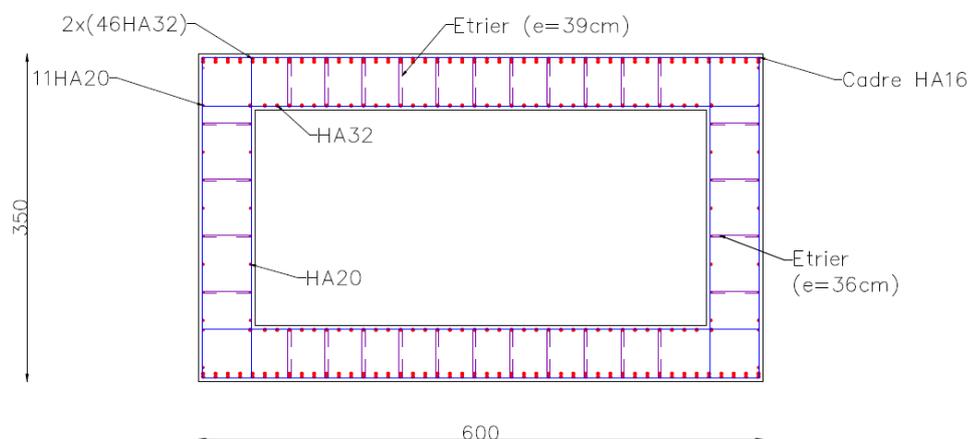


Figure XI- 13 : Ferrailage de fût de pile 11

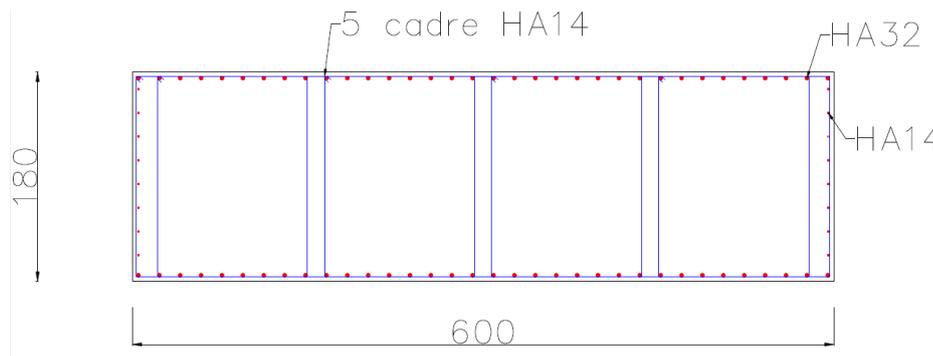


Figure XI- 14: Ferrailage de fût de pile 09

XI.5 Ferrailage des semelles

Pour le ferrailage des semelles, on va étudier la semelle de pile 11.

XI.5.1 Charges supplémentaires

- **Poids propre de semelle :**

$$P_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{béton} = 25 \times 2 \times 12 \times 11 = 8250 \text{ KN.}$$

- **Poids de terre :**

$$P_{semelle} = S_{semelle} \times h_{terre} \times \rho_{béton} = 12 \times 11 \times 2.23 \times 18 = 5297 \text{ KN.}$$

- **La composante dynamique horizontale :**

$$P_{comp_Long\ semelle} = K_h \times P$$

- **La composante dynamique vertical :**

$$P_{comp_verti\ semelle} = K_v \times P$$

$$K_h = A = 0.25 \quad ; \quad K_v = 0.3K_h = 0.075$$

P : Poids propre d'élément.

XI.5.2 Charges et surcharge

Le tableau suivant résume les charges appliquées sur la semelle :

Tableau XI- 15: Charge appliqué sur la semelle

Charge (kN)	N(kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	Z _h (m)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
Poids propre du tablier	7690.34	/	/	/	/	/
Système A(L) + STR	1554.49	/	/	/	/	/
Système Bc + STR	1368.32	/	/	/	/	/
Convoi Mc120	1126.28	/	/	/	/	/
Convoi D240	2071.76	/	/	/	/	/
Poids propre du chevêtre	1883	/	/	/	/	/
Poids propre du fût	8099.08	/	/	/	/	/
Poids propre de la semelle	8250	/	/	/	/	/
Poids des terres	5297	/	/	/	/	/
Force de freinage du système A(l)	/	221.52	/	-37.2	-8240.544	/
Force de freinage du système Bc	/	150	/	-37.2	-5580	/
Composante longitudinale du séisme due au tablier	/	1370.78	/	-37.2	-50993.02	/
Composante transversale du séisme due au tablier	/	/	1214.4	-37.2	/	45175.7
Composante verticale du séisme due au tablier	2675.754	/	/	/	/	/
Composante horizontale du séisme due au poids du chevêtre	/	470.75	/	-36	-16947	/
Composante verticale du séisme due au poids du chevêtre	141.225	/	/	/	/	/
Composante horizontale du séisme due au poids du fût	/	2024.77	/	-17.5	-35433.48	/
Composante verticale du séisme due au poids du fût	607.431	/	/	/	/	/
Composante horizontale du séisme due au poids du semelle	/	2062.5	/	-1	-2062.5	/
Composante verticale du séisme due au poids du semelle	618.75	/	/	/	/	/

XI.5.3 Combinaison des charges

La figure ci-dessous représente le repère de calcul des moments :

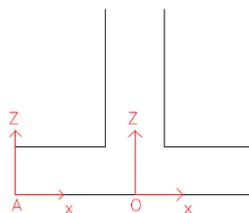


Figure XI- 15 : Repère de calcul des moments

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Les tableaux suivants représentent les combinaisons de charge à l'ELU, à l'ELS et à l'ELA :

Tableau XI- 16: Combinaisons de charge à l'ELU

Combinaisons à l'ELU	N (kN)	H _L (kN)	M _L (kN.m)	M _n (kN.m)	M _H (kN.m)
1.35 G+1.6 (A(l)+STR)	44633.94	/	/	245486.68	-13184.87
1.6 Fr A(l)	/	354.43	-13184.87	/	
1.35 G+1.6(Bc+STR)	44336.07	/	/	243848.3795	-8928
1.6 Fr(Bc)	/	240	-8928	/	
1,35G+1.35Mc120	43667.24	0.00	0.00	240169.8	0
1.35G+1.35D240	44943.63	0.00	0.00	247189.9812	

Tableau XI- 17: Combinaisons de charge à l'ELS

Combinaisons à l'ELS	N (kN)	H _L (kN)	M _L (kN.m)	M _n (kN.m)	M _H (kN.m)
G+1.2 (A(l)+STR)	333085.21	/	/	1831968.644	-9888.653
1.6 Fr A(l)	/	265.83	-9888.653	/	
G+1.2 (Bc+STR)	32861.804	/	/	180739.922	-6696
1.6 Fr(Bc)	/	180	-6696	/	
G+ Mc120	32346.1	0.00	0.00	177903.55	0
G+ D240	33291.58	0.00	0.00	183103.7	

Tableau XI- 18 : Combinaisons de charge à l'ELA

Combinaisons à l'ELA (0.3E _v +0.3E _T +E _L)							
Combinaisons à l'ELA	N(kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)	M _n (kN.m)	M _H (kN.m)
G+E+0.2 (A(l)+STR)	32743	/	/	/	/	180086.5	-107084.844
H+E+0.2 Freinage A(l)	/	5973.110952	364.32	-107084.844	13552.704	/	
G+E+0.2 (Bc+STR)	32706.4358	/	/	/	/	179885.39	-106552.74
H+E+0.2 Freinage Bc	/	5958.806952	364.32	-106552.74	13552.704	/	
G+E+0.2 Mc120	32658.0278	/	/	/	/	179619.153	-105436.74
E	/	5928.806952	364.32	-105436.74	13552.704	/	
G+E+0.2 D240	32847.1238	/	/	/	/	18059.1809	-105436.74
E	/	5928.806952	364.32	-105436.74	13552.704	/	

E= E _v +0.3E _L + 0.3E _T							
Combinaisons à l'ELA	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _n (kN.m)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)	M _H (kN.m)
G+E+0.2 (A(l)+STR)	35573.478	/	/	195654.129	/	/	-33278.906
H+E+0.2 Freinage A(l)	/	1822.944	364.32	/	-33278.906	13552.704	
G+E+(0.2 Bc+STR)	35536.244	/	/	195449.342	/	/	-32746.797
H+E+0.2 Freinage Bc	/	1808.64	364.32	/	-32746.797	13552.704	
G+E+0.2 Mc120	35487.836	/	/	195183.098	/	/	-31630.797
E	/	1778.64	364.32	/	-31630.797	13552.704	
G+E+0.2 D240	35676.932	/	/	196223.12	/	/	-31630.797
E	/	1778.64	364.32	/	-31630.797	13552.704	

E= ET +0.3Ev+ 0.3EL							
Combinaisons à l'ELA	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)	M _H (kN.m)
G+E+0.2 (A(I)+STR)	32743.266	/	/	180087.963	/	/	-33278.906
H+E+0.2 Freinage A(I)	/	1822.944	1214.4	/	-33278.906	45175.68	
G+E+0.2 (Bc+STR)	32706.032	/	/	179883.176	/	/	-32746.797
H+E+0.2 Freinage Bc	/	1808.64	1214.4	/	-32746.797	45175.68	
G+E+0.2 Mc120	32657.624	/	/	179616.932	/	/	-31630.797
E	/	1778.64	1214.4	/	-31630.797	45175.68	
G+E+0.2 D240	32846.72	/	/	180656.96	/	/	-31630.797
E	/	1778.64	1214.4	/	-31630.797	45175.68	

N : Effort normal.

H_L : Effort longitudinal

H_T : Effort transversal

M_N : Moment stabilisant due à l'effort normal par rapport à A, tel que : $M_N = N \times \frac{A}{2}$

M_L : Moment renversant due à l'effort longitudinal par rapport à A, tel que : $M_L = H_L \times Z_h$

M_T : Moment due à l'effort transversal par rapport à O, tel que : $M_T = H_T \times |Z_h|$

M_H : Moment total par rapport à O, tel que : $M_H = M_N + M_L - N \times \frac{A}{2}$

XI.5.4 Vérification des fondations

Selon RPOA, la fondation superficielle doit être vérifiée vis-à-vis :

- La stabilité au renversement
- La stabilité au glissement
- Le poinçonnement de la semelle

a. Stabilité au renversement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$e = \frac{M_N + M_L}{N} \geq \frac{B}{3}$$

Les tableaux suivants représentent les vérifications de la semelle au renversement à L'ELU, à l'ELS :

Tableau XI- 19: Vérification au renversement à L'ELU

		L' E L U			
Combinaison		e (m)	B/3 (m)	vérification	
1	N _{Max}	44943.093	5.5	4	ok
	M _{NCorr}	247187.0115			
	M _{LCorr}	0			
2	N _{Min}	43666.695	5.5	4	ok
	M _{NCorr}	240166.8225			
	M _{LCorr}	0			
3	M _{Nmax}	245483.7055	5.5	4	ok
	M _{LMAX}	-13184.8704			
	N _{Corr}	44633.401			

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 20 : Vérification au renversement à L'ELS

L' E L S					
Combinaison			e (m)	B/3 (m)	vérification
1	N _{Max}	33291.18	5.5	4	ok
	M _{NCorre}	183101.49			
	M _{LCorre}	0			
2	N _{Min}	32345.7	5.5	4	ok
	M _{NCorre}	177901.35			
	M _{LCorre}	0			
3	M _{Nmax}	181966.444	5.5	4	ok
	M _{LMAX}	-9888.6528			
	N _{Corre}	33084.808			

On vérifie la stabilité avec un modèle de Meyerhof (Fascicul62 Titre V B.2.2.1)

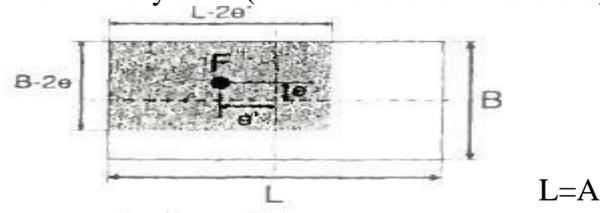


Figure XI- 16: Modèle de Meyerhof.

Pour chaque combinaison, on calcul e, e' :

$$e = \frac{M_L}{N} ; e' = \frac{M_T}{N}$$

La surface comprimée est alors : $S_{comp} = (B - (2 \times e)) \times (A - (2 \times e'))$

On doit vérifier qu'au moins 10% de la fondation reste comprimée.

Le tableau suivant représente la vérification de la semelle au renversement à l'ELA.

Tableau XI- 21: Vérification au renversement à L'ELA

L' E L A							
Combinaisons			e (m)	e' (m)	S _{comp} (m ²)	%comp	vérification
1	N _{Max}	35676.932	0.8865896	0.379873023	103.7118087	78.56955206	ok
	M _{LCorr}	31630.7973					
	M _{TCorr}	13552.704					
2	N _{Min}	32657.624	3.2285261	0.414993571	50.74478565	38.44301943	ok
	M _{LCorr}	105435.991					
	M _{TCorr}	13552.704					
3	M _{LMax}	107084.1	3.270416	0.41390813	49.81864506	37.74139777	ok
	N _{Corres}	32743.266					
	M _{TCorr}	13552.704					
4	M _{Tmax}	45175.68	1.0012464	1.381264471	83.11421206	62.96531217	ok
	N _{corr}	32706.032					
	M _{LCorr}	32746.7973					

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

b. Stabilité au glissement

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie que :

$$H \leq \frac{N \times \tan \varphi}{\gamma_{g1}} + \frac{C \times A}{\gamma_{g2}}$$

Avec :

N : composante de calcul verticale de l'effort appliqué à la fondation.

H : Composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation.

A : surface comprimée de la fondation.

