République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la RechercheScientifique

Université Yahia FARES de Médéa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du
Diplôme de Master 2 en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

ETUDE D'UN PONT A POUTRES INDEPENDANTES EN BETON PRECONTRAINT SUR OUED ESSAM WILAYA DE NAAMA

Présenté par :
TALBI Bahriya.

Dirigé par :
Mr : KHELLADI M.

Promotion 2020

A monsieur DRIZI KADDOUR Ali pour ces aides techniques et morales. J'ai été particulièrement sensibles à vos encouragements et à votre soutient.

A monsieur KELLADI Mohamed

Vous me faites un grand honneur en acceptant m'encadrer et je suis sensibles à l'intérêt que vous témoigné pour mon travail.

A madame BOUKALAKAL Djamila pour ces aides et ça comprendre.

A tous les enseignants du département de Génie Civil.

Je vous en remercie vivement.

Soyez assuré de mes respectueuse gratitude.

Bahriya TALBI

Dédicaces

Je remercie Dieu le tout puissant d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donné le courage de réaliser ce mémoire.

Je dédie ce modeste travail ;

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui m'ont guidé lors des moments difficiles et qui ont su m'aidé avec leurs précieux conseils tout au long de mon parcours ;

AÀ l'âme du défunt mon cher frère Rabah

A MON Cher frère Oussama et messœurs :

Fatma et ça petite famille, MalakHouriet Asmaa

A toute ma famille ; TALBI

A tous mes amis qui m'ont soutenue et m'ont encouragé : Hafidhakihal, Ratiba,KoutharSalem…

A tous mes cousins et mes cousines.

A toute la famille Génie Civil Etudiants – Enseignants.

Et je suis singularisé lapromotion structures 2020 avec qui j'ai tissé des liens d'amitié au travers de ses moments d'étude ensemble.

Résumé

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage concerné est un pont situé au niveau du Chemin de Wilaya(CW) 03 qui relie la route nationale RN06 et le village AMAR passant par OUED ESSAM dans la wilaya de NAAMA, sa longueur totale est de l'ordre de 200m.

L'objectif de ce projet est de réaliser un ouvrage d'art qui traverse l'oued en remplacement d'un ouvrage jusqu'ici submersible. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composants ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles de type sismiques.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel SAP2000v14.2, ensuite les résultats obtenus ont été traduits par des graphiques représentants les ferraillages adéquats des différents éléments composant la structure.

Mots clés :

Pont à poutres en béton précontraint, post tension, pieux, tablier, pile, culée, sollicitations.

Abstract

This thesisconcernsthe study of a road bridge withprestressedconcretebeams. Thestructureconcernedis a bridge located at the level of CW03 whoconnects the national road RN 06 and the village AMMAR passing by Oued ESSAM in the province of NAAMA., its total lengthis about 200 m.

The goal of thisprojectis to realize a structure which crosses the Oued in replacing of a bridge up to now submersible. Indeed, a detailedstudy has been done on the behavior of the variouselementscomposingthis bridge according to the manystresses : permanent actions, actions due to the overloads of traffic and of attachment, and accidental actions of seismic type.

A digital processing of modeling and analysis has been executed by the software SAP2000v14.2, and then the resultsobtainedweretranslated to graphs representingadequatereinforcements of the variouselementscomposing the structure.

Key words:

Bridge withprestressedconcretebeams, post tension, pile, deck, pier, abutment, stresses.

الملخص

تتعلق هذه المذكرة بدراسة جسر طريق مع روافد خرسانية سابقة الإجهاد.
الهيكل المعني هو جسر يقع فيالطريق الولائي رقم 03الذي يربط الطريق الوطني رقم 06 وقرية عمار التي تمر عبر واد الصم في ولاية النعامة، ويبلغ طوله الإجمالي حوالي 200 متر.
الهدف من هذا المشروع هو إنشاء هيكل يعبر الوادي، ليحل محل هيكل كان حتى الآن مغمورًا. وبالفعل، تم إجراء دراسة تفصيلية لسلوك العناصر المختلفة المكونة لهذا الجسر وفقًا للضغوط المتعددة: الإجراءات الدائمة، والإجراءات الناتجة عن الحمل الزائد على المعدات، والأفعال العرضية من النوع الزلزالي.
تم إجراء معالجة النمذجة والتحليل الرقمي باستخدام برنامج SAP2000v14.2 ، ثم تمت ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها إلى رسومات تمثل التعزيزات الكافية للعناصر المختلفة التي يتكون منها الهيكل.

الكلمات الدالة

جسر الروافد الخرسانية سابقة الإجهاد، التوتر

اللاحق، الركائز، السطح، الرصيف، الدعامة، الإجهادات.

Table des matières

Remerciements I

Dédicaces II

Résumé III

Abstract IV

الملخص V

Tabledes matières VI

Listedesfigures XII

Listedes tableaux XV

Introductiongénérale 1

Chapitre I : Présentation du projet

1. Introduction 2
2. Présentation généraleduprojet 2
2.1. Présentationde l'ouvrage 2
2.2. Les donnéesgéotechniques 3
2.2.1. Généralités 3
2.2.2. Contextegéologique 3
2.3.Lesdonnéesfonctionnelles 5
2.3.1.Tracéenplan 5
2.3.2. Profilenlong 6
2.3.3.Profilentravers 6
2.4.Choixdel'ouvrage 7
3. Caractéristiques desmatériaux 8
3.1.Béton 8
3.1.1. Résistance caractéristique à lacompression 8
3.1.2. Résistance caractéristiques à latraction 8
3.1.3.Contrainteadmissible 8
3.1.4.Coefficientdepoisson 9
3.1.5.Déformationlongitudinaledubéton 9
3.1.6. Déformation transversale dubéton 9
3.2.L'acier 10
3.2.1.L'acier passif 10
3.2.2.L'acier actif 11

Chapitre II : Eude du tablier

1. Introduction 13
2. Prédimensionnement 13
2.1. Longueurdestravées 13
2.2. Largeurdesvoies 13
2.3.Hauteurdespoutres 13
2.4.Largeurdelatabledecompression 14
2.5.Espacementdespoutres 14
2.6. Nombredepoutre 14
2.7.Epaisseurdel'âme 14
2.8.Epaisseurdelatabledecompression 14
2.9.Largeurdutalon 14
2.10. Epaisseurdutalon 15
2.11. Gousset 15
2.11.1. Largeurdugoussetdelatabledecompression 15
2.11.2. Largeurdugoussetdutalon 15
2.12. Entretoise 15
2.13.Epaisseur deladalle 16
2.14. Caractéristiques géométriques delapoutre 16
2.14.1.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutremédiane 17
2.14.2.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutremédiane+hourdis 18
2.14.3.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutreentravée 19
2.14.4.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutre+hourdisentravée 20
2.14.5.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutreàl'about 21
2.14.6. Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdisàl'about 22
3.Charges etsurcharges 22
3.1.Introduction 22
3.2. Calcul deschargespermanentes 22
3.3.Calculdessurcharges 23
4.Déterminationdesmomentsetdesefforts 29
4.1.Laméthodenumérique(Sap2000) 29
4.2.Lamodélisation 29
4.3.Momentsfléchissantdanslespoutres 31
4.3.1.Momentsfléchissantdueaupoidspropre(DEAD) 31
4.3.2.MomentsfléchissantdueàlasurchargeA(l) 32
4.3.3.ValeurdesMomentsfléchissantréel 34
4.3.4.Momentsfléchissantàl'étatlimiteultime(ELU) 35
4.3.5.Momentsfléchissantàl'étatlimitedeservice(ELS) 35
4.4.Effortstranchantsdanslespoutres 35
4.4.1.Effortstranchantsdueaupoidspropre 35
4.4.2.Effortstranchantsàl'étatlimiteultime(ELU) 37
4.4.3.Effortstranchantsàl'étatlimitedeservice(ELS) 38

Chapitre III : Etude de la précontrainte

1. Introduction 39
2. Principe de laprécontrainte 39
3. Précontrainte par posttension 39
4.Procédédeprécontrainteparposttension 39
5.Calcul delaprécontrainte 41
6. Calcul du nombredecâbles 42
7.Vérificationàl'ELS 43
8.Dispositiondescâbles 48
9.Calculdespertesdeprécontraintes 50
9.1.Pertesinstantanées 50
9.1.1.Pertesparfrottements 50
9.1.2.Pertesparreculd'ancrage 51
9.1.3.Pertesparraccourcissementinstantanédubéton 52
9.1.4.Pertesinstantanéestotales 53
9.2. Pertesdifférées 53
9.2.1. Pertes dues au retrait dubéton 54
9.2.2. Pertes dues au fluage dubéton 54
9.2.3.Pertesduesàlarelaxationdesaciers 54
9.2.4.Pertesdetensionsdifféréestotales 55
9.3.Calculdupourcentagedespertestotales 56
10. Vérificationàl'ELSdescontraintesdelapoutrelaplussollicité 56
11. Ferraillage de lapoutre 58
11.1. Armatureslongitudinales 58
11.2. Armatures depeau 59
11.3.Armaturessupérieuresdelatabledecompression 59
11.4.Efforttranchantmaximum 60
11.5.Effort decisaillementdalle-poutre 60

Chapitre IV : Etude de l'hourdis

1. Introduction 62
2. Evaluationdes sollicitations 62
3.Etude desmomentsfléchissant 62
4.Etude deseffortstranchants 64
5.Calculduferraillage 64
6. Résistance auxeffortstranchants 68
7.Etudedel'entretoise 68
7.1.Ferraillageentretoise 69
7.2. Armaturesdeconstruction 70

Chapitre V : Etude de l'appareil d'appui

1. Introduction 71
1.1. Lesappareilsd'appuisenélastomèrefretté 71
2. Dimensionnementdesappareilsd'appuis 71
2.1. Variationlinéairedutablier 72
2.1.1. Déplacementdueauretrait 72
2.1.2. Déplacementdueaufluage 72
2.1.3.Déplacementdueàlavariationdetempérature 72
2.1.4.Totaldesvariationslinéaires 72
2.1.3. Vérification descontraintes 73
2.1.5.Dimensionnementenplan(a-b) 73
2.1.6Déterminationdesdimensionsdel'appareild'appuis 73
3. Vérification de l'appareild'appuis 75
3.1. La répartition des effortshorizontaux 75
3.1.1. Evaluation du pointfixe 75
3.1.2. Efforts dues aux chargesdynamiques 79
3.1.3.Variationlinéairedutablier 80
3.1.4.Effortsduesauxchargesstatiques 80
4.Vérificationdescontraintes 82
4.1.Limitationdescontraintesdecisaillement 82
4.1.1.Sollicitationsouschargeverticale 82
4.1.2.Sollicitationdueàundéplacementouunefforthorizontal 82
5.Effortdueauséisme 83
6. Lesdésd'appuis 86
6.1. Fonctionsdesdésd'appuis 86
6.2. Dimensionnentdesdésd'appuis 86
6.3.Ferraillagedesdésd'appuis 86
7.Lesjointsdechaussée 87
7.1.Définition 87
7.2. Les différents types dejoints 87
7.3.Calculdesjointsdechaussée 87

Chapitre VI : Etude des piles

1. Introduction 89
2. Critère de dimensionnement de lapile 89
3. Prédimensionnement 89
4.Déterminationdesefforts 90
4.1.Effortsverticaux 90
4.2.Effortshorizontaux 90
4.3.Effortssollicitantlapile 90
5. Etudeduchevêtre 91
5.1.Calculduferraillage 92
6. Etude de lapile 95