φ : angle de frottement interne du sol 30°

C : cohésion (pour plus de sécurité on prend la cohésion égale à 0)

γ_{g1} : Est pris égal à 1.2 ; γ_{g2} : Est pris égal à 1.5

Donc on vérifie l'inégalité suivante : $H \leq 0.481N$

Les tableaux suivants représentent les vérifications de la semelle au glissement à L'ELU, à l'ELS

Tableau XI- 22: Vérification au glissement à L'ELU

L' E L U				
Combinaison			0.481N(kN)	H≤0.481N
1	N _{Max}	44943.093	21617.62773	OK
	H _{LCorres}	0		
2	N _{Min}	43666.695	21003.6803	OK
	H _{LCorres}	0		
3	H _{LMax}	354.432	21468.66588	OK
	N _{Corres}	44633.401		

Tableau XI- 23 : Vérification au glissement à L'ELS

L' E L S				
Combinaison			0.481N(kN)	H≤0.481N
1	N _{Max}	33291.18	16013.05758	ok
	H _{LCorres}	0		
2	N _{Min}	32345.7	15558.2817	ok
	H _{LCorres}	0		
3	H _{LMax}	265.824	15913.79265	ok
	N _{Corres}	33084.808		

Pour L'ELA on cumule les efforts concomitants dans les deux directions de manière quadratique : $H = \sqrt{H_L^2 + H_T^2}$

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Le tableau suivant représente la vérification de la semelle au glissement à l'ELA :

Tableau XI- 24 : Vérification au glissement à L'ELA

L' E L A						
Combinaison			S (m ²)	H(kN)	0.481N(kN)	H ≤ 0.481N
1	N _{Max}	35676.932	103.71181	1815.568592	17160.60429	ok
	H _{LCorr}	1778.64				
	H _{TCorr}	364.32				
2	N _{Min}	32657.624	50.744786	5939.983039	15708.31714	ok
	H _{LCorr}	5928.8				
	H _{TCorr}	364.32				
3	H _{LMax}	5973.104	49.818645	5984.204246	15749.51095	ok
	N _{corr}	32743.266				
	H _{TCorr}	364.32				
4	H _{TMax}	1214.4	83.114212	2190.409137	15749.51095	ok
	N _{corr}	32743.266				
	H _{LCorr}	1822.944				

c. Vérification du poinçonnement

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide est on calcul les contraintes. On vérifie que $\sigma_m < \sigma_{sol}$ (pas de poinçonnement)

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \left(1 + 6 \times \frac{M_H}{B \times N} \right) \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} \left(1 - 6 \times \frac{M_H}{B \times N} \right) \quad \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Les tableaux suivants représentent les vérifications de la semelle au poinçonnement à L'ELU, à l'ELS et à l'ELA :

Tableau XI- 25: Vérification au poinçonnement à L'ELU

L' E L U							
Combinaison			σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	σ_{moy} (kN/m ²)	σ_{sol} (kN/m ²)	$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$
1	N _{Max}	44943.093	340.4779773	340.4779773	340.478	1146.5	ok
	M _{HCorre}	0					
2	N _{Min}	43666.695	330.8082955	330.8082955	330.808	1146.5	ok
	M _{Corre}	0					
3	M _{Hmax}	13184.8704	388.0745167	288.1891348	363.1	1146.5	ok
	N _{Corre}	44633.401					

Tableau XI- 26 : Vérification au poinçonnement à L'ELS

L' E L S							
Combinaison			σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	σ_{moy} (kN/m ²)	σ_{sol} (kN/m ²)	$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$
1	N _{Max}	33291.18	252.2059091	252.2059091	252.206	771.4	ok
	M _{HCorr}	0					
2	N _{Min}	32345.7	245.0431818	245.0431818	245.043	771.4	ok
	M _{HCorr}	0					
3	M _{HMax}	9888.6528	288.099503	213.1854667	269.37	771.4	ok
	N _{Corr}	33084.808					

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 27 : Vérification au poinçonnement à L'ELA

L' E L A					
Combinaison			σ_{ELA} (kN/m ²)	σ_{sol} (kN/m ²)	$\sigma_{ELA} < \sigma_{sol}$
1	N _{Max}	35676.932	344.000673	1230.7	ok
	S (m ²)	103.7118087			
2	N _{Min}	32657.624	643.5661041	1230.7	ok
	S (m ²)	50.74478565			
3	N _{CORR}	32743.266	657.2492279	1230.7	ok
	S (m ²)	49.81864506			
4	N _{CORR}	32743.266	393.9550792	1230.7	ok
	S (m ²)	83.11421206			

XI.5.5 Méthode utilisée

Pour la détermination des moments, on utilise la méthode de console où les paramètres nécessaires sont les suivants :

Tableau XI- 28 : Contraintes nécessaires pour calcul de ferrailage de semelle

Combinaisons	σ_{max}	σ_{min}
ELU	388.074	324.78
ELS	288.099	241.88
ELA	657.2492279	657.2492279

$$D = A_1 + \frac{b}{4} ; \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times D}{B} ; R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times D}{2} ; d = \frac{\sigma_d + 2 \times \sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \times \frac{D}{3}$$

La figure ci-dessous résume la configuration de la méthode :

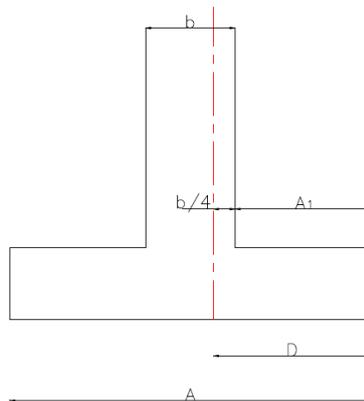


Figure XI- 17 : Méthode de console.

Les tableaux suivants représentent les efforts verticaux et les moments appliqués sur la semelle :

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 29 : Efforts verticaux et les moments appliqués sur la semelle

	ELU	ELS		ELA
D (m)	4.625	4.625	D (m)	4.625
σ_d (kN/m²)	363.7	270.29	$\sigma_{d\ ELA}$ (kN/m²)	657.25
R (kN)	1738.48	1291.28	R (kN)	3039.778
d (m)	2.34	2.34	d (m)	2.3125
M (kN.m)	4068.0432	3017.83	M (kN.m)	7029.48

La distribution de contrainte à l'ELU, l'ELS et l'ELA est représenté dans la figure suivantes :

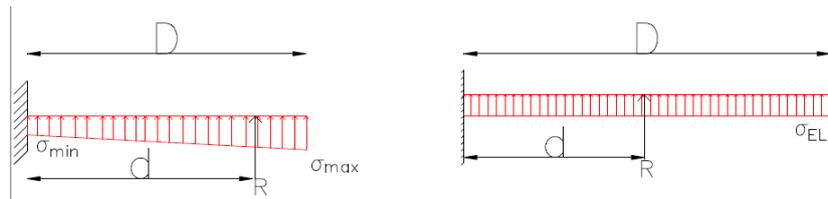


Figure XI- 18: Distribution de contrainte à l'ELU, l'ELS et l'ELA

a. Ferrailage

Le ferrailage est déterminé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple $h=2.5$ m $b=1$ m).

- **Nappe inférieure**

- Armature longitudinale

$A_{s\ long\ inf} = 59.2\ cm^2/ml \rightarrow$ 1 double nappe de 7HA25 ($A_s = 68.72\ cm^2/ml$) espacées de 15 cm

- Armature de répartition

$A_r = \frac{A_{s\ long\ inf}}{3} = 22.9\ cm^2/ml \rightarrow$ 8HA20 ($A_r=25.13\ cm^2/ml$) espacées de 12.5 cm.

- **Nappe supérieure**

- Armature longitudinale

$A_s = \frac{A_{s\ long\ inf}}{3} = 22.9\ cm^2/ml \rightarrow$ double nappe de 6HA20 ($A_r=37.7\ cm^2/ml$) espacées de 18 cm.

- Armature de répartition

$A_r = \frac{A_{s\ long\ sup}}{3} = 12.56\ cm^2/ml \rightarrow$ 8HA16 ($A_r=16.08\ cm^2/ml$) espacées de 12.5 cm.

- Armature latérale

$A_{latérale} = \frac{A_{s\ long\ inf}}{10} = 6.872\ cm^2/ml \rightarrow$ 3HA20 ($9.42\ cm^2$) espacées de 45 cm

➤ **Condition de non fragilité**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 2.45 \times \frac{2.22}{500} = 25.02 \text{ cm}^2$$

$$37.7 > 25.02$$

Selon RPOA, la section minimale dans la zone IIa est :

$$0.15 \% \times S \leq A_{min} \leq 1.5 \% \times S \Rightarrow 37.5 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 375 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions précédentes sont vérifiées.

Vérification des contraintes de cisaillement

$$V_{max} = 3039.778 \text{ KN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.24 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\tau_{max} \leq \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right].$$

Avec :

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

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$$\tau_{max} \leq \text{Min} (2.7 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des semelles est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau XI- 30: Résultats du ferrailage des semelles

Pile		Armature Principal(cm ²)	Choix	Armature de répartition (cm ²)	Choix
P1/P2/P7/P5/P8/P9	Nappe inférieure	42.6	10HA25	14.2	5HA20
	Nappe supérieure	14.2	5HA20	4.73	4HA16
P3/P4	Nappe inférieure	35.9	8HA25	11.97	5HA20
	Nappe supérieure	11.97	5HA20	3.99	4HA14
P10/P12	Nappe inférieure	45.1	10HA25	15.03	6HA20
	Nappe supérieure	15.03	6HA20	5.01	4HA16

b. Schéma de ferrailage

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage de la semelle :

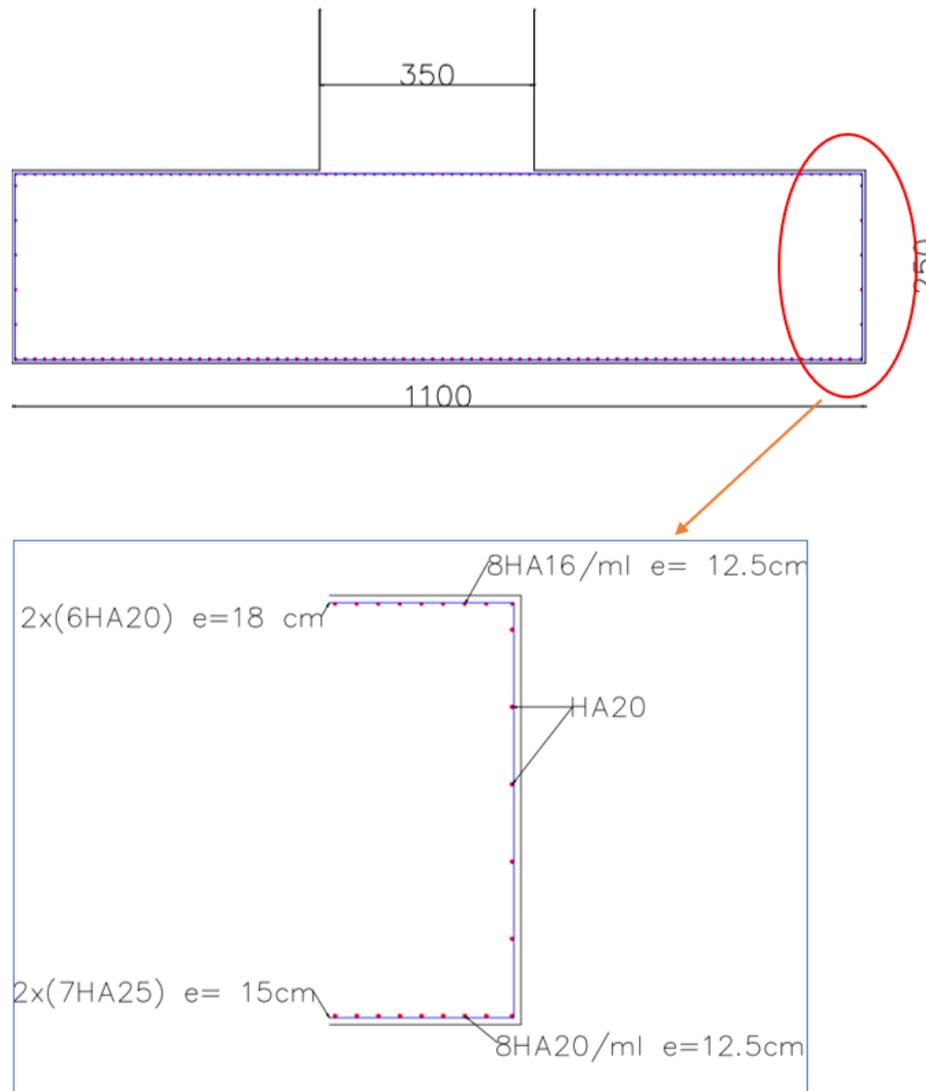


Figure XI- 19 : Schéma de ferrailage de semelle

XI.6 Etude de la culée

Les éléments constructifs de la culée sont mentionnés dans la figure ci-dessous :

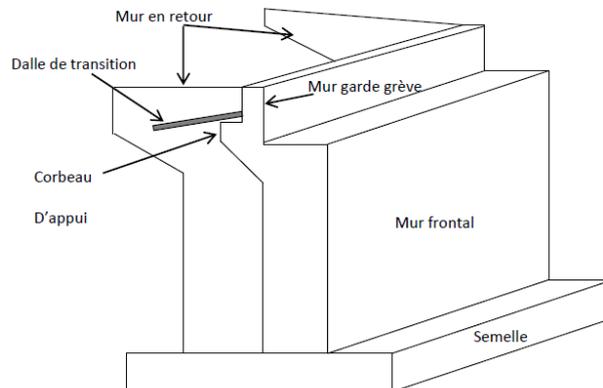


Figure XI- 20: Eléments constitutifs de la culée

XI.6.1 Dimensionnement de la culée

Le dimensionnement de la culée est fait selon le règlement S.E.T.R.A.

Remarque :

Dans l'étude de culée, on s'intéresse à la culée C2

La figure suivante représente les dimensions de la culée

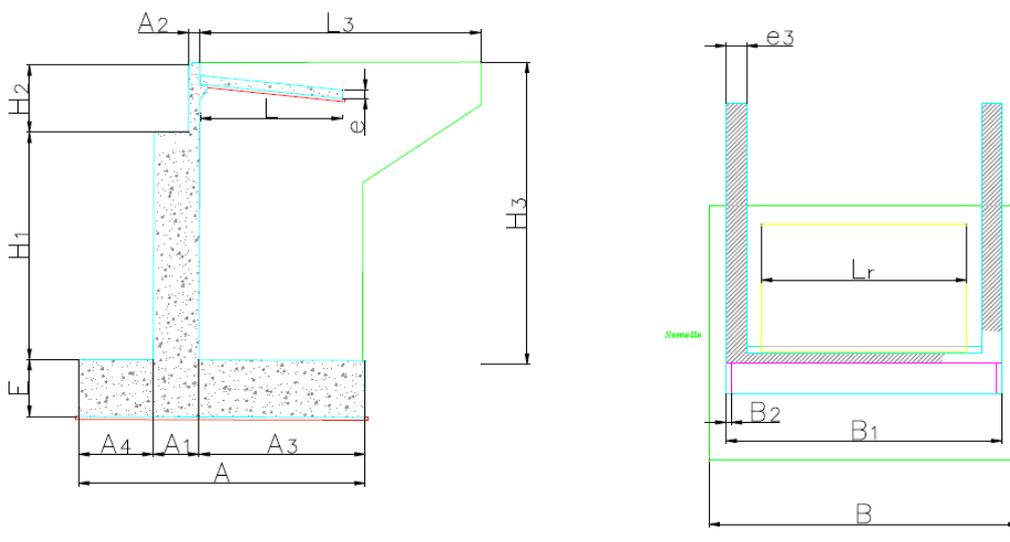


Figure XI- 21: Dimensions de la culée

a. Mur garde grève :

Hauteur : $H_2 = 2.47 \text{ m}$

Epaisseur :

$$A_2 \geq \text{Max} \left(0.3 \text{ m}; \frac{H}{8} \right) = \text{Max} (0.3 \text{ m}; 0.31 \text{ m})$$

Donc :

$$A_2 = 0.4 \text{ m}$$

Longueur : $B_1 = 10.76$ m

b. Mur en retour

L'épaisseur du mur en retour est supérieure à 20 cm (S.E.T.R.A).

Epaisseur : $e_3 = 0.8$ m ; Hauteur : $H_3 = 10.47$ m ; Longueur : $L_3 = 9.8$ m

c. Dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

Longueur : $L \leq \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{ m}, 0.6 H)] = 6\text{ m}$

On prend :

$L = 5\text{m}$

On a :

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{17}$$

$0.25 \leq e \leq 0.3$

Epaisseur : $e = 0.3$ m.

Largeur : $L_r = 9.5$ m.

d. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande hauteur de 0.5 m, une petite hauteur de 0.24 m et une base de 0.28 m.

e. Mur frontal

Ces dimensions doivent être suffisantes pour recevoir les appareils d'appuis et l'espace réservé à l'entretien à travers le temps. Ces dimensions sont :

Longueur : $B_1 = 10.76$ m ; Largeur : $A_1 = 1.6$ m ; Hauteur : $H_1 = 8$ m

f. Semelle

Les dimensions de la semelle sont telles que :

$A = 10\text{m}$; $B = 12$ m

La hauteur de la semelle : $E = 2$ m

XI.6.2 Etude de semelle

La semelle est une semelle superficielle

a. Charges appliquées sur la semelle

Les charges sont :

- **Charges permanentes**

- **Poids propre du mur garde-grève**

$$P_{MMG} = \rho_{\text{béton}} \times e \times H \times L = 25 \times 0.4 \times 2.47 \times 10.76 = 263.62 \text{ kN}$$

- **Poids de mur frontal**

$$P_{MF} = \rho_{\text{béton}} \times H \times l \times L = 25 \times 8 \times 1.6 \times 10.76 = 3443.2 \text{ kN}$$

- **Poids propre du mur en retour**

$$P_{MR} = 2 \times \rho_{\text{béton}} \times e \times S = 2 \times 25 \times \left(4.1 \times \frac{2.73 + 2 \times 1.5}{2} + 5.7 \times 10.47 \right) \times 0.8 = 2879.78 \text{ kN}$$

- **Poids de la dalle de transition**

$$P_{DDT} = \rho_{\text{béton}} \times e \times l \times L = 25 \times 0.3 \times 9.5 \times 5 = 356.25 \text{ kN}$$

- **Poids du corbeau :**

$$P_{\text{corbeau}} = \rho_{\text{béton}} \times L \times S = 25 \times 9.5 \times \left(\frac{0.5 + 0.24}{2} \right) \times 0.28 = 24.67 \text{ kN}$$

- **Poids de la semelle**

$$P_{\text{semelle}} = \rho_{\text{béton}} \times e \times A \times B = 25 \times 2 \times 10 \times 12 = 6000 \text{ kN}$$

- **Poids des terres**

$$P_{\text{terre arrière}} = \rho_{\text{terre}} \times h \times l \times L = 18 \times 8.8632 \times 5.8 \times 12 = 11103.8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{terre avant}} = \rho_{\text{terre}} \times h \times l \times L = 18 \times 5.522 \times 2.6 \times 12 = 3101.3 \text{ kN}$$

Avec :

ρ_{terre} : Poids volumique de remblai ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

$l = 2.6 \text{ m}$ (largeur de patin avant).

$l = 5.8 \text{ m}$ (largeur de patin arrière).

$L = 12 \text{ m}$ (longueur de la semelle).

$H = 8.8632 \text{ m}$ (hauteur du remblai du patin arrière).

$H = 5.522 \text{ m}$ (hauteur du remblai du patin avant).

- **Poussée des terres statiques**

La charge due aux poussées des terres est appliquée à $H/3$ du hauteur totale de la culée, elle est donnée par :

$$F_a = \frac{1}{2} \times \rho_{\text{terre}} \times H^2 \times L \times K_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 12.47^2 \times 10.76 \times 0.334 = 5029.61 \text{ kN}$$

Tel que :

$$K_a = \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = 0.334$$

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

- **Charge dynamique**

- **Poussée des terres dynamiques**

La charge due aux poussées des terres est appliquée à H/2 de la hauteur totale de la culée, elle est donnée par :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \rho_{terre} (1 \pm kv) H^2 \times L \times K_{ad}$$

On a les coefficients sismiques :

K_v : Coefficient sismique vertical ($K_v = 0.075$)

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de Mononobé-Okabé (R.P.O.A) :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta + \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :

H : Hauteur du mur.

$\rho_{terre} = 18 \text{ kN/m}^3$: Poids des terres.

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$: Angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right) \rightarrow \theta = \begin{cases} +13.03 \rightarrow K_{ad} = 0.502 \\ -15.12 \rightarrow K_{ad} = 0.538 \end{cases}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 18 \times (1 + 0.075) \times 12.47^2 \times 10.76 \times 0.538 = 8709.2 \text{ kN}$$

- **La composante dynamique horizontale :**

$$P_{comp_Long} = K_h \times P$$

- **La composante dynamique vertical**

$$P_{comp_verti} = K_v \times P$$

P : Poids propre d'élément

- **Surcharge des terres**

- **Poids des surcharges de remblai**

La surcharge additionnelle sur le remblai vaut 10 kN/m^2 . Donc, la poussée due aux surcharges de remblais est donnée par :

$$F_a = 10 \times l \times L = 10 \times 5 \times 9.5 = 475 \text{ kN}$$

Avec :

l : Longueur de la dalle de transition $l = 5 \text{ m}$.

L : Largeur de la dalle de transition $L = 9.5 \text{ m}$

- **Poussée des surcharges remblai**

$$F_a = 10 \times L \times h \times K_a = 10 \times 9.5 \times 12.47 \times 0.334 = 395.7 \text{ kN}$$

Avec

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

K_a : coefficient de poussée des terres statiques ($K_a = 0.334$).

h : Hauteur de la culée ($h = 12.47$ m).

L : Largeur de dalle de transition

➤ Surcharge d'exploitation

Le tableau suivant résume les charges d'exploitations (voire chapitre 4)

Tableau XI- 31: Surcharges d'exploitations

Surcharges	Une travée chargée	
	N(kN)	Force de freinage
A(L)	1223.235	116.25
Bc	1133.99	150
Mc120	1074.44	0
D240	1763.66	0

La figure ci-dessous montre les repères de calcul des efforts :

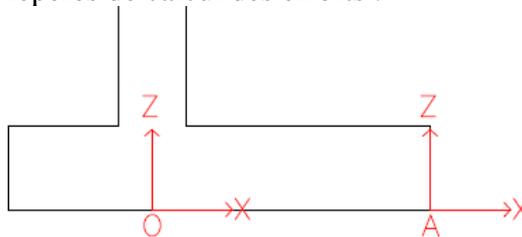


Figure XI- 22 : Repère de calcul des moments

Le tableau suivant résume les charges appliquées sur la semelle (cas normal)

Tableau XI- 32: Charges appliquées sur la semelle (cas normal)

Désignation	N(kN)	X _v (m)	H _L (kN)	Z _h (m)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)
Poids propre du tablier	3845.17	3.20	/	-10.2	12304.544	/
Mur G grève	263.62	4.00	/	-11.23	1054.48	/
Mur frontal	3443.2	3.40	/	-6.00	11706.88	/
Mur en retour	2879.78	7.81	/	-7.83	22491.0818	/
Semelle	6000	5.00	/	-1.00	30000	/
Poids de la dalle de transition	356.25	4.33	/	-11.45	1542.5625	/
Corbeau	24.67	4.37	/	-11.39	107.8	/
Poids des terres P arrière	11103.8	7.10	/	/	78836.98	/
Poids des terres P avant	3101.3	1.30	/	/	4037	/
Poussée des terres	/	/	5029.6	-4.15	/	-20872.8734

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Le tableau suivant résume les charges appliquées (composante verticale, horizontale, poussé dynamique) sur la semelle (cas sismique)

Tableau XI- 33: Charges appliquées sur la semelle (cas sismique)

Désignation	N (kN)	H _L (kN)	X _v (m)	H _T (kN)	Z _h (m)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _T (kN.m)
Poids propre du tablier	1337.88	883.46	3.20	813.872	-10.2	4281.216	-9011.29	8301.5
Mur G grève	19.77	65.9	4.00	/	-11.23	79.08	-740.057	/
Mur frontal	258.24	860.8	3.40	/	-6.00	878.016	-5164.8	/
Mur en retour	215.97	719.9	7.81	/	-7.83	1686.72	5636.817	/
Semelle	450	1500	5.00	/	-1.00	2250	-1500	/
Poids de la dalle de transition	26.72	89.1	4.33	/	-11.45	115.7	-1020.2	/
Corbeau	1.85	6.167	4.37	/	-11.39	8.0845	-70.24	/
Poids des terres P arrière	832.8	/	7.10	/	/	5912.88		/
Poids des terres P avant	232.6	/	1.30	/	/	302.38		/
Poussée des terres dynamique	/	8709.2	/	/	-6.225	/	-54214.8	/

Le tableau suivant résume les surcharges appliquées sur la semelle

Tableau XI- 34: Surcharges appliquées sur la semelle

DÉSIGNATION	N (kN)	H _L (kN)	X _v (m)	Z _h (m)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)
Surcharge A(l)	1223.235	116.25	3.20	-10.2	3914.352	-1185.75
Surcharge Bc	1133.99	150	3.20	-10.2	3628.76	-1530
Surcharge Mc120	1074.44	0.00	3.20	0.00	3438.208	0.00
Surcharge D240	1763.66	0.00	3.20	0.00	5643.712	0.00
Poids des surcharges sur remblais	475	/	4.33	/	2056.75	/
Poussée des surcharges		395.7		-6.225		-2463.2325
Surcharge STR	36.34	0.00	3.20	0.00	232.576	0,00

b. Combinaison des charges

Les tableaux suivants résument les combinaisons à l'ELU, l'ELS et l'ELA

Tableau XI- 35: Combinaisons à l'ELU

Combinaison à l'ELU pour la culée C2	N (kN)	H _L (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _O (kN.m)
1.35 N + 1.6 (A(l)+S.rem+str)	44649.3365	/	228735.678	/	-28527.75638
1.35 H + 1.6 (Fr A(l)+S.rem)	/	7609.08	/	-34016.75189	
1.35 N + 1.6 (Bc+S.rem+Str)	44506.5445	/	228278.731	/	-28821.54358
1.35 H + 1.6 (Fr Bc+ S.rem)	/	9237.464	/	-34567.55189	
1.35 N + 1.35 (Mc120)	43324.5105	/	223451.374	/	-21349.55838
1.35 H (pousse de terre)	/	6789.96	/	-28178.37989	
1.35 N + 1.35 (D 240)	44695.8725	/	226428.804	/	-25228.93798
1.35 H(pousse de terre)		6789.96	/	-28178.38	

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 36: Combinaisons à l'ELS

Combinaison à l'ELS pour la culée C2	N (kN)	H _L (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)
N + 1.2 (A(l)+S.rem+str)	33099.28	/	169525.742	/	-21222.31
H + 1.2 (Fr A(l)+S.rem)	/	5643.94	/	-25251.65	
N + 1.2 (Bc+S.rem+Str)	32992.186	/	169183.032	/	-21442.65
H + 1.2 (Fr Bc+ S.rem)	/	6865.228	/	-25664.75	
N + Mc120	32092.23	/	165519.536	/	-15814.49
H (pousse de terre)	/	5029.6	/	-20872.87	
N + (D 240)	32781.45	/	167725.04	/	-17055.08
H (pousse de terre)	/	5029.6	/	-20872.874	

Tableau XI- 37: Combinaisons à l'ELA

E = (E _L + 0.3 E _V + 0.3 E _T)	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)	M _T (kN.m)
G+E+0.2A(l)	32377.6	/	/	167976.3	/	-81598.23	2490.45
H+E+0.2 Freinage A(l)	/	17134.33	244.16	/	-87687.24		2490.45
G+E+0.2. Bc	32359.61	/	/	167919.17	/	-81634.95	2490.45
H+0.2. Freinage Bc	/	17065.48	244.16	/	-87756.09		2490.45
G+E+0.2 Mc120	32245.43	/	/	167423.20	/	-80761.39	2490.45
H+E	/	17864.13	244.16	/	-86957.46		2490.45
G+E+0.2 D240	32383.27	/	/	167864.3	/	-81009.51	2490.45
H+E	/	17864.13	244.16	/	-86957.45		2490.45

E = (E _V + 0.3 E _L + 0.3 E _T)	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)	M _T (kN.m)
G+E+0.2 A(l)	34740.535	/	/	178836.14	/	-36294.58	2490.45
H+E+0.2Freinage A(l)	/	8150.16	244.16	/	-41428.04		2490.45
G+E+0.2 Bc	34722.686	/	/	178779.02	/	-36331.3	2490.45
H+0.2 Freinage Bc	/	8081.32	244.16	/	-41496.89		2490.45
G+E+0.2 Mc120	34608.508	/	/	178283.05	/	-35457.74	2490.45
H+E	/	8879.96	244.16	/	-40698.25		2490.45
G+E+0.2 D240	34746.352	/	/	178724.15	/	-35705.86	2490.45
H+E	/	8879.96	244.16	/	-40698.25		2490.45

E = (E _T + 0.3 E _L + 0.3 E _V)	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)	M _T (kN.m)
G+E+0.2 A(l)	32377.45	/	/	167976.29	/	-35339.03	8301.5
H+E+0.2 Freinage A(l)	/	8150.16	813.87	/	-41428.04		8301.5
G+E+0.2 Bc	32359.61	/	/	167919.17	/	-35375.75	8301.5
H+0.2Freinage Bc	/	8081.31	813.87	/	-41496.89		8301.5
G+E+0.2 Mc120	32245.43	/	/	167423.2	/	-34502.19	8301.5
H+E	/	8879.96	813.87	/	-40698.25		8301.5
G+E+0.2 D240	32383.27	/	/	167864.3	/	-34750.31	8301.5
H+E	/	8879.96	813.87	/	-40698.25		8301.5

X_V : Distance horizontale entre le centre de gravité de l'élément et le repère A

M_o : Moment total par rapport à O, tel que : $M_o = M_N + M_L - N \times \frac{A}{2}$

c. Vérification des semelles

Selon RPOA, la fondation superficielle doit être vérifiée vis-à-vis du renversement, du glissement et du poinçonnement voire détails du calcul plus haut.