6.1. Etude duflambement 95
6.2. Ferraillage de lapile 95
7.Etudeetferraillagedelasemelledeliaison..... 96
7.1.Prédimensionnement..... 96
7.2.Vérificationdelastabilitéetdescontraintessoussemelle 96
7.3.Réactionsdespieuxdelapile 97
7.4.Estimationdelachargenominale 99
7.5.Ferraillagedelasemelledeliaison 100
7.6. Ferraillage des pieux delapile 100

Chapitre VII : Etude des culées

1. Introduction……101
2. Choix du typedeculée ..... ……101
3. Implantationdesculées 101
4. Pré dimensionnementdesculées 101
4.1. Mur defront(M.F)..... 102
4.2. Mur gardegrève(M.G.G)..... 102
4.3.Dalledetransition(D.T) 102
4.4.Murenretour(M.R) 102
4.5.Semelle 103
4.6.Lecorbeau..... 103
4.7.Lesommierd'appui..... 103
5.Ferraillagedumurgardegrève 104
5.1.Casfondamental 104
5.2.Casaccidentel 105
5.3.FerraillageminimumdaprèsleRPOA..... 106
5.4.Armaturesderépartition 107
6. La dalledetransition 107
6.1. Evaluationdescharges 107
6.2. Ferraillage de la dalledetransition 107
7.Etudeducorbeau 109
7.1.Conditiond'uneconsolecourte..... 109
7.2.Cisaillement 109
7.3.FerraillageminimumdaprèsleRPOA..... 110
7.4Lesarmaturesderépartition..... 110
8. Etude du murenretour 110
8.1.Dimensionnement..... 110
8.2. Déterminationdescontraintes 110
8.2.1.Casaccidentel..... 110
8.2.2.Casfondamental..... 111
8.2.3.Détermination duferraillage..... 111
9.Murdefront..... 113
9.1.Lessollicitationsdumurdefront 113
9.2.Combinaisonfondamental 113

10. Etude de la semelledeliaison 115
10.1. Prédimensionnement 115
10.2. Sollicitations 116
10.2.1. Effortshorizontaux 116
10.2.2. Effortsverticaux 116
10.3. Combinaisondescharges 118
10.4. Vérificationdelastabilitéetlescontraintessoussemelle 119
10. 5.Réactions des pieux dela culée 121
10.6. Estimation de lachargenominale 123
10.7. Ferraillagedelasemelledeliaison 124
10.8. Ferraillagedespieuxdelaculée 124

Conclusiongénérale 127

Bibliographie 128

Liste des figures

Figure 1.1. Situation du projet 2
Figure 1.2. Sondage pressiométrique n°2 4
Figure 1.3. Sondage pressiométrique n°4 5
Figure 1.4. Tracé en plan 6
Figure 1.5. Profil en long 6
Figure 1.6. Profil en travers 7
Figure 1.7. Vérification des fissurations à l'ELU et l'ELS 10
Figure 1.8. Diagramme contraintes déformations 11
Figure 2.1. Dimensions de la poutre 16
Figure 2.2. Coupe longitudinale de la demi-poutre 16
Figure 2.3. Dimensions de la poutre médiane 17
Figure 2.4. Dimensions de la poutre médiane+ hourdis 18
Figure 2.5. Dimensions de la poutre en travée 19
Figure 2.6. Dimensions de la poutre+ hourdis en travée 20
Figure 2.7. Dimensions de la poutre à l'about 21
Figure 2.8. Dimensions de la poutre+ hourdis à l'about 22
Figure 2.9. Le système Bc 25
Figure 2.10. Le système Bt 26
Figure 2.11. Le système Br 27
Figure 2.12. Surcharge Mc120 27
Figure 2.13. Surcharge D280 28
Figure 2.14. Modélisation des poutres 30
Figure 2.15. Modélisation des poutres avec leurs différentes sections 30
Figure 2.16. Modélisation de la dalle et de l'entretoise 31
Figure 2.17. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive 31
Figure 2.18. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1 32
Figure 2.19. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2 32
Figure 2.20. Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L) 32

Liste des figures

Figure 2.21. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due àA(L) 33
Figure 2.22. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due àA(L) 33
Figure2.23.Digrammedel'efforttranchant[KN.m]delapoutrederive 36
Figure2.24.Diagrammedel'efforttranchant[KN.m]delapoutreintermédiaire1.....36
Figure2.25.Diagrammedel'efforttranchant[KN.m]delapoutreintermédiaire2.....36
Figure 3.1. Diagramme de la combinaison quasi-permanente deP1 44
Figure 3.2. Diagramme de la combinaison quasi-permanente deP2 44
Figure 3.3. Diagramme de la combinaison fréquente deP1 45
Figure3.4.DiagrammedelacombinaisonfréquentedeP2 46
Figure 3.5. Diagramme de la combinaison rare deP1 47
Figure 3.6. Diagramme de la combinaison rare deP2 47
Figure3.7.Câblesdel'about 48
Figure3.8.Tracédescâbles.....50
Figure 3.9. Diagramme des contraintes sousP2 58
Figure 3.10. Ferraillage passif dela poutre..... 61
Figure 3.11. Détail du ferraillage passif dela poutre..... 61
Figure 4.1. Exemple de momentlongitudinal maximum..... 62
Figure4.2.Ferraillagedeladalle 67
Figure4.3. Chargementdel'entretoise.....69
Figure5.1.Appareilsd'appuisenélastomèrefretté.....71
Figure 5.2. Position du joint dechaussée 75
Figure5.3.Modélisationdel'appareild'appuiparunressort.....81
Figure5.4.Définitiongéométriquedel'appareild'appui 81
Figure5.5.Lesdimensionsdesdésd'appuis 86
Figure 5.6. Joint de lachaussée 87
Figure 6.1. Plan coffrage pour les pilestypes 89
Figure6.2.Modélisationduchevêtre 92

Figure6.3.Dessindelacoupedelasemelle.....96
Figure 7.1. Pré dimensionnementdu corbeau 103
Figure 7.2. Dessin de laculée1 104
Figure 7.3. Sollicitations du murgardegrève 110
Figure 7.4. Dimensions du muren retour..... 110
Figure 7.5. Modélisation du murenretour..... 112
Figure 7.6. Pré dimensionnement de la semellede liaison 115

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Ponts à plusieurstravées 7

Tableau2.1.Calculdesdonnéesgéométriquesdelapoutremédiane 17

Tableau2.2.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutremédiane 18

Tableau2.3.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutremédiane hourdis 19

Tableau2.4.Calculdesdonnéesgéométriquesdelapoutreentravée 19

Tableau 2.5. Caractéristiques géométriques de la poutreen travée 20

Tableau 2.6. Caractéristiques géométriques de la poutre +hourdisentravée 20

Tableau2.7.Calculdesdonnéesgéométriquesdelapoutreàl'about 21

Tableau2.8.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutreàl'about..... 21

Tableau2.9.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutre+ hourdisàl'about 22

Tableau2.10.Chargespermanentes 23

Tableau2.11.Classedepont 24

Tableau2.12.Lesvaleursducoefficienta1 24

Tableau2.13.LesvaleursdeV_0 24

Tableau2.14.Lesvaleursducoefficientb_c.....25

Tableau 2.15. Les valeursde b_t 26

Tableau 2.16. Tableau récapitulatif des momentsfléchissant 34

Tableau2.1.Coefficientsdescombinaisonsd'actions 34

Tableau 2.1. Tableau récapitulatif des moments àl'ELU 35

Tableau 2.1. Tableau récapitulatif des moments àl'ELS 35

Tableau 2.20. Tableau récapitulatif des effortstranchants 37

Tableau 2.21. Tableau récapitulatif des efforts àl'ELU 37

Tableau 2.22. Tableau récapitulatif des efforts àl'ELS 38

Tableau3.1.Récapitulatifdesrésultatsdeprécontrainte 42

Tableau 3.2. Combinaison quasi-permanente deP1 43

Tableau 3.3. Combinaison quasi-permanente deP2 44

Tableau 3.4. Combinaison fréquente deP1 45

Tableau3.5.CombinaisonfréquentedeP2 46
Tableau3.6.CombinaisonraredeP1 46
Tableau 3.7. Combinaison rare deP2 47
Tableau 3.8. Tableau récapitulatif du tracé descâbles 49
Tableau3.9.Lesvaleursdespertesparfrottementsàx=0,50L 51
Tableau3.10.Lesvaleursdespertesparfrottementsàx=0,25L 51
Tableau3.11.Lesvaleursde«d» 51
Tableau 3.12. Les pertes parreculed'ancrage 52
Tableau3.13.Lespertesparraccourcissementinstantanépourl'about 52
Tableau 3.14. Les pertes par raccourcissement instantané pourl'extrados 53
Tableau 3.15. Les pertes instantanées totales des câbles del'about 53
Tableau 3.16. Les pertes instantanées totales des câbles del'extrados 53
Tableau 3.17. Les pertes dues au retrait dubéton 54
Tableau 3.18. Les pertes dues au fluage dubéton 54
Tableau 3.19. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles del'about 55
Tableau 3.20. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles del'extrados 55
Tableau 3.21. Les pertes de tensions différées totales des câbles del'about 55
Tableau3.22.Lespertesdetensionsdifféréestotalesdescâblesdel'extrados 56
Tableau3.23.Pourcentageréeldespertes 56
Tableau3.24.Caractéristiquesgéométriquesdelapoutreàlamiseentension 56
Tableau 3.25. Détermination des contraintes à la mise entension 57
Tableau 3.26. Caractéristiques géométriques de la poutre enservice 57
Tableau 3.27. Détermination des contraintes enservice 57
Tableau4.1.Momentsfléchissantàl'ELU 63
Tableau4.2.Momentsfléchissantàl'ELS 63
Tableau4.3.Effortstranchantsàl'ELUetl'ELS 64
Tableau4.4.Ferraillagedel'hourdisentravéeàl'ELU 65
Tableau4.5.Ferraillagedel'hourdisenappuiàl'ELS 65

Tableau 4.6. Ferraillage de l'hourdis en travéeàl'ELU 66
Tableau 4.7. Ferraillage de l'hourdis en appuiàl'ELS.....66
Tableau4.8.Momentsfléchissantdel'entretoiseàl'ELUetl'ELS.....69
Tableau4.9.Ferraillagedel'entretoiseàl'ELU 69
Tableau4.10.Ferraillagedel'entretoiseàl'ELS.....69
Tableau 5.1. Déplacement et rigidité de l'appareil d'appui et desappuis 78
Tableau 5.2. Centreélastique 79
Tableau5..Répartitiondel'effortdefreinagedeBcsurpilesetculées 79
Tableau5..Répartitiondel'effortvariationlinéaire.....80
Tableau5..Lesraideursdesappareilsd'appuis 81
Tableau 5.6. Classification dupont 83
Tableau 5.7. Valeurs de T1,T2 et S pour la composantehorizontale 84
Tableau 5.8. Valeurs de T1,T2 et S pour la composanteverticale 85
Tableau 5.9. Répartition des effortssismiques 85
Tableau 6.1. Récapitulatif des hauteurs des futs etpiles 89
Tableau6.2.Effortssollicitantlapileàl'ELU.....90
Tableau6..Effortssollicitantlapileàl'ELS 91
Tableau6.4.Effortssollicitantlapileàlacombinaisonaccidentelle.....91
Tableau6..Momentseteffortstranchantsduchevêtre.....92
Tableau6.6.Effortssollicitantsoussemelleàl'ELU.....96
Tableau6..Effortssollicitantsoussemelleàl'ELS 97
Tableau 6.8. Efforts sollicitant sous semelle à la combinaisonaccidentelle 97
Tableau 6.9. Réactions des pieux sous lesdifférentes combinaisons 100
Tableau 7.1. La positiondes culées..... 101
Tableau 7.2. Sollicitations dans le murgarde grève 105
Tableau 7.3. Calcul de la poussée dynamiquedes terres 111
Tableau 7.4. Les contraintes sur le murenretour 111
Tableau 7. . Moments et efforts tranchants à l'ELUetl'ELS.....112

Tableau 7.6. Récapitulatif des momentsàl'ELU 113

Tableau7.7.Récapitulatifdesmomentsàl'ELS 114

Tableau 7.8. Poids propre dela culée..... 116

Tableau 7.9. Souschargepermanente 118

Tableau 7.10. Récapitulatif des sollicitationsàl'ELU..... 119

Tableau 7.11. Récapitulatif des sollicitationsàl'ELS 120

Tableau 7.12. Récapitulatif des sollicitations à lacombinaison accidentelle 121

Tableau 7.13. Réactions des pieux sous lesdifférentescombinaisons 124

Tableau 7.14. Sollicitations au niveau dela semelle..... 125

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. On distingue plusieurs types de ponts tel que : le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers la direction des travaux publics de la wilaya de NÂAMA propose un aménagement de la route Chemin Wilaya 03 qui traverse OUED ESSAM sur plus de 200m ; pour cela la réalisation d'un pont a été proposé ; la nécessité d'un tel ouvrage est justifié en remplacement d'un tronçon jusqu'ici submersible.