- **Stabilité au renversement**

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Les tableaux suivants représentent les vérifications de la semelle au renversement à L'ELU, à l'ELS et à l'ELA :

Tableau XI- 38: Stabilité au renversement à l'ELU

L' E L U					
Combinaison			e (m)	B/3 (m)	vérification
1	N _{Max}	44695.8725	4.435542108	4	ok
	M _{NCorr}	226428.8044			
	M _{LCorr}	-28178.37989			
2	N _{Min}	43324.5105	4.507217551	4	ok
	M _{NCorr}	223451.374			
	M _{LCorr}	-28178.37989			
3	M _{Nmax}	228735.678	4.36107099	4	ok
	M _{Lmax}	-34016.75189			
	N _{Corr}	44649.3365			

Tableau XI- 39: Stabilité au renversement à l'ELS

L' E L S					
Combinaison			e (m)	B/3 (m)	vérification
1	N _{Max}	33099.28	4.358828618	4	ok
	M _{NCorre}	169525.7419			
	M _{LCorre}	-25251.65			
2	N _{Min}	32092.23	4.507217551	4	ok
	M _{NCorre}	165519.5363			
	M _{LCorre}	20872.87			
3	M _{Nmax}	169525.7419	4.358828618	4	ok
	M _{LMAX}	-25251.65			
	N _{Corre}	33099.28			

Tableau XI- 40: Stabilité au renversement à l'ELA

L' E L A							
Combinaisons			e (m)	e' (m)	S (m ²)	comp (%)	vérification
1	N _{Max}	34746.352	1.027614594	0.07167515	98.02212224	81.69	ok
	M _{oCorr}	-35705.86					
	M _{TCorr}	2490.45					
2	N _{Min}	32245.427	2.504584236	0.077234208	68.82845262	57.36	ok
	M _{oCorr}	-80761.39					
	M _{TCorr}	2490.45					
3	M _{oMax}	-86957.45	2.685258262	0.076905449	65.27514796	54.40	ok
	N _{Corres}	32383.271					
	M _{TCorr}	2490.45					
4	M _{Tmax}	8301.5	1.09320706	0.256538978	93.10072422	77.58	ok
	N _{corr}	32359.605					
	M _{oCorr}	35375.75					

- **Stabilité au glissement**

Les tableaux suivants représentent les vérifications de la semelle au glissement à L'ELU, à l'ELS et l'ELA :

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 41: Stabilité au glissement à l'ELU

L' E L U				
Combinaison			0.481N(kN)	H<0.481N
1	N _{Max}	44695.8725	21498.71467	ok
	H _{LCorres}	6789.96		
2	N _{Min}	43324.5105	20839.08955	ok
	H _{LCorres}	6789.96		
3	H _{LMax}	9237.464	21407.6479	ok
	N _{Corres}	44506.5445		

Tableau XI- 42: Stabilité au glissement à l'ELS

L' E L S				
Combinaison			0.481N(kN)	H<0.481N
1	N _{Max}	33099.28	15920.75368	ok
	H _{LCorres}	5643.94		
2	N _{Min}	32092.23	15436.36263	ok
	H _{LCorres}	5029.6		
3	H _{LMax}	6865.228	15869.24147	ok
	N _{Corres}	32992.186		

Tableau XI- 43: Stabilité au glissement à l'ELA

L' E L A						
Combinaison			S (m ²)	H(kN)	0.481N(kN)	H< 0.481N
1	N _{Max}	34746.352	98.02212224	8883.314176	16712.99531	ok
	H _{LCorr}	8879.9581				
	H _{TCorr}	244.1616				
2	N _{Min}	32245.427	68.8284526	8883.314176	15510.05039	ok
	H _{LCorr}	8879.9581				
	H _{TCorr}	244.1616				
3	H _{LMax}	17864.127	65.27514796	17865.79549	15576.35335	ok
	N _{corr}	32383.271				
	H _{TCorr}	244.1616				
4	H _{TMax}	8301.5	93.10072422	11585.44343	15564.97001	ok
	N _{corr}	32359.605				
	H _{LCorr}	8081.3116				

- **Vérification du poinçonnement**

Les tableaux suivants représentent les vérifications de la semelle au poinçonnement à L'ELU, à l'ELS et à l'ELA :

Tableau XI- 44: Stabilité au poinçonnement à l'ELU

L' E L U							
Combinaison			σ _{max} (kN/m ²)	σ _{min} (kN/m ²)	σ _{moy} (kN/m ²)	σ _{sol} (kN/m ²)	σ _{moy} < σ _{sol}
1	N _{Max}	44695.8725	491.3312558	253.599953	431.89843	740.8	ok
	M _{Corre}	-28527.7564					
2	N _{Min}	43324.5105	272.0810942	449.99408	316.55934	740.8	ok
	M _{Corre}	-21349.55838					
3	M _{Max}	-28821.54358	490.9776358	250.798106	430.93275	740.8	ok
	N _{Corre}	44506.5445					

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 45: Stabilité au poinçonnement à l'ELS

L' E L S							
Combinaison			σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	σ_{moy} (kN/m ²)	σ_{sol} (kN/m ²)	$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$
1	N _{Max}	33099.28	364.2536295	187.401037	320.040481	504.7	ok
	M _{Corr}	-21222.312					
2	N _{Min}	32092.23	356.7796312	178.090869	312.107441	504.7	ok
	M _{Corr}	-21442.6515					
3	M _{Max}	-21442.652	364.2792645	185.590502	319.607074	504.7	ok
	N _{Corr}	32992.19					

Tableau XI- 46: Stabilité au poinçonnement à l'ELA

L' E L A					
Combinaison			σ_{ELA} (kN/m ²)	σ_{sol} (kN/m ²)	$\sigma_{ELA} < \sigma_{sol}$
1	N _{Max}	34746.352	354	876.1	vérifiée
	S (m ²)	98.02212224			
2	N _{Min}	32245.427	468	876.1	vérifiée
	S (m ²)	68.82845262			
3	N _{CORR}	32383.271	496	876.1	vérifiée
	S (m ²)	65.27514796			
4	N _{CORR}	32359.605	348	876.1	vérifiée
	S (m ²)	93.10072422			

d. Méthode utilisée

Pour la détermination des moments, on utilise la méthode de la console courte. Dans cette méthode les paramètres nécessaires sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau XI- 47: Récupératif des contraintes utilisées

Combinaisons	σ_{max} (KPa)		σ_{min} (KPa)	
	Patin avant	Patin arrière	Patin avant	Patin arrière
ELU	491.3312558	400.99	420.011	253.6
ELS	364.2536295	297.047	311.195	187.4
ELA	496	496	496	496

Les lois utilisées sont :

$$D = A_1 + \frac{b}{4} ; \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times D}{B} ; R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times D}{2} ; d = \frac{\sigma_d + 2 \times \sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \times \frac{D}{3}$$

La figure ci-dessous résume la configuration de la méthode :

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

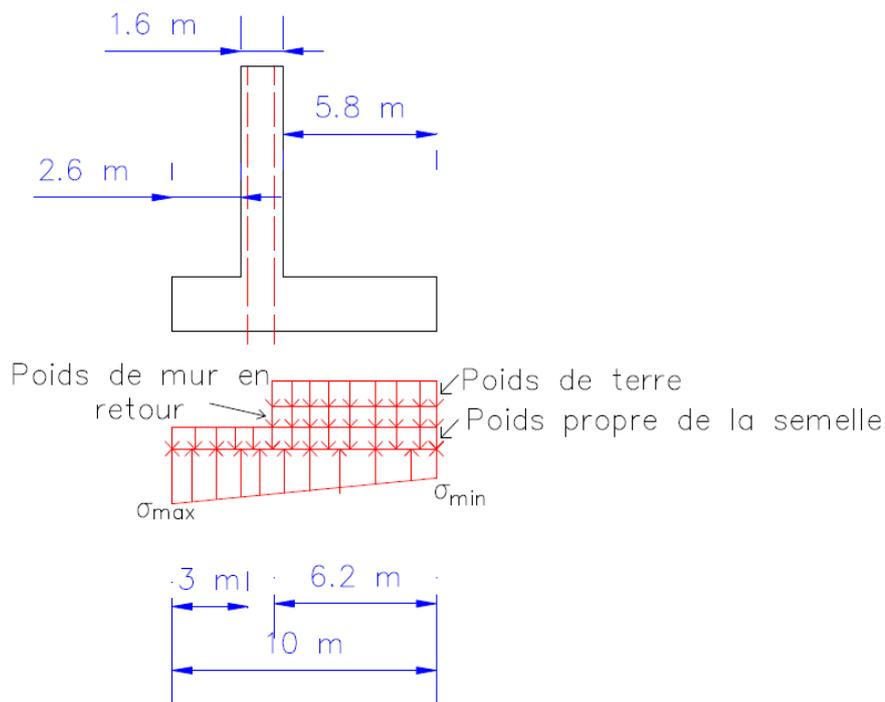


Figure XI- 23: Méthode de la console

- **Patin avant (pour le ferrailage de la nappe inférieure de semelle)**

La figure suivante représente la distribution des contraintes à l'ELU, l'ELS et l'ELA.

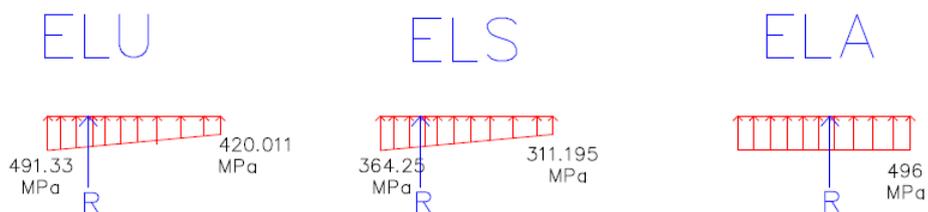


Figure XI- 24: Distribution des contraintes à l'ELU, l'ELS et l'ELA

Dans le tableau suivant figure les efforts verticaux et les moments appliqués sur le patin avant.

Tableau XI- 48: Efforts verticaux et moments appliqués sur le patin avant

	ELU	ELS		ELA
D (m)	3	3	D (m)	3
σ_a (kN/m²)	473.5	350.99	σ_{ELA} (kN/m²)	496
R (kN)	1447.24	1072.86	R (kN)	1488
d (m)	1.51	1.51	d (m)	1.5
M (kN.m)	2185.334	1620.186	M (kN.m)	2232

- **Patin arrière (ferraillage de la nappe supérieure de semelle)**

Pour ferrailer la nappe supérieure, il faut trouver la sollicitation la plus défavorable. Celle-ci consiste à retrancher les efforts suivants :

➤ **ELU**

$$1.35 \times P_{remblai} + 1.6 \times P_{surcharge\ remblai} = \frac{1.35 \times 11103.8 + 1.6 \times 475}{6.2 \times 12} = 211.69 \text{ MPa}$$

$$1.35 \times P_{mur\ de\ retour} = \frac{1.35 \times 2879.78}{6.2 \times 12} = 52.25 \text{ MPa}$$

$$1.35 \times P_{semelle} = 1.35 \times 25 \times 2 = 67.5 \text{ MPa}$$

➤ **ELS**

$$P_{remblai} + 1.2 \times P_{surcharge\ remblai} = \frac{11103.8 + 1.2 \times 475}{6.2 \times 12} = 156.9 \text{ MPa}$$

$$P_{mur\ de\ retour} = \frac{2879.78}{6.2 \times 12} = 38.7 \text{ MPa}$$

$$P_{semelle} = 25 \times 2 = 50 \text{ MPa}$$

➤ **ELA**

$$P_{remblai} + 0.2 \times P_{surcharge\ remblai} + 0.3 E_V\ remblai = \frac{11103.8 + 0.2 \times 475 + 0.3 \times 832.8}{6.2 \times 12} = 161.72 \text{ MPa}$$

$$P_{mur\ de\ retour} + 0.3 E_V\ mur\ de\ retour = \frac{2879.78}{6.2 \times 12} + 0.3 \times \frac{215.97}{6.2 \times 12} = 39.57 \text{ MPa}$$

$$P_{semelle} + 0.3 E_V\ semelle = 50 + \frac{0.3 \times 450}{6.2 \times 12} = 51.81 \text{ MPa}$$

La figure suivante représente la distribution des contraintes à l'ELU, l'ELS et l'ELA.

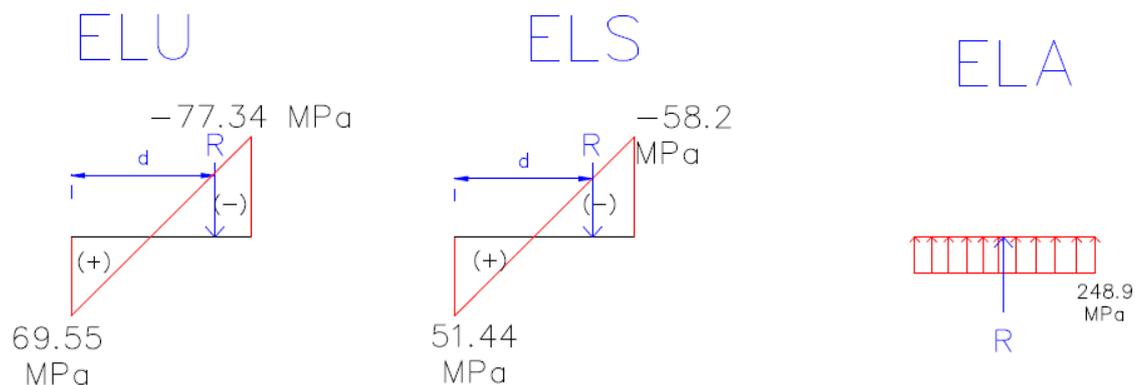


Figure XI- 25: Distribution de contraintes à l'ELU, l'ELS et l'ELA

Le tableau suivant regroupe les efforts verticaux et les moments appliqués sur le patin arrière :

Tableau XI- 49: Efforts verticaux et les moments appliqués sur le patin arrière

	ELU	ELS		ELA
D (m)	6.2	6.2	D (m)	6.2
σ_d (kN/m ²)	51.89	34.3	$\sigma_{d\text{ELA}}$ (kN/m ²)	242.9
R (kN)	170.0199	127.652	R (kN)	1505.98
d (m)	5.1	5.11	d (m)	3.1
M (kN.m)	868.01	652.30172	M (kN.m)	4668.538

e. Ferrailage

Le ferrailage est déterminé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple h=2 m b=1m).

- **Nappe inférieure**

- Armature longitudinale

$A_{s\text{ long inf}} = 35.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Double nappe 7 HA20 ($A_s = 43.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$) tous les 15 cm

- Armature de répartition

$A_r = \frac{A_{s\text{ long inf}}}{3} = 16.36 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ 7HA20 ($A_r = 22 \text{ cm}^2/\text{ml}$) tous les 15 cm

- **Nappe supérieure**

- Armature longitudinale

$A_{s\text{ long sup}} = 49.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Double nappe 7HA25+ 7HA20 ($A_s = 56.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$) espacées de 15 cm

- Armature de répartition

$A_r = \frac{A_{s\text{ long sup}}}{3} = 22.9 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ 8HA20 ($A_r = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$) espacées de 12.5 cm

- Armatures latérales

$A_{\text{latérales}} = \frac{A_{s\text{ long sup}}}{10} = \frac{56.35}{10} = 5.635 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Choix : 2HA20 ($A_{\text{latérales}} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

- **Condition de non fragilité**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 1.95 \times \frac{2.22}{500} = 25.9 \text{ cm}^2$$
$$35.7 > 25.9$$

Selon RPOA, la section minimale dans la zone IIa est donnée par l'expression suivante :

$$0.15 \% \times S \leq A_{min} \leq 1.5\% \times S \quad \Rightarrow \quad 30 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 300 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions précédentes sont vérifiées.

- **Vérification de contrainte de cisaillement**

$$V_{max} = 1505.98 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{1.50598}{1 \times 1.95} = 0.77 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, il faut :

$$\tau_{max} \leq \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right].$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (en situation durable)}$$

$$\tau_{max} \leq \text{Min} (2.7 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f. Schéma de ferrailage

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage de la semelle.