Il faut disposer de toutes les données nécessaires à l'étude telle que :

- Les données naturelles : qui concernent le sol, les rivières à franchir, leurs hydrologies ainsi que l'ensemble des éléments de sonenvironnement.

- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, c'est un ensemble de caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (la faisabilité, l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais deréalisation).

1. INTRODUCTION

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin…) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

2. PRESENTATION GENERAL DU PROJET

2.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage en question est un pont situé au niveau du CW03, plus exactement entre les points kilométriques 0+507,26 et 0 +708,66 ; reliant ainsi la route nationale n°6 et le village d'AMAR. Ce pont a été conçu pour franchir l'obstacle qu'est **OUED ESSAM** dans la Wilaya de NÂAMA.

Sa longueur totale est de **200,4m** ; tandis que sa largeur est de **10,00m** ; l'ouvrage est droit. Le tablier est constitué de **06** poutres de section en forme de T avec âme variable en béton précontraint. Ces poutres transmettent les efforts aux appuis à travers des appareils d'appui en néoprène fretté. En ce qui concerne l'infrastructure, on prévoit des piles à section pleine, ainsi que des culées sur des fondations profondes. La dalle de transition a une longueur de 5m.

Le pont est constitué de **six** travées indépendantes de **33,40m**.

Ce pont repose sur **deux** culées et **cinq** piles en béton armé, qui eux même reposent sur des semelles de liaisons fixées sur pieux forés en béton armé.

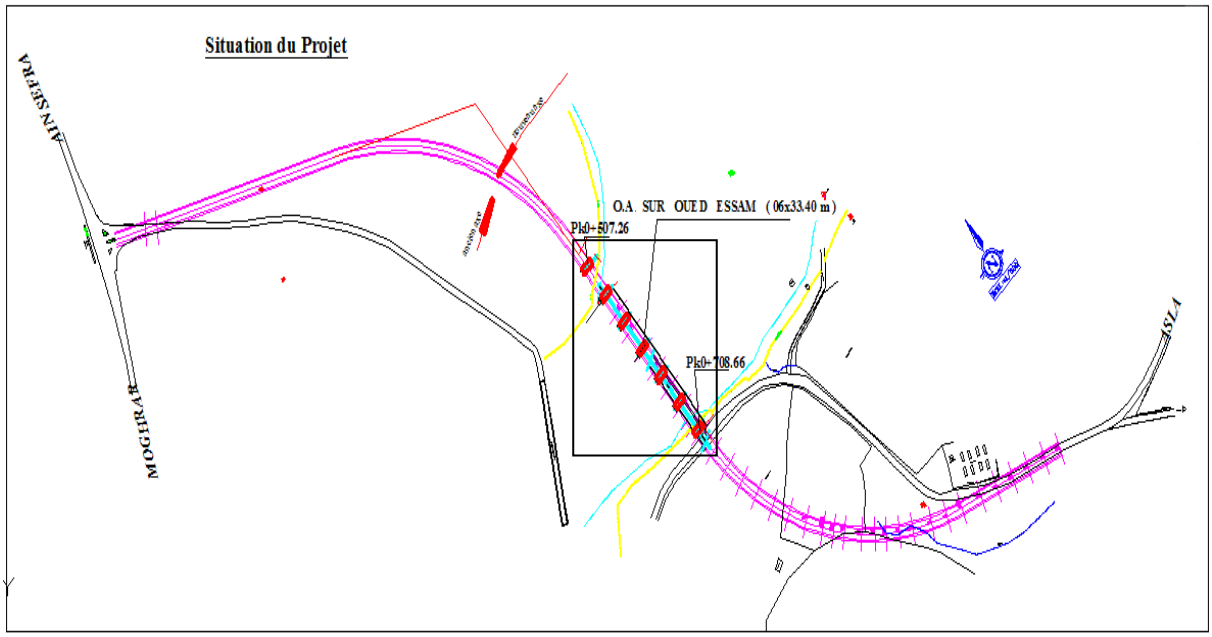


Figure 1.1. situation du projet

2.2. Les Données Géotechniques

2.2.1. Généralités

Les travaux de sondage ont été effectués sous chaque appui.

2.2.2. Contexte géologique

- **Topographie**

La zone d'implantation du pont est caractérisée par un relief accidentée, dont la plus haute côte est de 334,893m, alors que la plus basse est de 306,207 m.

- **Hydrologie**

L'ouvrage est conçu pour franchir un oued, Le lit de cet oued est assez plat mais particulièrement irrégulier. Des deux côtés de l'oued, on trouve de vastes terrains labourés en sol argileux meuble avec un peu de caillou.

La zone à franchir a un bassin versant d'environ 77,52 km^2 selon l'ANRH. Il est prévu un débit maximum de 190,38m^3/s et une vitesse d'écoulement de 2,18m/s. Le niveau de l'oued en période de crue attendu est de 310 m.

- **Lithologie**

La couche d'assise de la zone d'implantation du pont est une structure simple, la partie supérieure est constituée d'un sol argileux, la partie inférieure d'une marne intensément altérée.

- **Structure des différentes coupes lithologiques**

D'après les résultats des essais préssiométriques on a constaté les couches suivantes :