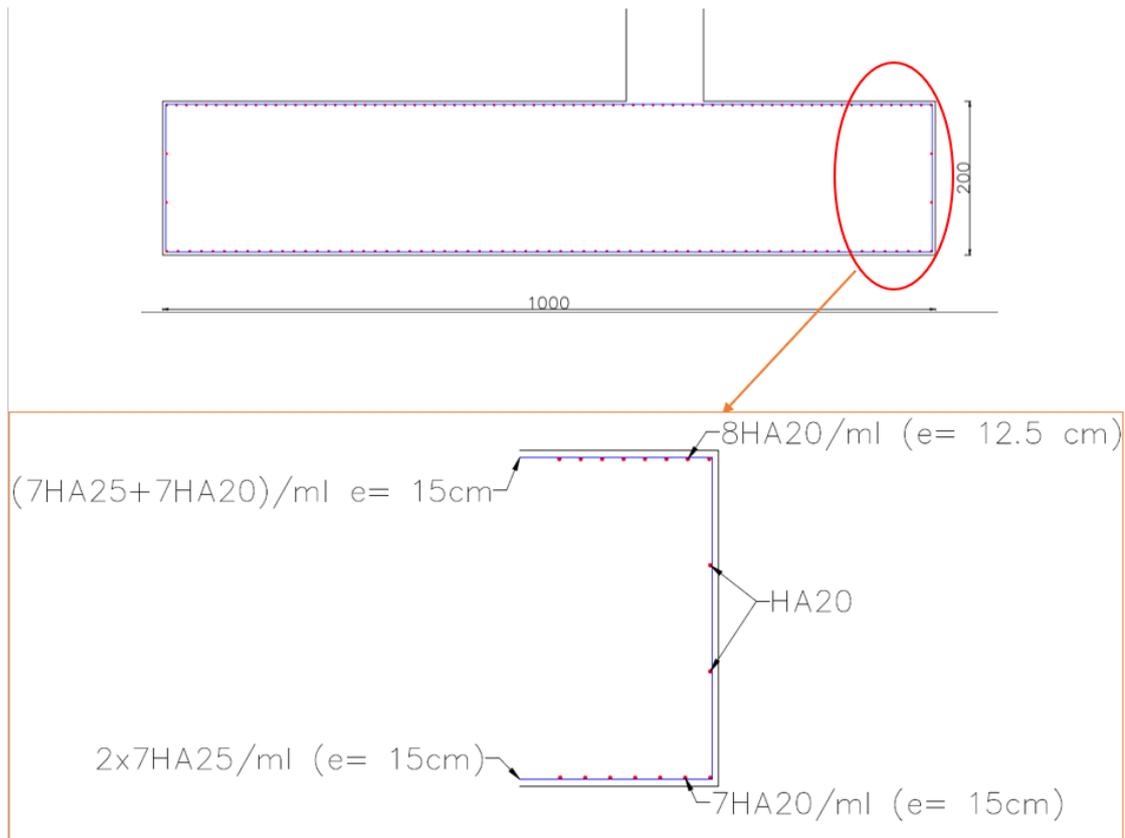


Figure XI- 26: Ferrailage de la semelle

XI.6.3 Etude et ferrailage du mur garde-grève (C2)

Le mur garde-grève est soumis aux efforts suivants :

a. Poussée due aux surcharges sur le remblai

$$P_{surcharge} = 10 \times K_a \times h = 10 \times 0.334 \times 2.47 = 8.25 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = \frac{1}{3} \times h \times P_{surcharge}$$

b. Poussée des terres

$$P_{remblai} = \frac{1}{2} \times K_a \times h^2 \times \rho_{terre} = \frac{1}{2} \times 0.334 \times 2.47^2 \times 18 = 18.34 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = \frac{1}{3} \times h \times P_{remblai}$$

c. Effort de freinage

$$M_F = \frac{\mu \times P \times h}{0.25 + (2 \times h)} = \begin{cases} 34.26 & \text{à ELS} \\ 45.69 & \text{à ELU} \end{cases}$$

μ : 1.2 pour l'ELS et 1.6 pour l'ELU

P: est égale à 60 kN

H : hauteur de mur de garde-grève

Tableau XI- 50: Sollicitations sur le mur garde-grève (C2)

	Combinaison	M(kN.m)
ELU	$1.35M_p + 1.6(M_t + M_F)$	76.94
ELS	$M_p + 1.2(M_t + M_F)$	57.521

d. Ferrailage

A l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple $h=40$ cm, $b=100$ cm), on détermine le ferrailage comme ci-dessous :

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_{s \text{ longitudinal}} = 7.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow (6\text{HA}16 \text{ } 12.06 \text{ cm}^2) \text{ espacées de } 18 \text{ cm}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_{s \text{ vertical}} = \frac{A_s}{3} = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow (4\text{HA}14 \text{ cm}^2) \text{ espacées de } 30 \text{ cm}$$

e. Vérification des contraintes de cisaillement

$$V_{max} = 99.67 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{0.09967}{1 \times 0.35} = 0.284 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, on a :

$$\tau_{max} \leq \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right].$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (en situation durable)}$$

$$\tau_{max} \leq \text{Min} (2.7\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.7 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f. Schéma de ferrailage de mur garde de grève

La figure suivante représente le ferrailage du mur garde de grève :

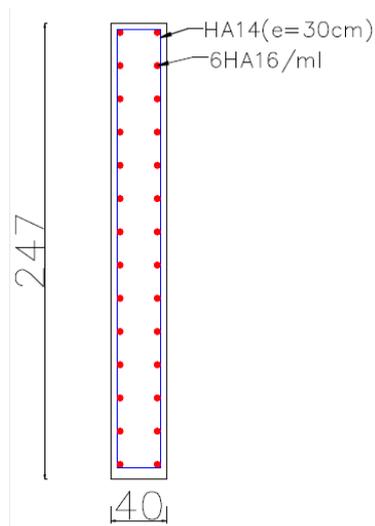


Figure XI- 27: Ferrailage de mur garde de grève

XI.6.4 Etude et ferrailage de la dalle de transition (C2)

La dalle de transition est soumise aux efforts suivants :

a. Charges permanentes

➤ Poids de la dalle de transition

$$P_{oids_{propre}} = \rho_{beton} \times e \times 1 = 25 \times 0.3 \times 1 = 7.5 \text{ KN/m}$$

➤ Poids du remblai

$$P_{rem} = \rho_{terre} \times h_{remblai} \times 1 = 18 \times 1.05 \times 1 = 18.9 \text{ KN/m}$$

➤ Poids de revêtement

$$P_{rev} = \rho_{BB} \times e_{rec} \times 1 = 24 \times 0.08 \times 1 = 1.92 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharge

Surcharge répartie, 10 kN/ml

Le tableau suivant représente les sollicitations sur la dalle de transition.

Tableau XI- 51: Sollicitations sur la dalle de transition

	Charge	T (kN)	M (kN.m)
Poids de la dalle de transition	7.5	18.75	23.44
Poids de remblai	1.92	4.8	6
Poids de revêtement	18.9	47.25	59.06
Surcharge	10	25	31.25

Le tableau suivant représente les combinaisons des charges.

Tableau XI- 52 : Combinaisons des charges

ELS (G + 1.2 Q)		ELU (1.35 G+ 1.6 Q)	
T (kN)	M (kN.m)	T (kN)	M (kN.m)
100.8	126	135.58	169.47

c. Ferrailage

A l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple $b=100$ cm, $h=30$ cm) on détermine le ferrailage comme ci-après :

- **Nappe inférieure**

- Armature longitudinale

$$A_{s \text{ long. inf}} = 23.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8 \text{ HA20 } (A_s = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacées de } 12.5 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{s \text{ long. inf}}}{3} = 8.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7\text{HA14 } (A_r = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacées de } 15 \text{ cm}$$

- **Nappe supérieure**

- Armature longitudinale

$$A_{s \text{ long sup}} = \frac{A_{s \text{ long. inf}}}{3} = 8.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 7\text{HA14 } (A_r = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacées de } 15 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{s \text{ long. sup}}}{3} = 3.59 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{HA12 } (A_r = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacées de } 22.5 \text{ cm}$$

d. Vérification de contrainte des cisaillements

$$V_{max} = 135.58 \text{ kN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{0.1358}{1 \times 0.25} = 0.54 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, on a :

$$\tau_{max} \leq \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right].$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (en situation durable)}$$

$$\tau_{max} \leq \text{Min} (2.7 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.25 \times \frac{2.22}{500} = 2.553 \text{ cm}^2$$

8.38 > 2.553 => Condition vérifiée

f. Schéma de ferrailage de dalle de transition

La figure suivante représente le ferrailage de dalle de transition :

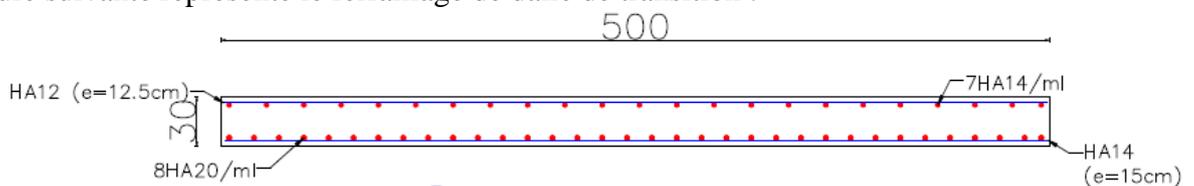


Figure XI- 28: Ferrailage de la dalle de transition

XI.6.5 Corbeau d'appui

D'après les documents de (S.E.T.R.A), son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition. Le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 15 cm, et des goujons de HA25 tous les 2 m.

La figure suivante représente le ferrailage de corbeau :

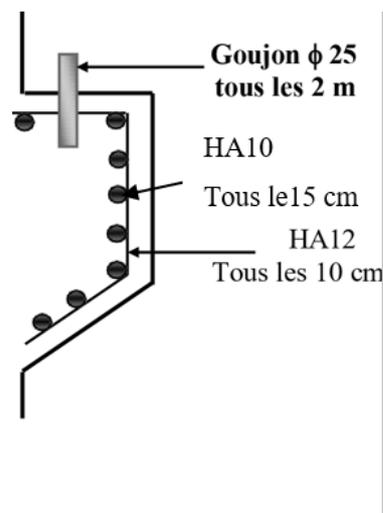


Figure XI- 29: Ferrailage de corbeau

XI.6.6 Mur en retour

a. Charges appliquées sur le mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges :

- Poids propre du mur.
- Poussées horizontales réparties :

➤ **Poussée due aux surcharges sur le remblai**

$$P_{surcharge} = 10 \times K_a = 10 \times 0.334 = 33.4 \text{ kPa}$$

➤ **Poussée des terres**

$$P_{terre_Statique} = \frac{1}{2} \times K_a \times h \times \rho_{terre} = \frac{1}{2} \times 0.334 \times 10.47 \times 18 = 31.47 \text{ KPa}$$

$$P_{terre_Dynamique} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times h \times \rho_{terre} = \frac{1}{2} \times 0.538 \times 10.47 \times 18 = 50.7 \text{ KPa}$$

- Les charges concentrées sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 40 kN et une charge horizontale de 20 kN.

b. Combinaisons des charges :

ELU : 1.35 G + 1.6 Q

ELS : G + 1.2 Q

ELA : G + E + 0.2 Q

c. Ferrailage

La détermination des moments et ferrailage sont faite à l'aide de logiciel ROBOT 2021 et ROBOT EXPERT (flexion simple $b=100 \text{ cm}$, $h=80 \text{ cm}$).

• **Armature horizontale**

La modélisation du mur se trouve à l'annexe 6.4. Les moments M_{x-x} sont :

$$M_{ELU} = 2195.69 \text{ kN} \quad ; \quad M_{ELS} = 1641.33 \text{ kN} \quad ; \quad M_{ELA} = 1262.35 \text{ kN}.$$

$A_{s \text{ horizontal}} = 103.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Choix : Deux nappe 7HA32 ($A_s = 112.59 \text{ cm}^2$) espacées de 15 cm.

• **Armature verticale**

La modélisation du mur se trouve à l'annexe 6.4. Les moments M_{y-y} sont :

$$M_{ELU} = 1675.97 \text{ kN} \quad ; \quad M_{ELS} = 1256.98 \text{ kN} \quad ; \quad M_{ELA} = 975.81 \text{ kN}$$

$A_{s \text{ vertical}} = 84.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\text{HA}32 \text{ cm}^2$ ($A_s = 88.47 \text{ cm}^2$) espacées de 9 cm

• **Condition de non fragilité**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.75 \times \frac{2.22}{500} = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$103.9 > 7.66$$

Selon RPOA la section minimale dans la zone IIa :

$$0.15 \% \times S \leq A_{min} \leq 1.5 \% \times S \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 120 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

- **Schéma de ferrailage**

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage de mur en retour

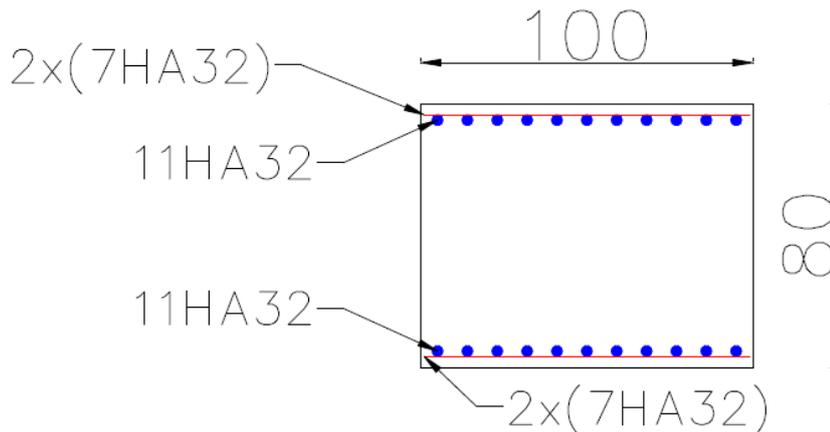


Figure XI- 30 : Ferrailage de mur en retour.

XI.6.7 Mur frontal

a. Charges et surcharges

La figure suivante présente le repère de calcul des moments

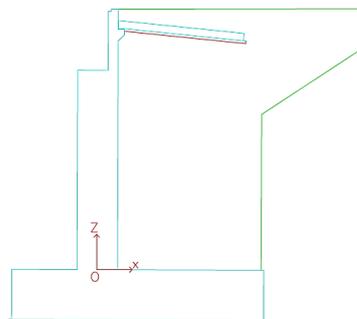


Figure XI- 31: Repère de calcul des moments

Le tableau suivant résume les charges appliquées sur le mur frontal (cas normal)

Tableau XI- 53 : Charges appliquées sur le mur frontal (cas normal)

Désignation	N(kN)	Xv(m)	H _L (kN)	Z _h (m)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)
Poids propre du tablier	3845.17	-0.2	/	-8.5	-769.034	/
Mur G grève	263.62	0.6	/	-9.23	158.172	/
Mur frontal	3443.2	0	/	-4	0	/
Poids de la dalle de transition	356.25	0.93	/	-9.45	331.3125	/
Corbeau	24.67	0.97	/	-9.39	23.9299	/
Poussée des terres sur mur frontal	/	/	3545.63	-2.15	/	-7623.105

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Le tableau suivant résume les charges appliquées (composante verticale, horizontale, poussé dynamique) sur le mur frontal (cas sismique)

Tableau XI- 54: Charges appliquées sur le mur frontal (cas sismique)

Désignation	N(kN)	H _L (kN)	X _v (m)	H _T (kN)	Z _h (m)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _T kN.m
Poids propre du tablier	1337.88	883.46	-0.2	813.872	-8.2	-267.576	-7244.372	0
Mur G grève	19.77	65.9	0.6	/	-9.23	11.862	-608.257	/
Mur frontal	258.24	860.8	0	/	-4	0	-3443.2	/
Poids de la dalle de transition	26.72	89.1	0.93	/	-9.45	24.8496	-841.995	/
Corbeau	1.85	6.167	0.97	/	-9.39	1.7945	-9.1083	/
Poussée des terres sur mur frontal	/	6139.58	/	/	-4.23	/	-25970.42	/

Le tableau suivant résume les surcharges appliquées sur le mur frontal

Tableau XI- 55: Surcharges appliquées sur le mur frontal

DÉSIGNATION	N (kN)	H (kN)	X _v (m)	Z _h (m)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)
Surcharge A(l)	1223.235	116.25	-0.2	-8.2	-244.647	-953.25
Surcharge Bc	1133.99	150	-0.2	-8.2	-226.798	-1230
Surcharge Mc120	1074.44	0.00	-0.2	0,00	-214.888	0.00
Surcharge D240	1763.66	0.00	-0.2	0,00	-352.732	0,00
Poids des surcharges sur remblais	475	/	0.93	/	441.75	/
Poussée des surcharges	/	332.21	/	-4	/	-1405.25
Surcharge STR	36.34	0.00	-0.2	0,00	232.576	0.00

b. Combinaison des charges

Le tableau représente les combinaisons des charges à l'ELU, l'ELS et l'ELA :