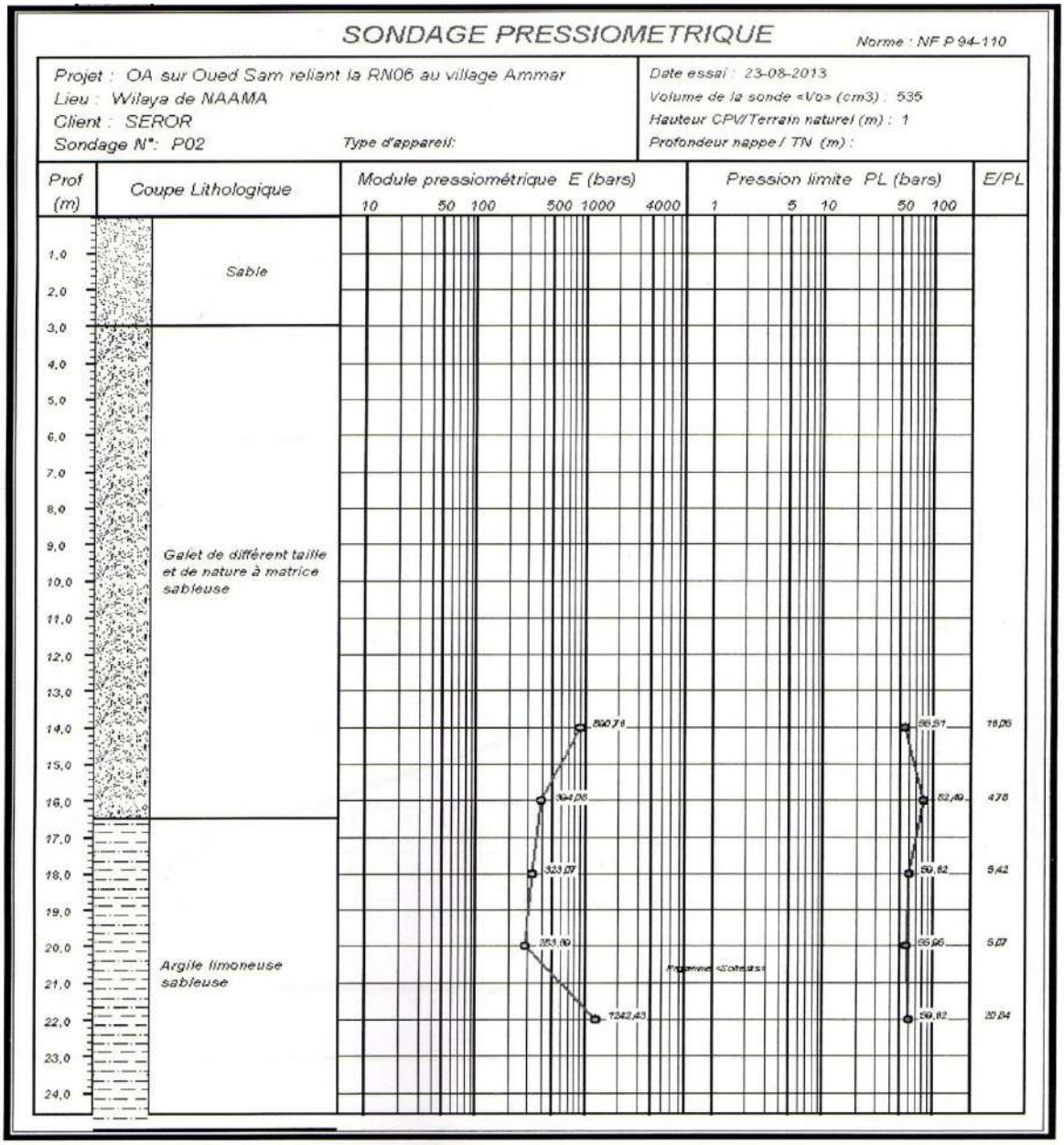


Figure 1.2. Sondage pressiométrique n°2

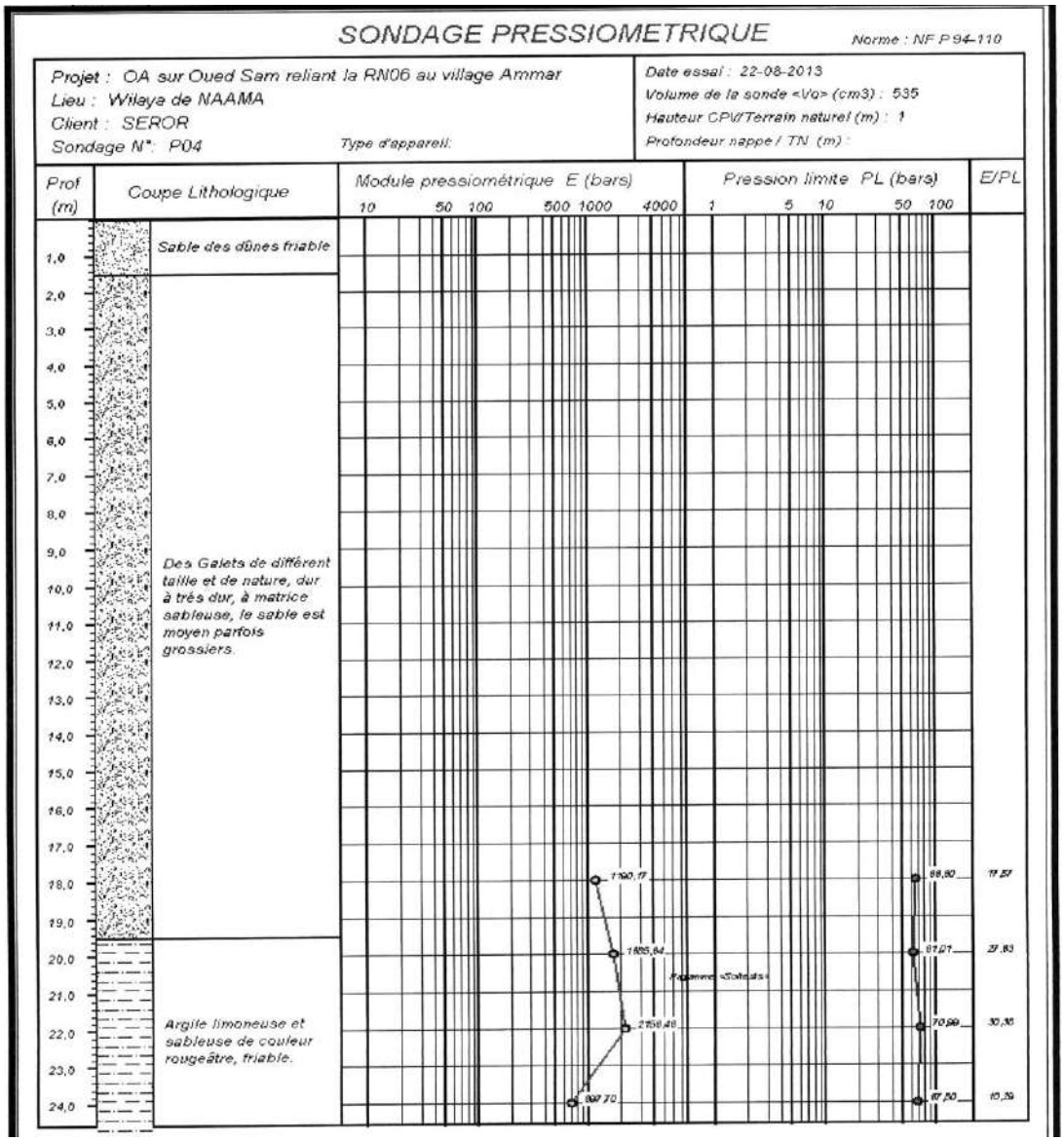


Figure 1.3. Sondage pressiométrique n°4

2.3. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction et sa mise en service. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

2.3.1. Tracé en plan

L'axe en plan est un alignement droit dirigé vers le nord.

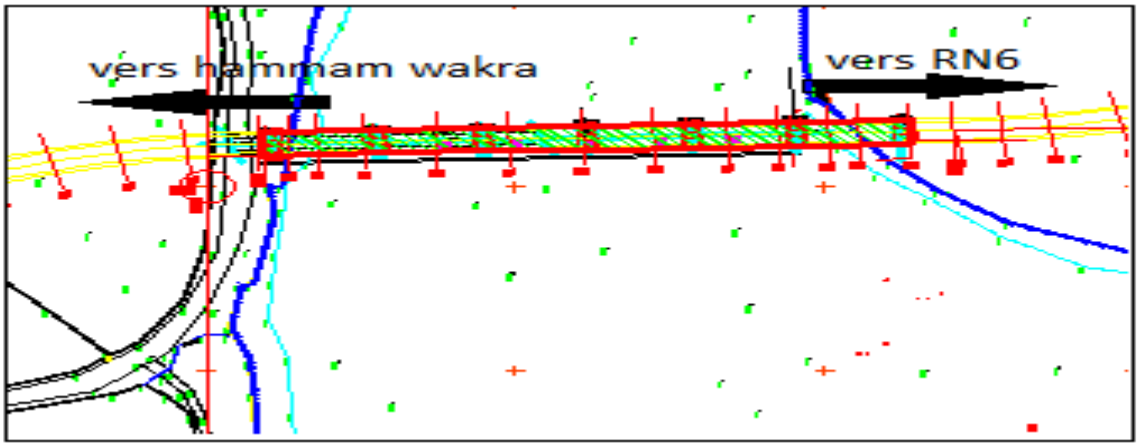


Figure 1.4. Tracé en plan

2.3.2. Profil en long

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

Le tracé de la voie routière présente une pente de **0,35%** ; le pont franchit un oued non navigable, son gabarit n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

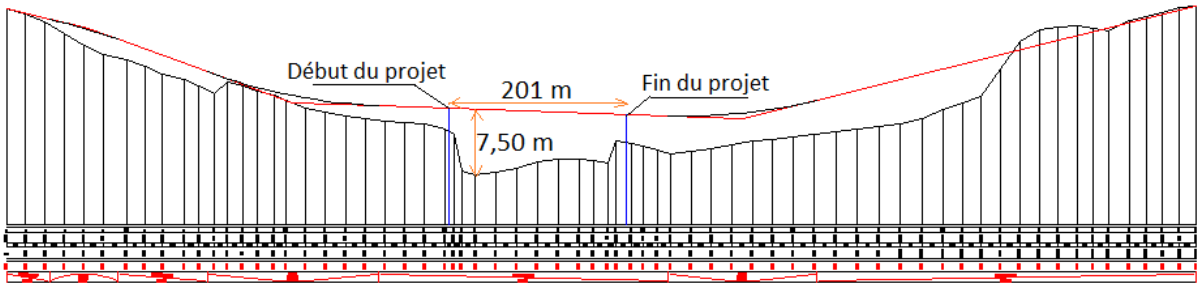


Figure 1.5. Profil en long

2.3.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

- La largeur totale de l'ouvrage : 10 m
- Largeur roulable : L_r= 7,50 m.
- Nombre de voies de circulations : N= 2 voies.
- La pente : 2,5 % en toit.
- Largeur de trottoir : L =1,25 m.

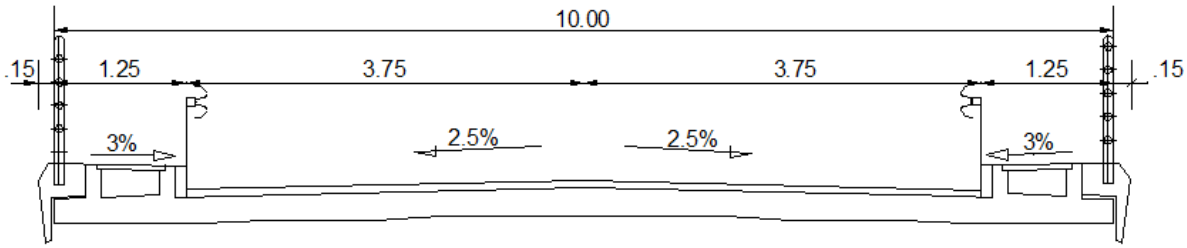


Figure 1.6. Profil en travers

2.4. Choix de l'ouvrage :

La portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de ce dernier avec quelques aspects architecturaux, économiques et durables, ces aspects sont :

- Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements tel que le B.A.E.L,B.P.E.L,R.P.O.A.
- La durée de la réalisation.
- Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération nous allons essayer de prendre un ouvrage simple et économique.
- La capacité technique et économique des bureaux d'étude et des entreprises.

Le tableau ci-dessous présente les types des ponts en fonction de notre portée :

La portée (m)	< 20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	> 300m
Les solutions probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	✓ Pont dalle à encorbellement ✓ Pont mixte a poutres métalliques ✓ Pont a poutres en béton précontraint	✓ Pont en béton précontraint Construit encorbellement ✓ Pont a poutre continue en acier ✓ Pont a hauban	✓ Pont suspendu ✓ Pont a hauban

Tableau 1.1. Ponts à plusieurs travées(1)

Etant donné le nombre de travées de notre ouvrage, ainsi que la portée de chacune de ses travées (33,40 m) ; on se trouve dans la case pont à plusieurs travées avec des portées allant entre 20 et 50 m.

Dans cette catégorie nous avons choisi le pont à poutre en béton précontraint.

- Pont a poutre en béton précontraint

  Les avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- La possibilité de franchir plusieurs portées.
- La réduction du nombre d'appuis.

Les inconvénients :

- Le poids de la structure qui devient très important.
- Les déformations des poutres à cause des différentes sollicitations.
- La difficulté de réalisation.

3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

3.1. béton

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA) il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc28.

Le béton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

Densité : La masse volumique du béton armé : γ =2,5 t/m^3.

3.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de j jours, on a :

$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} \\ 20 \text{ MPA} \end{cases}$ si $j \geq 28$ jours.

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83xj} \times f_{c28}$ si $j < 28$ jours.

Avec : fc28= 20 Mpa pour le béton de propreté.

fc28 = 35 Mpa pour le béton du tablier ; élévation des piles ; les culées et fondations.

3.1.2. Résistance caractéristique à la traction

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

$f_{tj} = 0,6+0,06 \times f_{cj}$ Selon les règles du BAEL et BPEL

3.1.3. Contrainte admissible

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

- **Contrainte admissible pour l'ELU**

Selon les règles du BAEL et BPEL

$f_{bu} = \frac{0,85\ fcj}{\theta \times \gamma b}$

Avec :

θ=1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

θ=0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

θ=0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$

- **Contrainte admissible de service (ELS)**

La contrainte à l'état limite de service est donnée par :

$\sigma = \begin{cases} 0,5 \times fc28 & \text{en service.} \\ 0,6 \times fc28 & \text{en construction.} \end{cases}$

3.1.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Selon les règles du BAEL et BPEL on prend :

ν =0,2 pour un béton non fissuré

ν =0 pour un béton fissuré

3.1.5. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton E définit par les règles B.P.E.L comme suit :

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

  $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}$ MPA.

- Module de déformation différée (longue durée) :

  $E_{ij} = 3700\sqrt[3]{fcj}$ MPA.

3.1.6. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

ν: Coefficient de poisson.

3.2. L'acier

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

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

3.2.1. L'acier passif

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classeFeE400, avec une limite d'élasticité de **400Mpa**.

Pour $\Phi \leq 20mm$: $\begin{cases} \sigma e = 4200\ kg/cm^2 \\ \sigma a = 2800\ kg/cm^2 \end{cases}$

Pour $\Phi \geq 20mm$: $\begin{cases} \sigma e = 4000\ kg/cm^2 \\ \sigma a = 2670\ kg/cm^2 \end{cases}$

Le module d'élasticité de l'acier est de : Es = 195000 MPa.

ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} \leq \text{Inf}[\frac{2}{3}fe\ ;\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}]$ où η=1 pour RL et η=1.6 pour HA	$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ où γ_s =1.15
Fissuration très préjudiciable	$\overline{\sigma}_{st} \leq \text{Inf}[\frac{f_e}{2}\ ;\ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}]$	

Figure 1.7. Vérification des fissurations à l'ELU et l'ELS

- **Diagramme contrainte déformation**

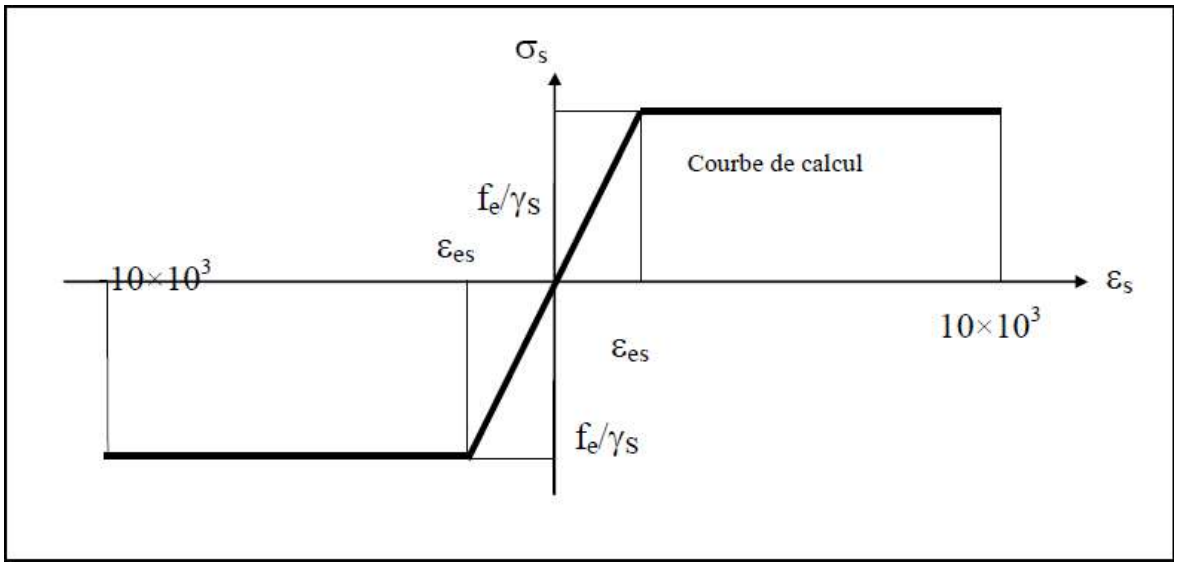


Figure 1.8. Diagramme contraintes déformations(2)

3.2.2. L'acier actif

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

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est données par la formule suivante :

P_0= (0,8$f$prg ; 0,9 $f$peg).

Avec :

fprg: la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

fpeg: la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

On utilise des câbles **T15** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à150 m.

- **La limite élastique**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résidence garantie à la rupture.

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

γs= 1 situation accidentelle

γs = 1,15 situation durable ou transitoire.

- **Contrainte limite de traction**
  - En fissuration peu nuisible $\sigma s \leq fe/\gamma s$;
  - En fissuration préjudiciable $\sigma s = \min\left(\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta ftj}\right)$;
  - En fissuration très préjudiciable $\sigma s = \min\left(\frac{1}{2}fe ; 90\sqrt{\eta ftj}\right)$;

Avec :

$\eta = 1$ →Treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1,6$ → Aciers à haute adhérence.

- **Module de Young**

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

E_p = 200 000MPa pour les barres.

E_p = 190 000MPa pour les torons.

1. INTRODUCTION

Cette étude consiste à déterminer d'un point de vue esthétique et technique le type d'ouvrage qui répond aux exigences imposées.

Pour ce faire, il faut disposer de certains éléments essentiels :

- Les données fonctionnelles.
- Les données naturelles.
- Le profil en long.
- Le gabarit à respecter.
- Portée de l'ouvrage.
- Délais de réalisation.
- Durée de l'utilisation.

2. PRE DIMENSIONNEMENT

L'ouvrage est un pont à poutre, son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide S.E.T.R.A des ponts routiers à poutres.

2.1. Longueur des travées

Le pont comporte 06 travées de 33,40m, la longueur total sera de 200,4m (voir plans).

2.2. Largeur des voies

La largeur d'une voie est de 3,75m ; la largeur roulable étant 2x3,75m avec deux trottoirs de 1,25m chacun. Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 10 m (voir plans).

2.3. Hauteur des poutres

D'après le guide S.E.T.R.A la hauteur des poutres est donnée dans l'intervalle:

$\frac{l}{22} et \frac{l}{15}$

Avec : l : la portée réel de la poutre.
$l = 33{,}4\text{m}$

$1{,}51\text{m} \leq ht \leq 2{,}22\text{m}$

ht=1,75m

h_p=ht-h_h =1,75m-0,25m=1,5m

Avec :

h_p : hauteur de la poutre

h_h : hauteur de l'hourdis

2.4. Largeur de la table de compression

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur de la table de compression est voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

$0{,}6h_p < b \leq 0{,}7h_p \longrightarrow 0{,}9m < b \leq 1{,}05m$

Avec :

b : largeur de la table de compression

On prend : $b = 1{,}03m$

2.5. Espacement des poutres

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, l'espacement doit respecter la loi suivante : $1{,}5 \leq E \leq 2{,}5$

On prend : E=1,65m

2.6. Nombre de poutres

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

$$N=\left(\frac{La}{E}\right)+1$$

Avec :

La: est la distance entre appuis de rive La = 8,25m

N =8,25/1,65 + 1 = 6 poutres

N =6 poutres

2.7. Epaisseur de l'âme

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

- Médiane : $0{,}16m \leq b_0 \leq 0{,}22m \Leftrightarrow b_0 = 0{,}21$ m
- Sur appuis : L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants.

$$b_0 = bt \Leftrightarrow b_0 = 0{,}47m$$

- A l'intermédiaire : $0{,}25m \leq b_0 \leq 0{,}35m \Leftrightarrow b_0 = 0{,}35m$

2.8. Epaisseur de la table de compression

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

Dans notre cas, on prend h_c=11cm.

2.9. Largeur du talon

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

$$b_t \geq \frac{l \times L^2}{K_t \times h_t^2}$$

Avec :

L : largeur du tablier

L : portée de la travée

h_t : hauteur total du tablier

K : coefficient sans dimension 1100≤K≤1300 on prend : K=1250

$b_{tT} = \frac{10{,}00 \times 32{,}40^2}{1250 \times 1{,}75^2}$

b_{tT} =2,74 m

Largeur d'un talon : $b_t \geq \frac{2{,}74}{6}$ ⟹ b_t=0,47m

2.10. Epaisseur du talon

D'après le guide **S.E.T.R.A**, l'épaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante: 10cm≤e_t≤20cm

On prend : **e_t =15cm**

2.11. Gousset

C'est l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles précontraint.

Cet angle est fixé entre : 45° ≤α ≤ 60°.

2.11.1. Largeur du gousset de la table de compression

Médiane :	α_1 =45°	e_1= 10 cm
	α_2=79,05°	e_2= 31 cm
A l'intermédiaire :	α_1=45°	e_1= 3 cm
	α_2=79,05°	e_2= 31 cm
A l'appui :	α_0=79,05°	e_1= 28 cm

2.11.2. Largeur du gousset du talon

Médiane :	α = 56,98°	e_0= 13 cm
A l'intermédiaire :	α = 56,98°	e_0= 6 cm

2.12. Entretoise

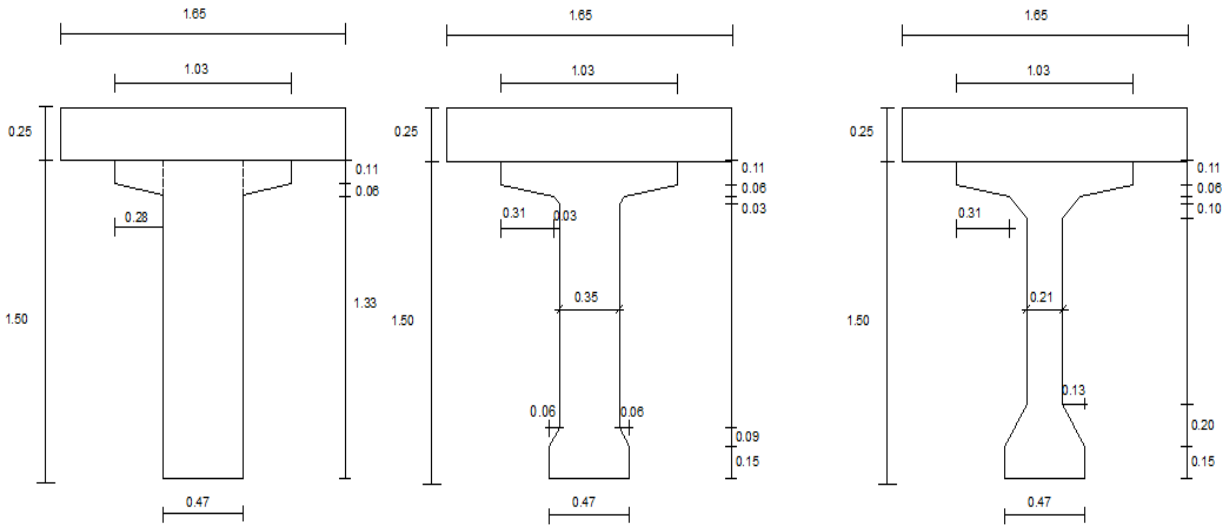
Les entretoises faisant fonction de poutraison transversale assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$h_{entretoise}=h_p-0{,}6=0{,}9$ m

2.13. Épaisseur de la dalle

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus L'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de Flexions transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m : 0,20≤ed≤0,30m

On prend : **ed = 0,25m.**



Coupe 1-section d'about **coupe 2**-section intermédiaire **coupe 3**-section médiane

Figure 2.1. Dimensions de la poutre

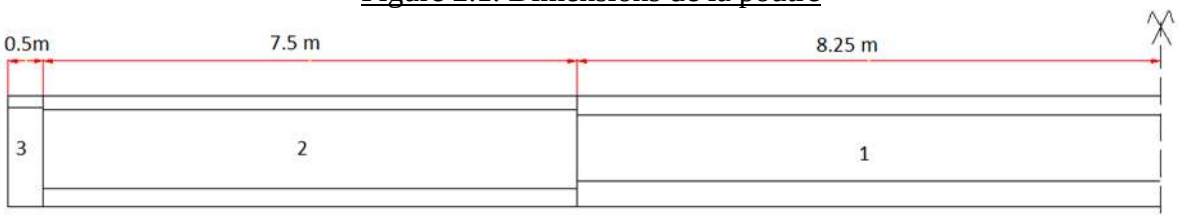


Figure 2.2. Coupe longitudinal de la demi-poutre

2.14. Caractéristiques géométriques de la poutre

La section de la poutre est :

- En « **T** » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En **« I »** au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

On décompose la poutre en éléments simples(4).

- Bi : section brute.
- Zi : distance du centre de gravité de la section (i) à la base de la poutre.
- Ii: moment d'inertie de la section i par rapport à la base de la poutre.
- Si : moment statique de la section Si = BixZi

- V': distance du C.D.G de la section totale à la fibre inférieure.
- V: distance du C.D.G de la section totale à la fibre supérieure.
- I_0 **:** Moment d'inertie propre de la section considérée.