Tableau XI- 56: Combinaisons des charges à l'ELU

Combinaison à l'ELU	N (kN)	H _L (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)
1.35 N + 1.6 (A(l)+S.rem+str)	13484.75	/	342.4	/	-13722.39
1.35 H + 1.6 (Fr A(l)+S.rem)	/	5504.14	/	-14064.79	
1.35 N + 1.6 (Bc+S.rem+Str)	13341.96	/	370.96	/	-14136.63
1.35 H + 1.6 (Fr Bc+ S.rem)	/	7132.52	/	-14507.59	
1.35 N + 1.35 (Mc120)	12159.92	/	-635.19	/	-10926.38
1.35 H	/	4786.60	/	-10291.19	
1.35 N + 1.35 (D 240)	13531.28	/	-821.27	/	-11112.47
1.35 H(poussée)	/	4786.60	/	-10291.19	

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

Tableau XI- 57: Combinaisons des charges à l'ELS

Combinaison à l'ELS pour la culée C2	N (kN)	H (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)
N + 1.2 (A(l)+S.rem+str)	10014.4	/	259.99	/	-10193.31
H + 1.2 (Fr A(l)+S.rem)	/	4083.78	/	-10453.3	
N + 1.2 (Bc+S.rem+Str)	9907.31	/	281.41	/	-10503.99
H + 1.2 (Fr Bc+ S.rem)	/	5305.07	/	-10785.4	
N + Mc120	9007.35	/	-470.51	/	-8093.61
H	/	3545.63	/	-7623.10	
1 N + (D 240)	9696.57	/	-608.35	/	-8231.46
H	/	3545.63	/	-7623.10	

Tableau XI- 58: Combinaisons des charges à l'ELA

E = (E _L + 0.3 E _V + 0.3 E _T)	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)
G+E+0.2 A(l)	8773.16	/	/	-238.40	/	-46450.56
H+E+0.2. Freinage A(l)	/	13338.84	244.16	/	-46212.16	
G+E+0.2 Bc	8755.31	/	/	-234.84	/	-46502.34
H+0.2Freinage Bc	/	13283.49	244.16	/	-46267.51	
G+E+0.2 Mc120	8641.14	/	/	-367.32	/	-46107.78
H+E	/	13810.54	244.16	/	-45740.46	
G+E+0.2 D240	8778.98	/	/	-394.89	/	-46135.35
H+E	/	13810.54	244.16	/	-45740.46	

E = (E _V + 0.3 E _L + 0.3 E _T)	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)
G+E+0.2. A(l)	9924.285	/	/	-398.75	/	-19928.76
H+E+0.2. Freinage A(l)	/	6153.40	244.16	/	-19530.01	
G+E+0.2Bc	9906.436	/	/	-395.18	/	-19980.54
H+0.2 Freinage Bc	/	6098.05	244.16	/	19585.36	
G+E+0.2 Mc120	9792.258	/	/	-527.67	/	-19585.98
H+E	/	6625.10	244.16	/	19058.31	
G+E+0.2 D240	9930.102	/	/	-555.24	/	-19613.55
H+E	/	6625.10	244.16	/	19058.31	

E = (E _T + 0.3 E _L + 0.3 E _V)	N (kN)	H _L (kN)	H _T (kN)	M _N (kN.m)	M _L (kN.m)	M _o (kN.m)
G+E+0.2 A(l)	8773.16	/	/	-238.40	/	-19768.42
H+E+0.2 Freinage A(l)	/	6153.40	813.87	/	19530.01	
G+E+0.2. Bc	8755.31	/	/	-234.83	/	-19820.20
H+0.2 Freinage Bc	/	6098.05	813.87	/	19585.36	
G+E+0.2. Mc120	8641.14	/	/	-367.32	/	-19425.63
H+E	/	6625.10	813.87	/	19058.31	
G+E+0.2 D240	8778.98	/	/	-394.89	/	-19453.20
H+E	/	6625.10	813.87	/	19058.31	

Mo : Moment total : $M_o = M_N + M_L$

Le tableau suivant résume les sollicitations sur mur frontal à l'ELU, l'ELS et l'ELA :

Tableau XI- 59: Sollicitations sur mur frontal à l'ELU, l'ELS et l'ELA

ELU		ELS		ELA	
N (kN)	M(kN.m)	N(kN)	M (kN.m)	N(kN)	M (kN.m)
1239.96	1313.81	920.75	976.21	813.69	4321.78

c. Ferrailage de mur frontal

- **Armature verticale**

A l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion composé $b= 100 \text{ cm}$, $h=160 \text{ cm}$), on calcule le ferrailage :

$$A_{s \text{ vertical}} = 51 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\text{HA}32 \text{ (} A_s = 56.29 \text{ cm}^2 \text{) espacées de } 15 \text{ cm.}$$

- **Armature horizontale**

À l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple $b= 100\text{cm}$, $h=160 \text{ cm}$), on calcule le ferrailage

$$A_{s \text{ horizontal}} = 58.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}32 \text{ (} A_s = 64.23 \text{ cm}^2 \text{) espacées de } 12.5 \text{ cm.}$$

d. Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 1.55 \times \frac{2.22}{500} = 15.8 \text{ cm}^2$$

$$56.29 > 15.8$$

Selon RPOA, la section minimale dans la zone IIa :

$$0.15 \% \times S \leq A_{min} \leq 1.5\% \times S \Rightarrow 24 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 240 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

e. Schéma de ferrailage de mur frontal

La figure ci-dessous représente le schéma de ferrailage de mur frontal :

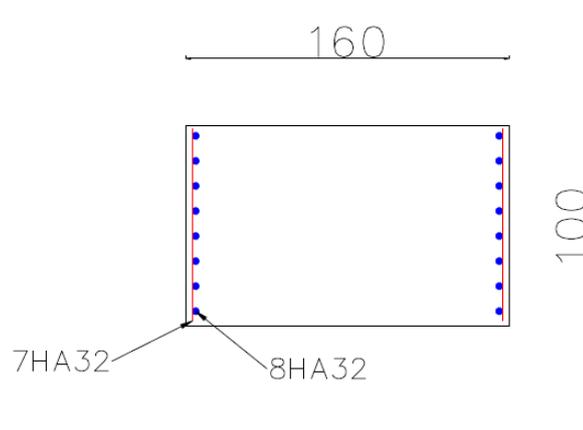


Figure XI- 32 : Schéma de ferrailage d mur frontal.

XI.7 Joint de chaussée

Un joint est nécessaire sur un pont où il y a possibilité de mouvements relatifs entre deux éléments de structure de l'ouvrage due aux température, retrait, fluage et séisme.

Les joints de chaussée ont pour objectifs :

- D'assurer la continuité de la surface de roulement entre l'ouvrage et les accès, en maintenant la libre dilatation du tablier à ses extrémités,
- D'atténuer ou de supprimer le bruit et les vibrations lors du passage sur le joint des usagers.

Le paramètre essentiel pour le choix d'un modèle de joint est le "souffle".



Figure XI- 33 : Joint de chaussée

XI.7.1 Souffle

On appelle " souffle " (ou parfois " jeu") d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes (Figure XI-34) et non par rapport à la position moyenne ou de réglage.



Figure XI- 34: Souffle (SETRA1996)

XI.7.2 Calcul du souffle des joints

Les principaux éléments entrant dans les composantes du souffle sont :

Température : $\Delta L_T = 5.265 \text{ mm}$

Fluage : $\Delta L_{flu} = 9.33 \text{ mm}$.

Retrait : $\Delta L_{ret} = 2.6325 \text{ mm}$.

Séisme : $\Delta L_{seisme} = 5.16 \text{ cm}$

Le souffle selon RPOA est défini par cette relation :

$$W = \Delta L_{flu} + \Delta L_{ret} + 0.4 \Delta L_T + \frac{1}{3} \times \Delta L_{s\acute{e}isme} = 31.27 \text{ mm}$$

Donc :

Le souffle total sous les phénomènes précédents est égal à : $W = 31.27\text{mm}$

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

XI.7.3 Choix de type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment, on constate que pour un souffle de 31.27 mm, il faut considérer la famille des joints à lèvres (tout en s'assurant que le vide entre maçonnerie permet de reprendre l'allongement ELU sans mise en contact). (Figure XI-33).

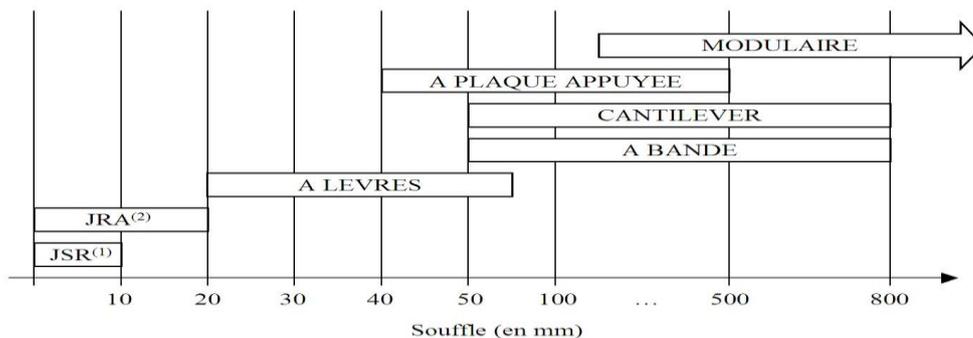


Figure XI- 35: Domaine d'emploi des différentes familles de joint (SETRA1996)

XI.8 Conclusion

Ce chapitre est dédié à l'étude l'infrastructure en tenant compte de l'environnement, de la nature du sol et des charges sismiques.

Pour le ferrailage des éléments constructifs, nous avons essayé d'utiliser différentes méthodes de calcul des combinaisons comme l'EXCEL et le ROBOT Autodesk. Pour la quantité d'acier, on a utilisé le ROBOT Expert.

Conclusion générale

Nous nous sommes intéressés dans le cadre de notre projet de fin d'étude, au dimensionnement d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension.

Pour mener à bien cette tâche, nous avons structuré notre travail en onze chapitres qui nous ont permis de faire un cadrage progressif du sujet traité.

Dans le premier chapitre, *Description de projet*, nous avons présenté l'emplacement de l'ouvrage ainsi que toutes les données nécessaires à l'élaboration de ce dernier. En ce qui concerne l'emplacement de site, nous n'avons pas réussi à nous procurer une vue de ce dernier. Cet inconvénient peut s'expliquer par le fait que Google Earth ne peut mettre à la disposition des utilisateurs de telle vue (vue de site) tant que le site n'est pas mis à jour.

Le chapitre II, *Caractéristiques des matériaux*, est consacré à la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés pour l'élaboration du projet. Notre choix s'est porté sur :

Acier :

Passif : FeE500

Actif : 12T15

Béton :

$f_{c28} = 27$ MPa pour l'infrastructure.

$f_{c28} = 40$ MPa pour la superstructure.

Le chapitre III, *Prédimensionnement et caractéristiques géométriques de tablier*, comporte :

- Prédimensionnement des poutres et de la dalle.
- Caractéristiques géométriques du tablier (largeur chargeable, largeur roulable, largeur d'une voie,...)

A titre d'exemple, les résultats obtenus pour la section à mi-travée sont :

$h_p = 1.8$ m

$b_0 = 1.2$ m

$E_H = 0.2$ m

$b_t = 0.6$ m

Le chapitre IV, *Charges et surcharges*, aborde la question des charges appliquées sur le pont (poids propre et surcharge roulable)

Les résultats obtenus sont :

$G = 7490.34$ kN

$A(l) = 69.7$ kN/m

$B_c = 1320$ kN

$D_{240} = 129$ kN/m

$M_{C120} = 192.95$ kN/m

$S_{trottoir} = 1.59$ kN/m

Chapitre V, *Modélisation*, nous a permis de déterminer les moments et les efforts tranchants dus aux combinaisons les plus défavorables aux états limites. Les résultats obtenus sont :

$$M_{ELU \max} = 9.76 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELS \max} = 7.23 \text{ MN.m}$$

$$T_{ELU \max} = 1.302 \text{ MN}$$

$$T_{ELS \max} = 0.965 \text{ MN}$$

Dans le sixième chapitre, *Etude de la précontrainte*, nous avons déterminé le nombre de câbles, leur traçage et les pertes totales. Les principaux résultats sont :

- Force exercée sur un seul câble : 2.48 MN
- Nombre des câblés : 3
- Perte totale maximale : 414.020MPa (28.1 %)

Le chapitre VII, *Calcul justificatif des poutres et calcul des déformations*, porte sur la vérification des contraintes, le calcul des déformations et le ferrailage des poutres. Les résultats obtenus sont :

- Flèche maximale totale en charge : $f = 4.1525 \text{ cm}$
- Rotation : $\theta = 4.558 \times 10^{-3} \text{ rad.}$

Ferrailage :

- Armature longitudinale de la zone tendue : 6HA14.
- Armature transversale de peau : Cadre HA12.
- Armature passive transversale : 2HA12.

Le chapitre VIII, *Etude de l'hourdis*, nous a permis d'attendre le ferrailage suivant :

Ferrailage transversal :

$$A_{s_inf} : 7HA12$$

$$A_{s_sup} : 10HA 14$$

Ferrailage longitudinal :

$$A_{s_inf} : 4HA12.$$

$$A_{s_sup} : 4HA14$$

Quant au chapitre IX, *Etude d'appareil d'appui*, il nous a permis de dimensionner l'appareil d'appui et le dé d'appui ainsi que le ferrailage de ce dernier. Les résultats sont :

- Appareil d'appui : (350x350x75) mm
- Dé d'appui : (550x550x200) mm

Ferrailage :

- Armature de chainage : 6HA14
- Armature horizontale : 6HA10
- Armature de frette supérieure : 3HA8
- Armature de frette inférieure : 5HA10

Le chapitre X, *Etude dynamique*, s'est intéressé particulièrement au calcul des forces sismiques et des déplacements engendrés par celles-ci.

Enfin, dans le chapitre XI, *Etude de l'infrastructure*, nous avons déterminé le ferrailage des piles et des culées en plus du choix du type de joint de chaussée. Ce dernier appartient à la famille à lèbres.

La préparation de ce mémoire de fin d'étude a été pour nous un complément d'information venant d'enrichir notre formation d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil. Elle nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques et pratiques acquises durant ces trois dernières années passées au sein du département Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique. Par ailleurs, elle nous a permis de nous familiariser avec beaucoup de logiciels comme ROBOT Autodesk, AUTOCAD et ROBOT Expert.

Pour conclure, on peut recommander quelques propositions pour des futurs projets :

- Reprendre le projet en utilisant la pré-tension qui est moins coûteuse mais moins résistante que la post-tension.
- Utiliser des poutres hyperstatiques.
- Utiliser les poutres mixtes. Ces dernières permettent de gagner plus de 50 m en portée.

Références

- **Cours :**

1-Cours Béton Armé, Béton Précontraint, 4ème année Génie Civil. Mr BOUTEMEUR.

2-Cours Pont, 5ème année Génie Civil. Mme. D. CHERID.

3-Cours et application Béton Précontraint, Dr. SILINE Mohammed.

- **Ouvrages :**

4-CHAUSSIN, Robert. Béton précontraint. Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

- **Projets de fin d'études :**

5-Etude d'un pont et d'un tronçon routier : Evitement de la Ville d'oued el Alleug, juin 2019, AOUIZ Mahdi et BOUDAHDIR Abderaouf.

6-Etude d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension, juin 2019, SELLOU Hicham et ZAITER Moussa.

7- Etude d'un Viaduc en béton précontraint par post tension, juin 2020, HABBICHE Zakaria Abderrahim et REGUIEG Ouail.