  → Pour une section triangulaire ⇒ $I_0 = bh^3/36$

  → Pour une section rectangulaire ⇒ $I_0 = bh^3/12$
- I_G : moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section totale $I_G = I - B \times V'^2$
- Wi : module d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure.
- Ws : module d'inertie de la section par rapport à la fibre inférieure.
- i: rayon de giration de la section. $i^2 = \frac{I_G}{B}$
- ρ: coefficient de rendement de la section. $\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$

2.14.1. Caractéristiques géométriques de la section médiane

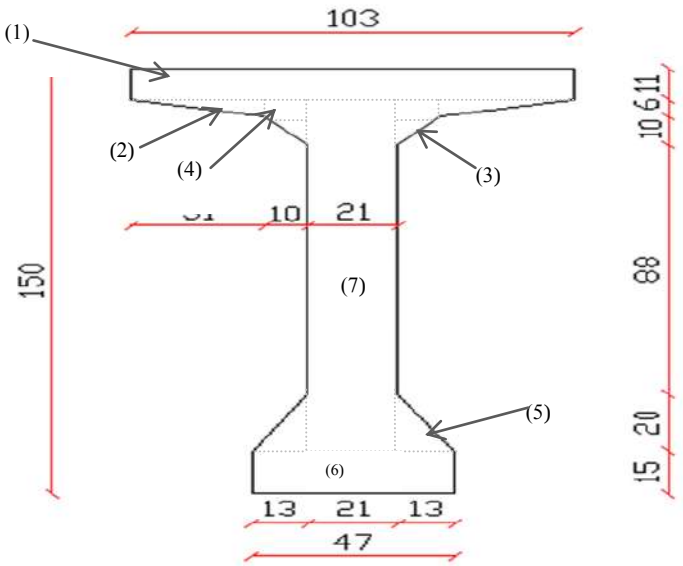


Figure 2.3. Dimensions de la poutre médiane

Section	Dimension (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
(1)	103×11	1133	144,5	11424,416	$2,3668 \times 10^7$
(2)	((31×6)/2) ×2	186	137	372	3491406
(3)	((10×10)/2) ×2	100	129,66	555,55	1681727,11
(4)	(10×6) ×2	120	136	360	2219880
(5)	((13×20)/2) ×2	260	21,66	5777,77	127758,22
(6)	47×15	705	7,5	13218,75	52875
(7)	21×124	2604	77	3336592	18775708

Tableau 2.1. Calcul des données géométriques de la poutre médiane

On a: $I=I_0+Z^2\times B$(section)

Et : $V'=\frac{\sum S/axe}{\sum B}=\frac{429913,6}{5108}=84,2$ cm

Avec: $S=B\times Z$

$V=h-V'=150-84,2=65,8$ cm

$I_G = I -B\times V'^2=50017354,33-5108\times 84,2^2=13803473,21 cm^4$

$\rho=I_G/(B\times V\times V')=0,488=48,8\%$

B (cm²)	5108
V' (cm)	84,2
V (cm)	65,8
I_G (cm^4)	13803473,21
ρ (%)	48,8

Tableau 2.2. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

2.14.2. Caractéristiques géométriques de la section médiane+hourdis

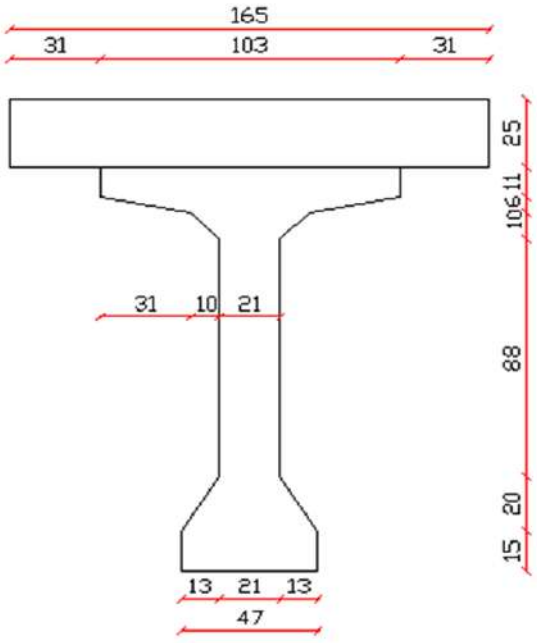


Figure 2.4. Dimensions de la poutre médiane+hourdis

$V'=\frac{\sum S/axe}{\sum B}=\frac{1100226,1}{9233}=119,16$ cm

$V=h-V'=175-119,16=55,84$ cm

$I_G = I-B\times V'^2=159157979,3-9233\times 119,16^2=28057637,33 cm^4$

$\rho=I_G/(B\times V\times V')=0,4567=45,67\%$

B (cm²)	9233
V' (cm)	119,16
V (cm)	55,5
I_G (cm^4)	28057637,33
ρ (%)	45,67

Tableau 2.3. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane+hourdis

2.14.3. Caractéristiques géométriques de la section en travée

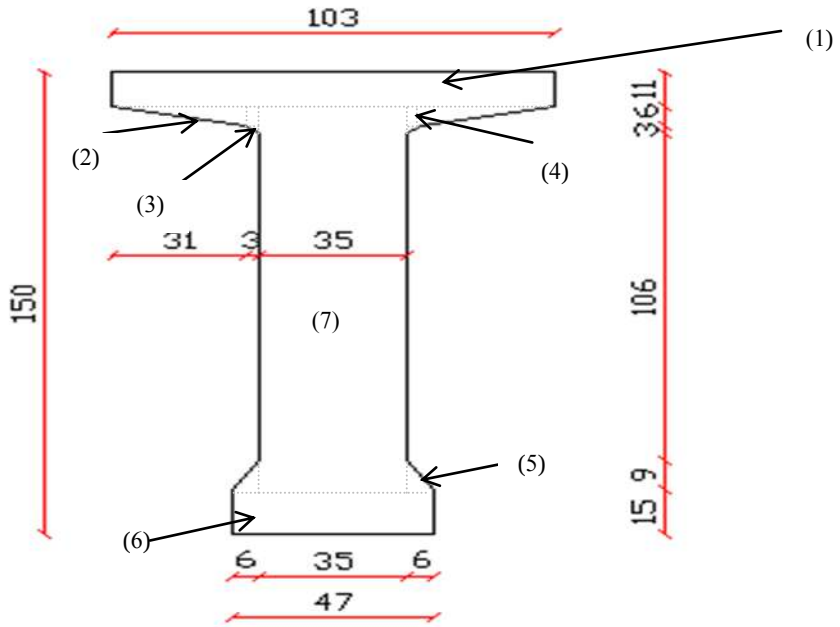


Figure 2.5. Dimensions de la poutre en travée

Section	Dimension (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
(1)	103×11	1133	144,5	11424,416	$2,3668x10^7$
(2)	((31×6)/2) ×2	186	137	372	3491406
(3)	((3×3)/2) ×2	9	132	4,5	156820,5
(4)	(3×6) ×2	36	136	108	665964
(5)	((6×9)/2) ×2	54	18	243	17739
(6)	47×15	705	7,5	13218,75	52875
(7)	35x124	4340	77	5560986,66	$3,1292x10^7$

Tableau 2.4. Calcul des données géométriques de la poutre en travée

On a: $I=I_0+Z^2\times B$(section)

Et : $V'=\frac{\sum S/axe}{\sum B}=\frac{535724}{6463}=82,9$ cm

Avec: $S=B\times Z$

$V=h-V'=150-82,9=67,1$ cm

I_G = I-B×V'^{2}=59345651,16-6463×82,9^2=14929265,33cm^4

ρ=I_G/(B×V×V')=0,415=41,52%

B (cm²)	6463
V' (cm)	82,9
V (cm)	67,1
I_G (cm^4)	14929265,33
ρ (%)	41,52

Tableau 2.5. Caractéristiques géométriques de la poutre en travée

2.14.4. Caractéristiques géométriques de la section en travée + hourdis

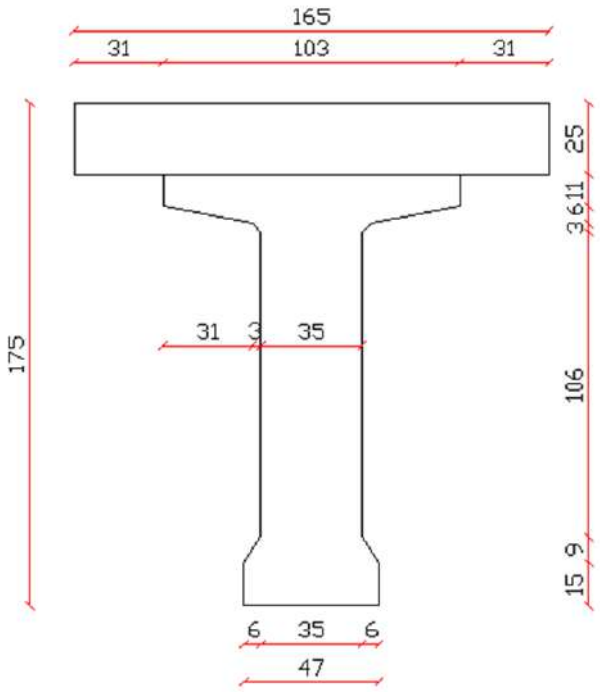


Figure 2.6. Dimensions de la poutre+hourdis en travée

V'=$\frac{\sum S/axe}{\sum B}$=$\frac{1206036,5}{10588}$=113,90 cm

V=h-V'=175-113,90=61,1 cm

I_G = I-B×V'^{2}=168486276,2-10588×113,90^2=31125928,68 cm^4

ρ=I_G/(B×V×V')=0,4224=42,24%

B (cm²)	10588
V' (cm)	113,90
V (cm)	61,1
I_G (cm^4)	31125928,68
ρ (%)	42,24

Tableau 2.6. Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis en travée

2.14.5. Caractéristiques géométriques de la section à l'about

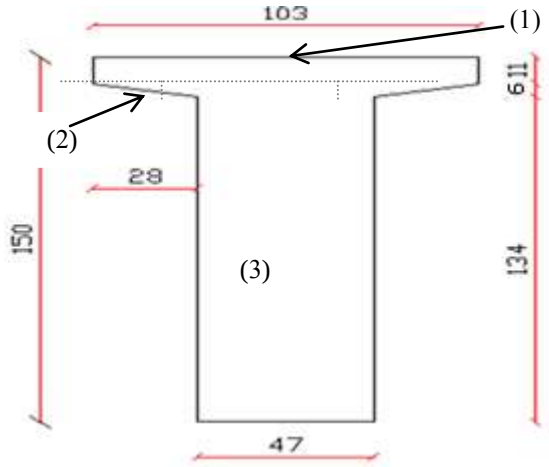


Figure 2.7. Dimensions de la poutre à l'about

Section	Dimension (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
(1)	103×11	1133	144,5	11424,416	$2,3668x10^7$
(2)	((28×6)/2) ×2	168	274	336	12613104
(3)	47×139	6533	68,5	$1,0518x10^7$	$4,11731x10^7$