- **Règlements :**

8-BAEL 91. (1991) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

9-BPEL 91. (Révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres 1.

10-Fascicule 62 titre V : Règle technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil-CET.

11-RCPR (2008) : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

12-RPOA (2008) : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

13-SETRA. (Février 1996) : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

14-SETRA 2000 : Appareil d'appui en élastomère frette.

Annexes

Annexe 1 : Données géotechniques

Investigation :

In situ :

Les investigation in-situ ont été réalisée en faisant 3 sondages carottés de 20m de profondeur selon les normes de **D.T.R.B.E 1.1**.

Au laboratoire :

Les échantillons prélever ont subi les essais suivants :

Densité sèche γ_d t/m³ (NF P 94-064)

Teneur en eau W % (NF P 94-050)

Densité humide γ_h t/m³ (NF P 94-050)

Analyse granulométrique (NF P 18-560)

Analyse chimique : Insoluble , Carbonates et Chlorure

Description lithologique du site :

Sondage :

La réalisation des sondages carottés a fait apparaître la nature du sol suivante :

Tableau : Couches de premier sondage.

Log descriptif du Sondage carotté SC01 CULEE 01 X=389067.5160 et Y=4090638.8615							
Profondeur (m)	Nature du sol	Echenillant Paraffiné (m)	S.P.T			Récupération	
			Profondeur (m)	N1	N2		N3
0.0-0.5	Terre végétale.	/	/			90 %	
0.5-1.40	Limon, argile et graves de couleur noirâtre.					80%	
1.40-11.80	Génisse schisteux très altéré, oxydé et décompose.	1.5-1.8 9.3-9.6	4.5-4.95	6		16	70%
			6.5-6.95	8	3	19	65%
			8.5-8.95	30	50	refus	80%
11.80-16.00	Génisse schisteux très altéré, oxydé et très fracturé.	/	/			80%	
16-20	Génisse schisteux altéré et fracturé.	/	/			85%	

Tableau : Couches de deuxième sondage.

Log descriptif du Sondage carotté SC 02 PILE 05 X= 388887.2261 et Y=4090655.2733				
Profondeur (m)	Nature du sol	S.P.T		Récupération
		Profondeur(m)		
0.0 - 0.10	Terre végétale.	/	/	60%
0.1 - 1.0 0	Limon, argile et graves de couleur noirâtre.	/	/	80%
1.0 - 9.70	Génisse schisteuse très altéré, oxydé et décompose.	4.5-4.95	Refus	85%
		6.5-6.95	Refus	
		8.5-8.95	Refus	
9.70 - 13.00	Génisse schisteux oxydé et très fracturé.	/	/	85%
13.00-20.00	Génisse schisteux oxydé et très fracturé	/	/	90%

Tableau : Couches de troisième sondage.

Log descriptif du Sondage carotté SC 03 CULEE 02 X= 388618.2352 et Y=4090678.5953				
Profondeur (m)	Nature du sol	S.P.T		Récupération
		Profondeur (m)		
0-0.1	Terre végétale.	/	/	60%
0.1-0.2	Génisse schisteux altéré, oxydé et décompose.	/	/	80%
2.0-20.0	Génisse schisteux oxydé et fracturé.	4.5-4.95	Refus	85%
		6.5-6.95	Refus	
		8.5-8.95	Refus	

Au laboratoire :

L'interprétation des essais de Laboratoire est regroupée dans le tableau ci-joints.

	SONDAGES N°	01	01	01	02	02
	Prof. (m)	3.0/4.0	9.2/9.6	13.5/14.0	5.0/5.6	9.0/9.8
Teneur en eau + densité	W%	/	14.5	/	17.7	15.5
	γ_d t/m ³	/	1.84	/	1.82	1.88
	Sr %	/	100	/	99	96
	γ_h t/m ³	/	2.1	/	2.14	2.18
Analyse granulométriques	2 mm	69.64	90.94	52.76	99.11	98.45
	0.080mm	40.04	61.78	32.38	72.86	70.4
	20 μ	24	33	17.5	/	/
	2 μ	6.37	13.46	05	/	/
Analyses chimique	INSOLUBLE	91.17	90.54	87.19	89.04	88.65
	Carbonates CaCO ₃	/	/	/	10.04	5.74
	Gypse CaSO ₄ , 2H ₂ O	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
	Chlorure NaCl	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Contrainte de sol :

	σ_{sol} (kN/m ²)		
	ELU	ELS	ELA
C1	952.9	647.1	807.6
C2	740.8	504.7	876.1
P1	786.4	530.4	845.5
P2	703.2	485.5	775.7
P3	699.8	480.5	740.7
P4	700.1	480.6	745.2
P5	885.3	485.5	775.7
P6	882.6	595.4	965.5
P7	1085	728.9	1187.1
P8	1116.8	751.2	1240.5
P9	1116.8	1150.8	774.7
P10	1141.9	769.5	1249.1
P11	1146.5	771.4	1230.7
P12	955	643.9	1039.9

Annexe 02 : Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Notations :

(Δ) : Axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême.

Y_i : Position du centre de gravité de la section (i) par rapport à l'axe (Δ).

A : Section de la poutre.

$S_{/\Delta}$: Moment statique par rapport à l'axe (Δ).

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à l'axe(Δ).

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :

Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{36}$.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{b \times h^3}{12}$.

$I_{/\Delta}$: Moment d'inertie par rapport à l'axe Δ :

$$I_{/\Delta} = I_0 + A_i \times y_i^2$$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité tel que :

$$I_G = I_{/\Delta}(\text{brute}) - S_{/\Delta}(\text{brute}) \times v'$$

v' : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$v' = \frac{S_{/\Delta}}{A}$$

v : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$v = h_t - v'$$

ρ : Rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_{G_nette}}{(v \times v' \times A_{nette})}$$

Le calcul des contraintes se fait pour sections nettes, donc il ne faut pas tenir compte des sections de câbles de précontrainte qui ne participe pas à la résistance.

Avant de connaître le nombre exact des câbles, cette déduction peut en première approximation d'avant projet se faire de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section et 10% sur le moment statique.

Donc :

$$A_{(nette)} = A_{(brute)} - 5\% \times A_{(brute)} = 0.95 \times A_{(brute)}$$

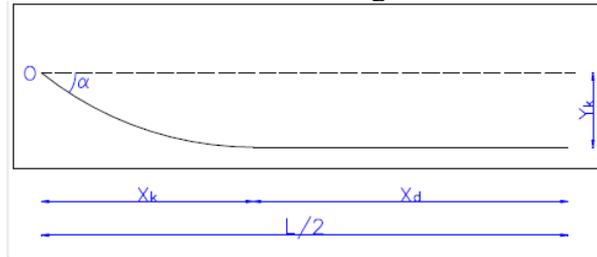
$$S_{/\Delta(nette)} = S_{/\Delta(brute)} - 5\% \times S_{/\Delta(brute)} = 0.95 \times S_{/\Delta(brute)}$$

$$I_{(nette)} = I_{(brute)} - 10\% \times I_{(brute)} = 0.9 \times I_{(brute)}$$

Annexe 3 : Equations des câbles précontraints

Principe

L'allure parabolique des câbles est illustrée dans la figure suivante



Allure parabolique des câbles

On a l'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = ax^2$$

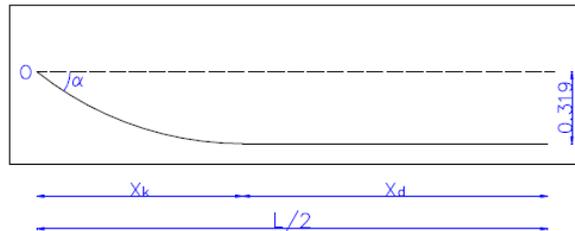
Donc :

$$\tan \alpha = \frac{dx}{dy} = 2ax$$

Posant : $x=x_k$ et $y=y_k$ On aura : $a = \frac{y_k}{x_k^2}$ donc $\text{tg } \alpha = 2ax_k = 2 \frac{y_k}{x_k^2} \times x_k = 2 \frac{y_k}{x_k}$

Câble 1 :

La figure suivante présente les positions du câble 1 dans l'about et dans la section médiane avec : $\alpha_1 = 10^\circ$.



Position du câble 1 dans la poutre.

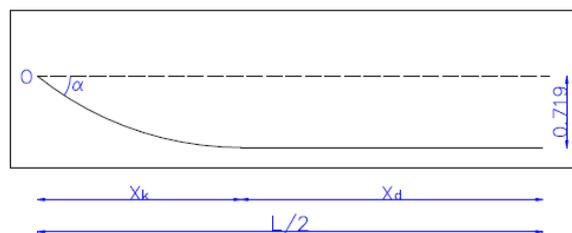
$$x_k = \frac{(2 \times y_k)}{\tan \alpha} = \frac{2 \times 0.319}{\text{tg}(10)} = 3.62 \text{ m}$$

$$x_d = \frac{L}{2} - x_k = \frac{35.1}{2} - 3.618 = 17.55 - 3.62 = 13.93$$

$$a = \frac{y_k}{x_k^2} = 0.024 \text{ m}^{-1} \Rightarrow Y = 0.024x^2$$

Câble 2 :

On doit déterminer α_2 de telle manière que l'angle de relevage du câble moye (α_{opt}) soit respecté, La figure suivante présente les positions du câble 2 dans l'about et dans la section médiane.



Position du câble 2 dans la poutre.

$$\alpha_2 = (2 \times \alpha_{opt}) - \alpha_2 = (2 \times 14.26) - 13 = 15.28^\circ$$

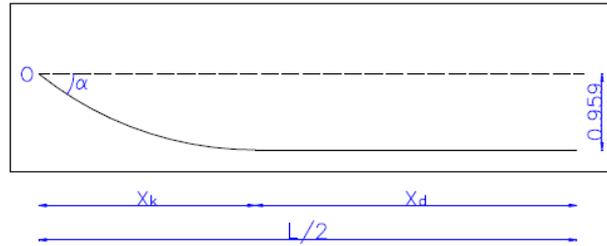
$$y_k = 0.719 \text{ m} \quad ; \quad x_k = \frac{(2 \times y_k)}{\tan \alpha} = \frac{2 \times 0.719}{\tan(15.28)} = 5.178 \text{ m}$$

$$x_d = \frac{L}{2} - x_k = \frac{35.1}{2} - 3.618 = 17.55 - 5.178 = 12.37 \text{ m}$$

$$a = \frac{y_k}{x_k^2} = 0.026 \text{ m}^{-1} \Rightarrow Y = 0.026x^2$$

Câble 3 :

La figure suivante présente les positions du câble 3 dans l'about et dans la section médiane avec : $\alpha_3 = 20^\circ$.



Position du câble 3 dans la poutre.

$$y_k = 0.959 \text{ m} \quad ; \quad x_k = \frac{(2 \times y_k)}{\tan \alpha} = \frac{2 \times 0.959}{\tan(20)} = 5.27 \text{ m}$$

$$x_d = \frac{L}{2} - x_k = \frac{35.1}{2} - 3.618 = 17.55 - 5.27 = 12.28 \text{ m}$$

$$a = \frac{y_k}{x_k^2} = 0.034 \text{ m}^{-1} \Rightarrow Y = 0.034x^2$$

Annexe 4 : Ferrailage d'hourdis

• Armature longitudinale :

Calcul de Section en Flexion Simple

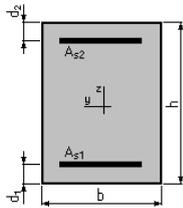
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)

$h = 20.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9.33	-37.44
Etat Limite de Service	6.91	-27.73
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 3.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5.2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3.0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.54$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{max} = 9.33$ (kN*m)	$M_{min} = -37.44$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 2.0$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 14.2$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 1.50$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{max} = 6.91$ (kN*m)	$M_{min} = -27.73$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1.29	
Position de l'axe neutre :	$y = 4.2$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 13.6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 10.0$ (MPa)		
Contrainte limite :	$0.6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 388.9$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s \lim} = 500.0$ (MPa)		

• **Armature transversale :**

Calcul de Section en Flexion Simple

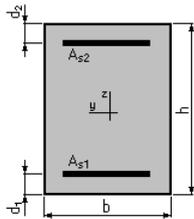
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 20.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	48.19	-85.40
Etat Limite de Service	35.70	-63.26
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 7.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 13.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3.0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1.43$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.20$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 48.19$ (kN*m) $M_{min} = -85.40$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivote : B
 Position de l'axe neutre : $y = 4.0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 13.4$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 9.51$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 35.71$ (kN*m) $M_{min} = -63.26$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.41
 Position de l'axe neutre : $y = 6.0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 13.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 15.6$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier
 Tendue : $\sigma_s = 353.4$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma'_s = 37.8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \lim} = 500.0$ MPa

Annexe 5 : Etude de la pile

Annexe 5.1 : Calcul des charge roulable à deux travées :

A(l) :

La réaction est déterminée en utilisant l'équation des 3 moment :

Tableau : réaction de charge A(l)

q	69.7	kN/ml
R _{A(l)}	1481.81	kN

D240 :

$$R = \delta_{D240} \times \Omega \times q$$

Tableau : réaction de charge D240

y	0.726	-
y	0.726	-
Ω	16.056	
S	2400	kN
q	129.03	kN/ml
RD240	2071.76	kN

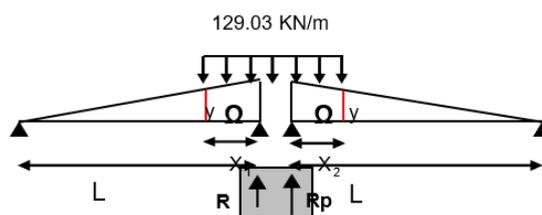


Figure : charge D240

Mc120 :

$$R = \delta_{Mc120} \times \Omega \times q$$

Tableau : réaction de charge Mc120

y ₁	0.91	-
y ₂	0.91	-
Ω	5.83	-
δ _m	1.07	-
q	192.9	kN/ml
RMc120	1126.8	kN

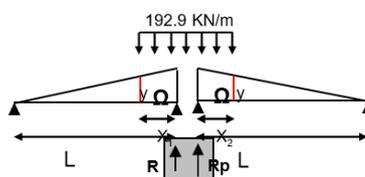


Figure : charge Mc120

Bc :

$$R = n \times b_c \times \delta_{Mc120} \times \Sigma(P_i Y_i)$$

Tableau : réaction de charge Mc120

b _c	1.10	-
S	1320	kN
δ _{bc}	1.08	-
R _{Bc}	129.564	[kN]

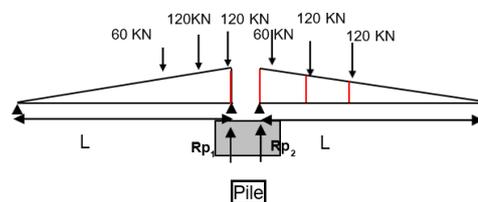


Figure : charge Bc

Annexe 5.2 : Ferrailage de chevêtre

• Chevêtre de voile plein :

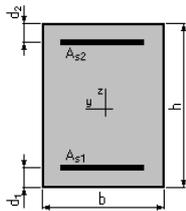
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 280.00$ (cm)

$h = 200.00$ (cm)

$d_1 = 5.00$ (cm)

$d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués : M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0.000	-10385.070
Etat Limite de Service	0.000	-7692.870
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.000	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 173.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \min} = 0.0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.32$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 0.000$ (kN*m) $M_{min} = -10385.070$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.35	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 21.96$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 186.22$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 1.27$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 0.000$ (kN*m) $M_{min} = -7692.870$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	$y = 51.57$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 177.81$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 6.0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

• **Chevêtre de voile évidé :**

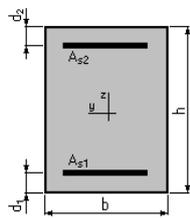
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 350.00$ (cm)
 $h = 200.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	78.610	-5247.320
Etat Limite de Service	58.230	-3887.010
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.000	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 68.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 84.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 68.3$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.22$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU	M_{max} = 78.610	(kN*m)	M_{min} = -5247.320	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1.33		Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	$y = 8.02$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 191.79$	(cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0.43$	(‰)		
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)		
Contrainte de l'acier :				
Tendue :	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)		

Comprimée : $\sigma_S' = 32.3$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 58.230$ (kN*m) $M_{\min} = -3887.010$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 31.90$ (cm)

Bras de levier : $Z = 184.37$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.5$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier

Tendue : $\sigma_S = 21.9$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_S' = 21.7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{S \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Annexe 5.3 : Ferrailage de fût

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

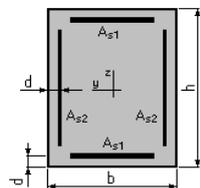
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 447.00$ (cm)

$h = 223.00$ (cm)

$d = 5.00$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	26344.951	12298.790	0.000
2.	ELS	19537.808	9224.093	0.000
3.	ELA	19010.650	97776.400	12641.904

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 733.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 28.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 199.4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{S \text{ max}} = 4984.0$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 1.53$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU **N = 26344.951 (kN)** **M_y = 12298.790 (kN*m)** **M_z = 0.000 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 5.55 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 209.51 (cm)
Bras de levier : Z = 134.20 (cm)
Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50$ (‰)
Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0.14$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 28.4$ (MPa)
Comprimée : $\sigma'_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELS **N = 19537.808 (kN)** **M_y = 9224.093 (kN*m)** **M_z = 0.000 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 5.16
Position de l'axe neutre : y = 226.35 (cm)
Bras de levier : Z = 142.58 (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3.1$ (MPa)
Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Comprimée : $\sigma'_s = 46.1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 19010.650 (kN)** **M_y = 97776.400 (kN*m)** **M_z = 12641.904 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 51.41 (cm)
Bras de levier : Z = 210.05 (cm)
Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.81$ (‰)
Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)
Comprimée : $\sigma'_s = 500.0$ (MPa)

Annexe 5.4 : Ferrailage de semelle

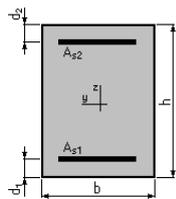
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : f_{c28} = 27.0 (MPa) **Acier : f_e = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)
 $h = 250.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4068.043	0.000
Etat Limite de Service	3017.830	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	7029.480	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 59.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 24.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.24$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 4068.043 (kN*m)** **M_{min} = 0.000(kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1.50	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 21.02$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 236.59$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0.94$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS **M_{max} = 3017.830 (kN*m)** **M_{min} = 0.000 (kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1.11
Position de l'axe neutre :	$y = 57.67$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 225.78$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4.6$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 225.9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)	

Cas ELA **M_{max} = 7029.480 (kN*m)** **M_{min} = 0.000(kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot: A
Position de l'axe neutre :	$y = 18.53$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 237.59$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0.82$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 500.0$ (MPa)	

Annexe 6 : Ferrailage de culée

Annexe 6.1 : Ferrailage de semelle

Patte avant :

Calcul de Section en Flexion Simple

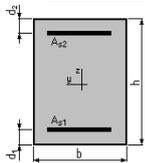
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)

$h = 200.00$ (cm)

$d_1 = 5.00$ (cm)

$d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2185.334	0.000
Etat Limite de Service	1620.019	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2232.000	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 35.7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 19.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.18$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 2185.334$ (kN*m) $M_{min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 12.69$ (cm)

Bras de levier : $Z = 189.93$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.70$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 1620.019$ (kN*m) $M_{min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 40.66$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 181.45$ (cm)
 Contrainte max du béton : $\sigma_b = 4.4$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 2232.000$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.52 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 11.19$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 190.53$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.61$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Patins arrière :

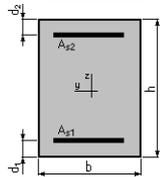
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)
 $h = 200.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	868.010	0.000
Etat Limite de Service	652.302	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4668.538	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 49.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 19.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.25$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 868.010$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4.66 Pivot : A
Position de l'axe neutre : $y = 17.57$ (cm)
Bras de levier : $Z = 187.97$ (cm)
Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.99$ (‰)
Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 652.302$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3.40
Position de l'axe neutre : $y = 46.88$ (cm)
Bras de levier : $Z = 179.37$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.9$ (MPa)
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 12.2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 4668.538$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot:A
Position de l'axe neutre : $y = 15.49$ (cm)
Bras de levier : $Z = 188.80$ (cm)
Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.86$ (‰)
Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Annexe 6.2 : Ferrailage de mur garde de grève

Calcul de Section en Flexion Simple

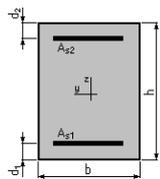
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.00$ (cm)

$h = 40.00$ (cm)

$d_1 = 5.00$ (cm)

$d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	76.940	0.000
Etat Limite de Service	57.521	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.000	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 7.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 3.8$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.20$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 76.940** **(kN*m)** **M_{min} = 0.000(kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1.36	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 2.52$	(cm)
Bras de levier :	$Z = 33.99$	(cm)
Déformation du béton :	$\epsilon_D = 0.78$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_S = 10.00$	(‰)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_S = 434.8$	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 57.521** **(kN*m)** **M_{min} = 0.000 (kN*m)**

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	$y = 7.63$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 32.46$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_D = 2.1$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_S = 22.6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{S \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)	

Annexe 6.3 : Ferrillage de dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

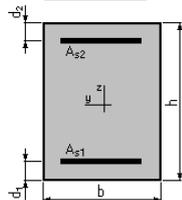
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)
 $h = 30.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	169.470	0.000
Etat Limite de Service	126.000	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.000	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 23.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \min} = 3.0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0.93$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 169.470$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.30	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 8.29$	(cm)
Bras de levier :	$Z = 21.69$	(cm)
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.50$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 7.06$	(‰)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 126.000$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	$y = 10.18$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 21.61$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 11.5$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)	

Annexe 6.4 : Modélisation et ferrailage de mur en retour

Modélisation :

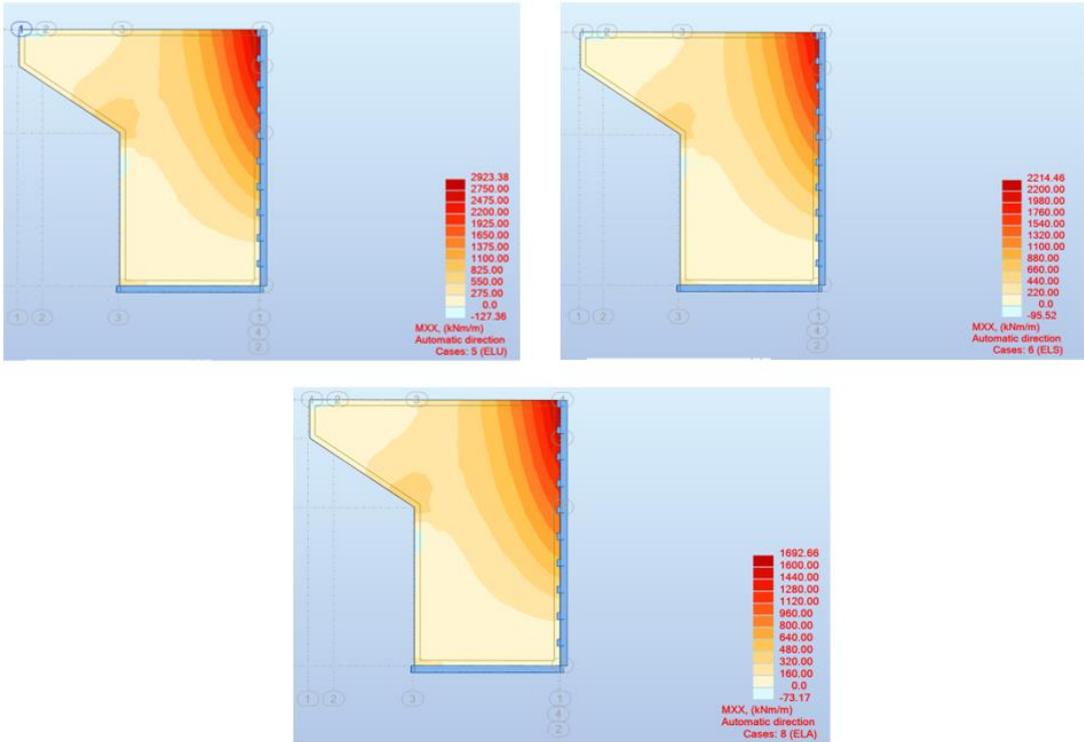


Figure : Moment M_{xx} pour calculer les armatures horizontales

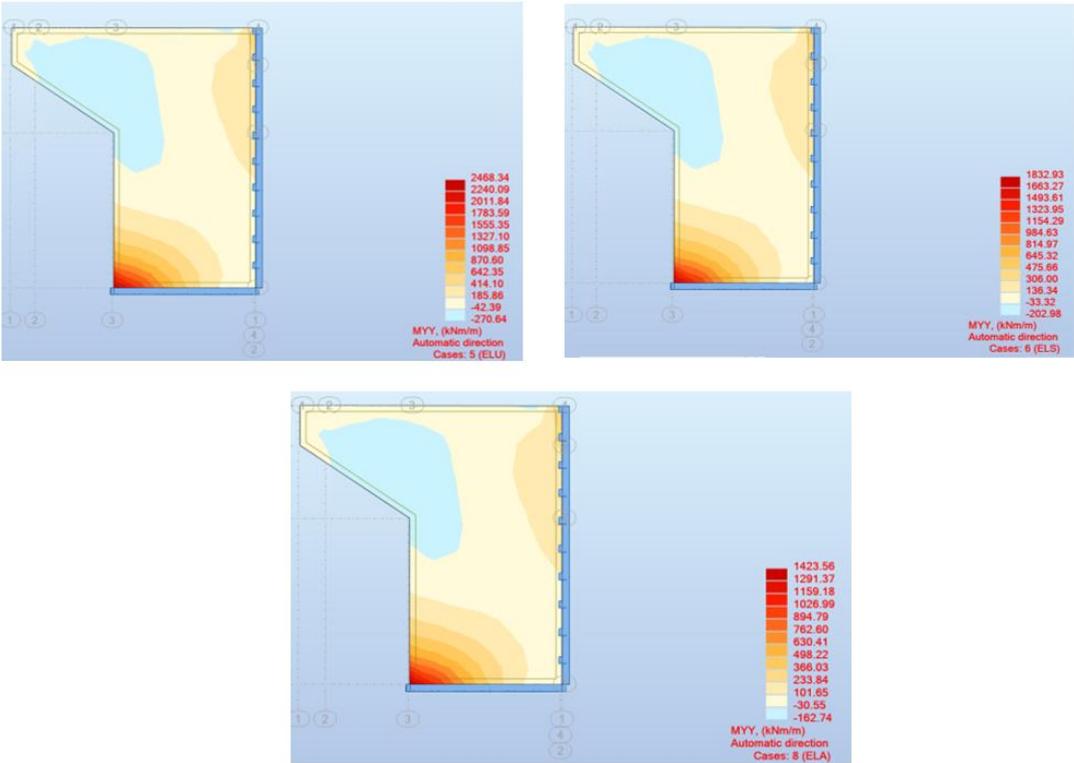


Figure : Moment M_{yy} pour calculer les armatures verticales.

Ferrailage

• Armature horizontale

Calcul de Section en Flexion Simple

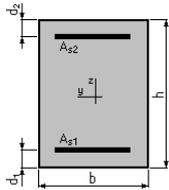
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.00$ (cm)

$h = 80.00$ (cm)

$d_1 = 5.00$ (cm)

$d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2195.690	0.000
Etat Limite de Service	1641.330	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1262.350	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 103.9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 7.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1.38$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 2195.690$ (kN*m) $M_{min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.24	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 36.89$	(cm)
Bras de levier :	$Z = 60.24$	(cm)
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.50$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 3.62$	(‰)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434.8$	(MPa)

Cas ELS $M_{max} = 1641.330$ (kN*m) $M_{min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.00
Position de l'axe neutre :	$y = 35.21$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 63.26$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 14.7$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 1262.350$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.55 Pivot: B
 Position de l'axe neutre : $y = 32.53$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 61.99$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 4.57$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

• **Armatures verticales :**

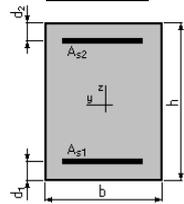
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)
 $h = 80.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1675.970	0.000
Etat Limite de Service	1256.980	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	975.810	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 78.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7.5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1.04$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 1675.970$ (kN*m) $M_{\min} = 0.000$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.29 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 27.73$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 63.91$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 5.96$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 1256.980$ (kN*m) $M_{min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 31.81$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 64.40$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 12.3$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 975.810$ (kN*m) $M_{min} = 0.000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.61 Pivot : B
 Position de l'axe neutre : $y = 24.45$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 65.22$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 7.24$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Annexe 6.5 : Ferrailage de mur frontal

• Armatures horizontales :

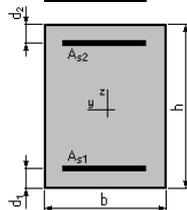
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)
 $h = 160.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1313.810	0.000
Etat Limite de Service	976.210	0.000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4321.780	0.000

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 58.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 15.5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0.38 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\text{max}} = 1313.810 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	2.84	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 20.79 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 146.68 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 1.55 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier : tendue :	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 976.210 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	2.10	
Position de l'axe neutre :	$y = 44.12 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 140.29 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3.2 \text{ (MPa)}$		
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 118.9 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$	

Cas ELA $M_{\text{max}} = 4321.780 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	1.00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 18.33 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 147.67 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 1.34 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$	

• Armatures verticales :

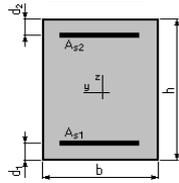
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100.00$ (cm)
 $h = 160.00$ (cm)
 $d_1 = 5.00$ (cm)
 $d_2 = 5.00$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1239.960	1313.810
2.	ELS	920.750	976.210
3.	ELA	813.690	4321.780

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{S1} = 51.0$ (cm²) Section théorique $A_{S2} = 0.0$ (cm²)
Section minimum $A_{S \text{ min}} = 15.5$ (cm²)
Théorique $\rho = 0.33$ (%)
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELU N = 1239.960 (kN) M = 1313.810 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4.50 Pivot : B
Position de l'axe neutre : $y = 63.75$ (cm)
Bras de levier : $Z = 129.50$ (cm)
Déformation de l'acier : $\varepsilon_S = 5.01$ (‰)
Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_S = 434.8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 920.750 (kN) M = 976.210 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3.72
Position de l'axe neutre : $y = 69.44$ (cm)
Bras de levier : $Z = 131.85$ (cm)
Contrainte max du béton : $\sigma_b = 2.6$ (MPa)
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_S = 18.1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_S \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas N^O 3 : Type ELA N = 813.690 (kN) M = 4321.780 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
Position de l'axe neutre : $y = 21.08$ (cm)
Bras de levier : $Z = 146.57$ (cm)
Déformation de l'acier : $\varepsilon_S = 10.00$ (‰)
Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1.57$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_S = 500.0$ (MPa)