Tableau 2.7. Calcul des données géométriques de la poutre à l'about

On a: $I=I_0+Z^2\times B(section)$

Et : $V'=\frac{\sum S/axe}{\sum B}=\frac{657261}{7834}=83,89$ cm

Avec: $S=B\times Z$

$V=h-V'=150-83,89=66,11$ cm

$I_G = I-B\times V'^2=77454247,67-7834x83,89^2=22322221,2cm^4$

$\rho=I_G/(B\times V\times V')=0,513=51,37\%$

B (cm^2)	7834
V' (cm)	83,89
V (cm)	66,11
I_G (cm^4)	22322221,2
ρ (%)	51,37

Tableau 2.8. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

2.14.6. Caractéristiques géométriques de la section à l'about + hourdis

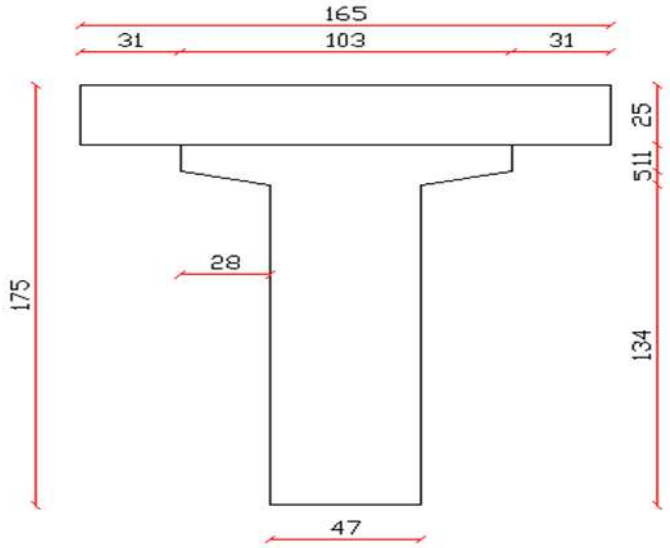


Figure 2.8. Dimensions de la poutre+hourdis à l'about

$V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{1327573,5}{11959} = 111,01$ cm

V=h-V'=175-111,01=64 cm

I_G = I-B×V'^{2}=186594872,7-11959×111,01^2=39221483,49 cm^4

ρ=I_G/(B×V×V')=0,4616=46,16%

B (cm²)	11959
V' (cm)	111,01
V (cm)	64
I_G (cm^4)	39221483,49
ρ (%)	46,16

Tableau 2.9. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

3. CHARGES ET SURCHARGES

3.1. Introduction

Il s'agit d'étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier car le pont a une fonction porteuse, elles sont classées en deux catégories :

- Les charges permanentes
- Les surcharges

3.2. Calcul des charges permanentes

Poutres, dalle, revêtement de la chaussée, corniche plus trottoirs, garde-corps.

Eléments	Données	Formules	Résultats	Commentaire
Poutre	γ_b=2,5t/m^3 S_1=0,51m^2 S_2=0,61m^2 S_3=1,781m^2 l_1=18,50m l_2=6,70m l_3=0,78m N=6	$g_1=\gamma_b x N(S_1 l_1+2S_2 l_2)$	g_1=264,135t	γ_b : masse volumique du béton S_i : surface des différentes surfaces de la poutre L_i : longueur de la partie i de la poutre
Dalle	e_d=0,25m L_d=10,00m γ_b=2,5t/m^3 l=33,40m	$g_2=e_d x L_d x \gamma_b x l$	g_2=208,75t	e_d : épaisseur de la dalle
Revêtement de la chaussée	e_r=0,085m L_r=7,5m l=33,40m γ_b=2,2t/m^3	$g_3= e_r x\ l_r x\ L_r x \gamma_b$	g_3=46,84t	e_r : épaisseur du revêtement
Corniches	l=33,40m γ_c=1,12t/m^3	$g_4= 2xlx\gamma_c$	g_4=74,816t	
Garde-corps	l=33,40m γ_g=0,1t/m^3	$g_5=2xlx\gamma_g$	g_5=6,68t	
Entretoise	e_e=0,3m S_e=1,05m γ_b=2,5t/m^3 N=5	$g_6=NxS_e xe_e x\gamma_b$	g_6=3,937t	e_e : épaisseur de l'entretoise
Charge totale		$G=\sum g_i$	G=605,158t/travée	

Tableau 2.10. Charges permanentes

3.3. Calcul des surcharges

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- Surcharge A (L).
- Système $B_{C.}$
- Système B_t.
- Système Br.
- Surcharge militaire MC120.
- Charge exceptionnelle D240.
- Surcharges sur trottoirs.
- Surcharges dues au vent et au séisme.
- Efforts de freinage.

Sachant que :

La largeur roulable est définie comme étant la largeur comprise entre les bordures ; elle est de 7,5m (2×3,75).

D'après le fascicule 61 titre II, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable les suivantes :

La classe	***La largeur roulable***
1	*Lr≥ 7 m*
2	*5,50 m<Lr< 7 m*
3	*Lr <5,50 m*

Tableau 2.11. Classe de pont(5)

Le pont supporte une chaussée de largeur roulable égale à 7,5m, il est donc de première classe.

- **Système de charge A(L)**

La chaussée du pont supporte une charge uniformément répartie A(L) employé pour la stabilité d'ensemble d'une structure

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \ [kg/m^2]$$

$A(L) = 230 + \frac{36000}{33,80+12} = 1016,026\ [kg/m^2]$

La valeur A(L) est multiplié par les coefficients a_1 et a_2.

- Le coefficient a_1 est obtenu à partir du tableau en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>=5
Classe de pont	**Première**	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	0,9	0,75	0,7
	Troisième	0,9	0,8	0,9	0,75	0,7

Tableau 2.12. Les valeurs du coefficient a_1(5)

D'après le tableau : $a_1 = 1$

- $a_2 = V_0 / V$

V: la largeur d'une voie ; V_0: valeur donnée par le tableau

Classe de pont	V_0
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3,0 m
Troisième classe	2,75 m

Tableau 2.13. Les valeurs de V_0(5)

$a_2 = 3,5 / 3,75 = 0,933$

A(L)final = A(L)×a_1×a_2 =947,952 [kg/ m^2] =0,947 [t/ m^2]

- **Surcharge B :**

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts, leur charge est multipliée par le coefficient de majoration dynamique :

- **Système Bc :**

Il se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

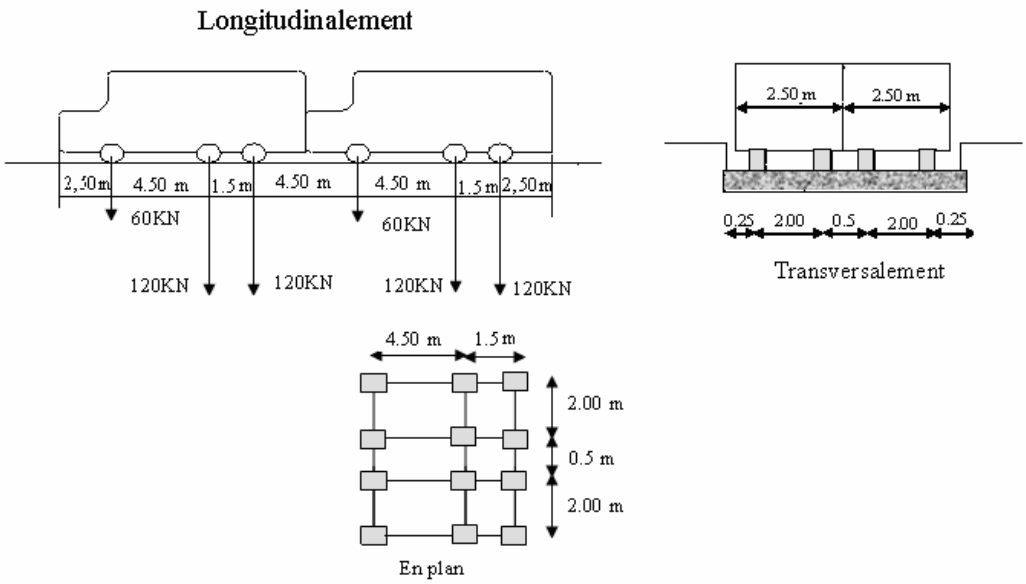


Figure 2.9. Le système Bc(5)

La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients b_c obtenus à partir du tableau :

Tableau les valeurs du coefficient b_c

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>=5
Classe de pont	**Première**	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	Deuxième	1,0	1,0	0,95	0,80	0,70
	Troisième	1,0	0,80	0,95	0,80	0,70

Tableau 2.14. Les valeurs du coefficient b_c(5)

D'après le tableau : b_c =1,1

On peut placer 2x2 camions (2 longitudinal et 2 transversal)

Le poids d'un camion est : 30 t

Soit : Bc=30×4=120 t ⟶ S= Bc×b_c =120×1,1=132 t=1320 kn

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times G/S}$$

Avec : L : longueur de la travée
G : poids total des charges permanentes
S : poids maximum des surcharges que peut supporte l'hourdis

δ = 1,083

Bc final= S.δ =142,956t

- **Système Bt :**

Il se compose de de deux essieux tandems, comme le montre la figure suivante :

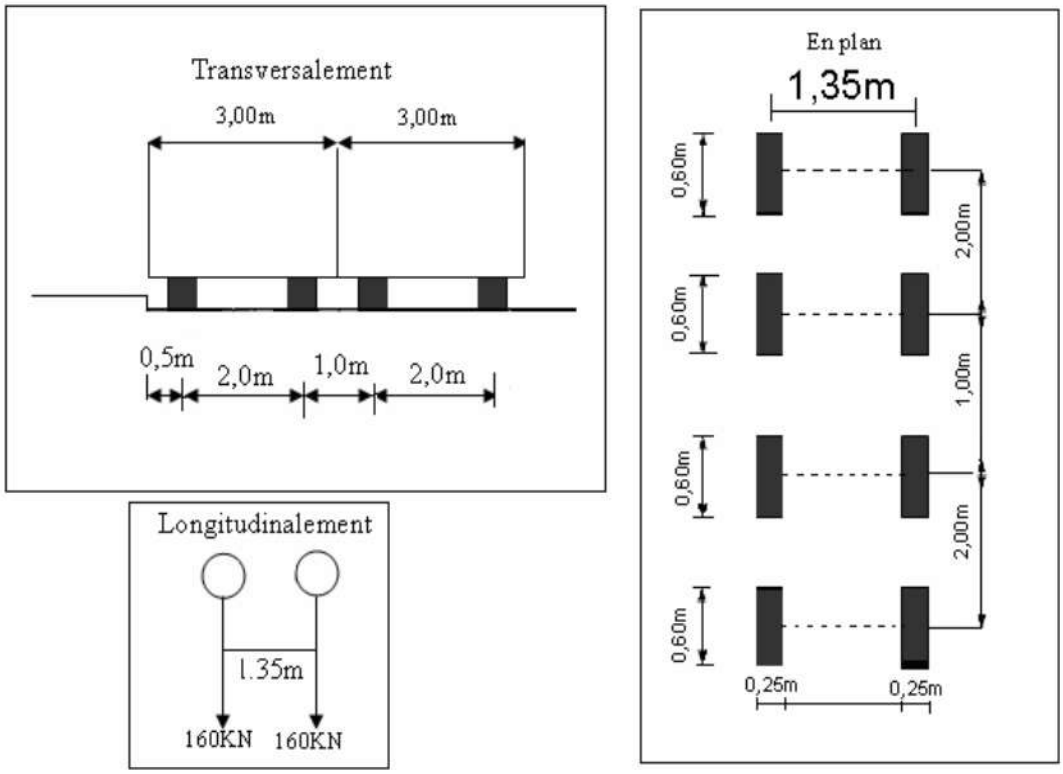


Figure 2.10. Le système Bt(5)

La valeur des charges du système Bt sont multipliées par le coefficient b_t obtenu à partir du tableau :

Classe de pont	**b_t**
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Tableau 2.15. Les valeurs du coefficient b_t(5)

b_t=1

Le poids d'un essieu tandem est de 32 t

Donc : Bt=32.2=64 t=640 kn

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$\delta = 1{,}067$

Bt final= S. δ =68,288t

- **Système Br :**

Il se compose d'une roue qui porte une charge de 100 kn, comme le montre la figure suivante :

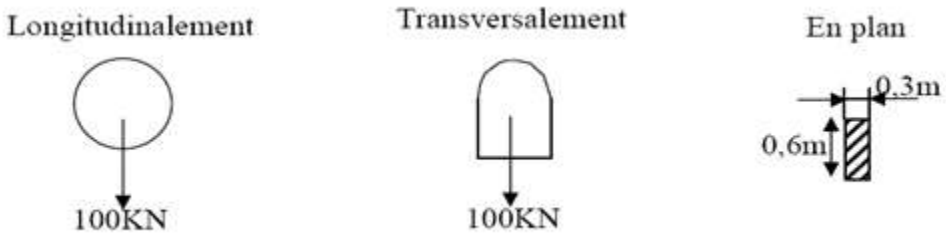


Figure 2.11. Le système Br(5)

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

$\delta = 1{,}054$

Br final= S.δ =10,54t

- **Surcharge militaire Mc120**

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture et d'ossature des tabliers, on distingue particulièrement le convoi M_{C120} qui comporte deux chenilles.

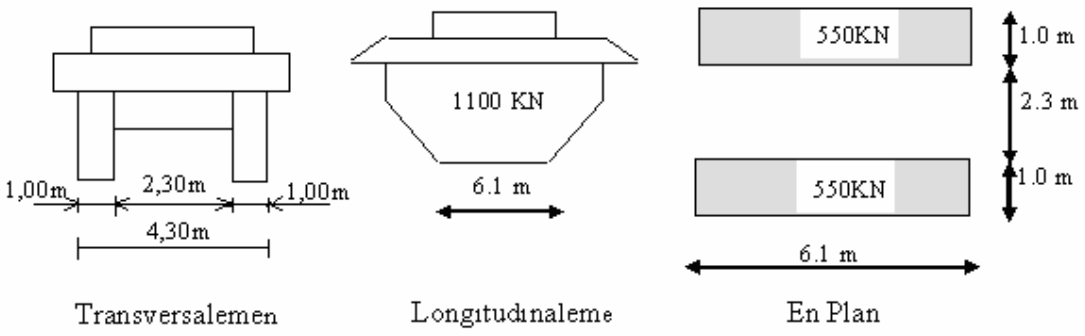


Figure 2.12. Surcharge Mc120(5)

Charge total des chenilles : 1100 kn

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

$\delta = 1{,}078$

Mc 120 final= S. δ =118,60t

- **Charge exceptionnelle D240**

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément charge de 3,20m de large et de 18,60m de long.

D240= $\frac{2400}{18{,}6\times 3{,}20}$ = 40,32 t

- **Charge exceptionnelle D280**

Il comporte deux remorques supportant chacune 1400 kn ;dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé de 3,30m de large et de 11m de long.

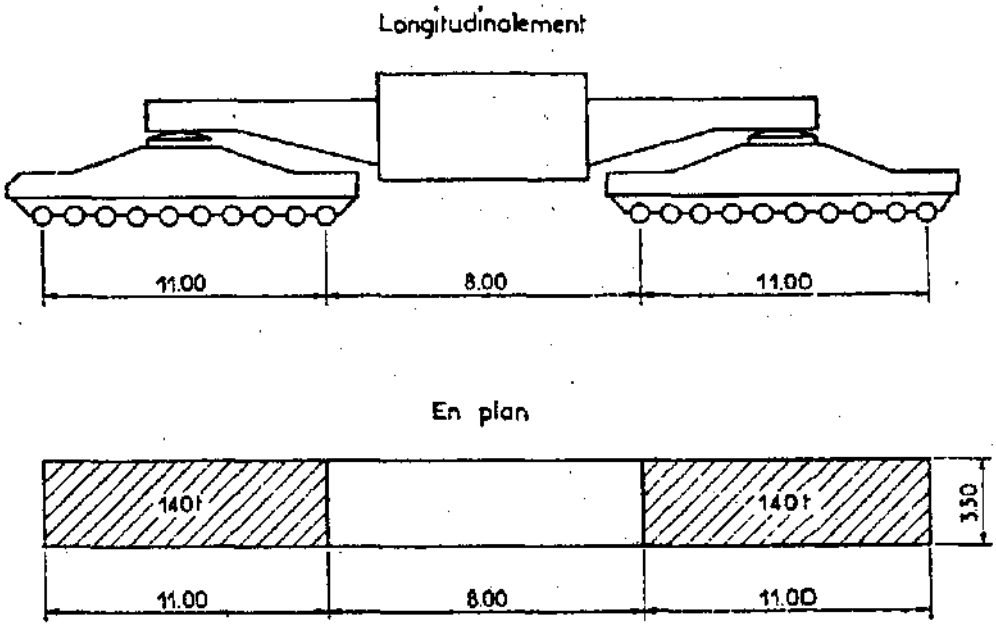


Figure 2.13. Surcharge D280(5)

S = 1400×2= 2800 KN

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

$\delta = 1{,}114$

D280=S. δ=311,92t

- **Surcharge de trottoirs**

C'est une charge uniformément répartie de 150kg/m², elles ne sont pas frappés de majoration pour effets dynamique.

Charges générales : 150 kg/m²

Deux trottoirs chargés : 2×0,15×1,25=0,375t/ml

- **Efforts de freinage**

- **Due à A(L)**

$$\mathrm{HF}\left(\mathrm{A(L)}\right) = \frac{\mathrm{S.A(L)}final}{20 + 0{,}0035.\mathrm{S}}$$

S : surface chargée = 7,5x33,40 =250,5 m^2

$\mathrm{HF}\left(\mathrm{A(L)}\right)$=11,36 t

- **Due à Bc**

C'est le poids d'un camion supposé freiner donc :
HF(Bc)=30 t

4. DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS

4.1. La méthode numérique (sap 2000)

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie

Particulièrement adapter aux bâtiments et ouvrage de génie civil, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure.

4.2. La modélisation

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec six travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 6 poutres).

Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuis sur un appui simple d'un côté (pile) et de l'autre coté sur un appui double (culée), la dalle et l'entretoise sont définis comme des éléments SHELL.

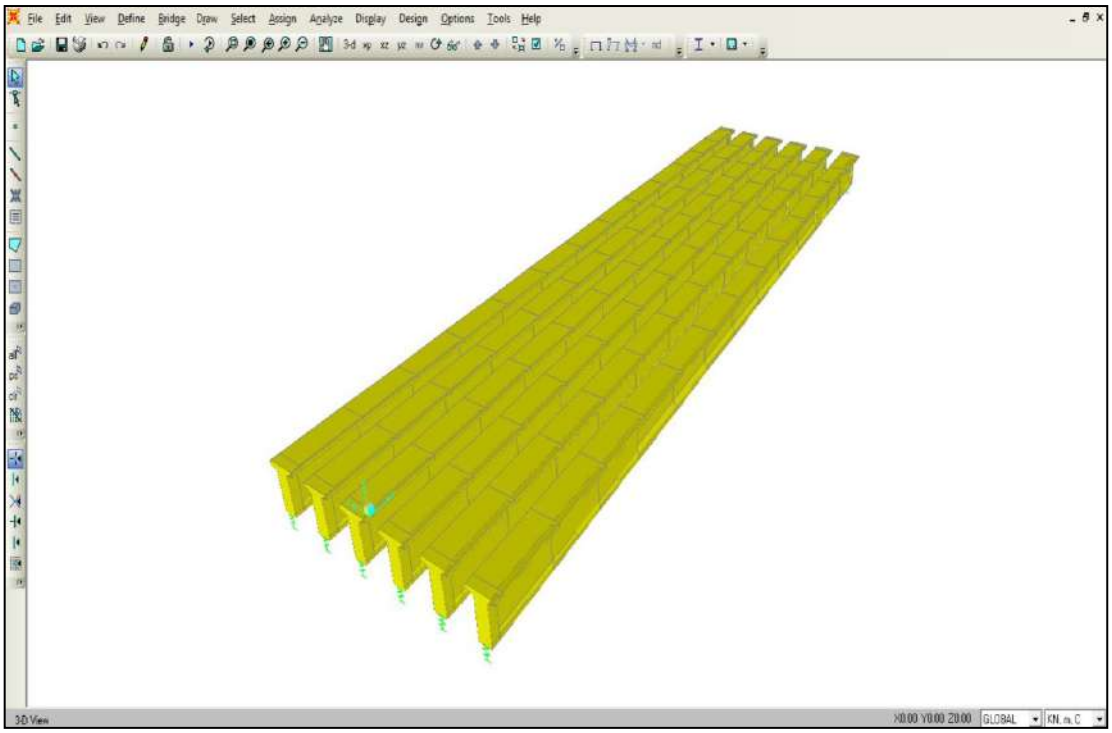


Figure 2.14. Modélisation des poutres

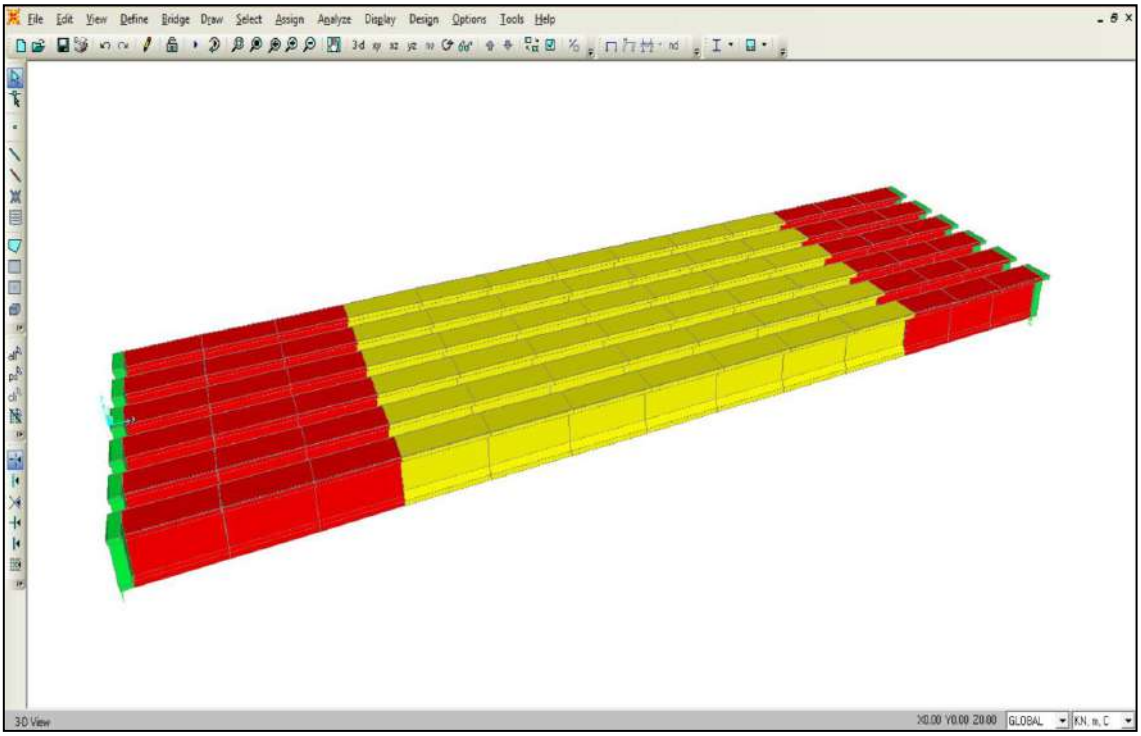


Figure 2.15. Modélisation des poutres avec leurs différentes sections

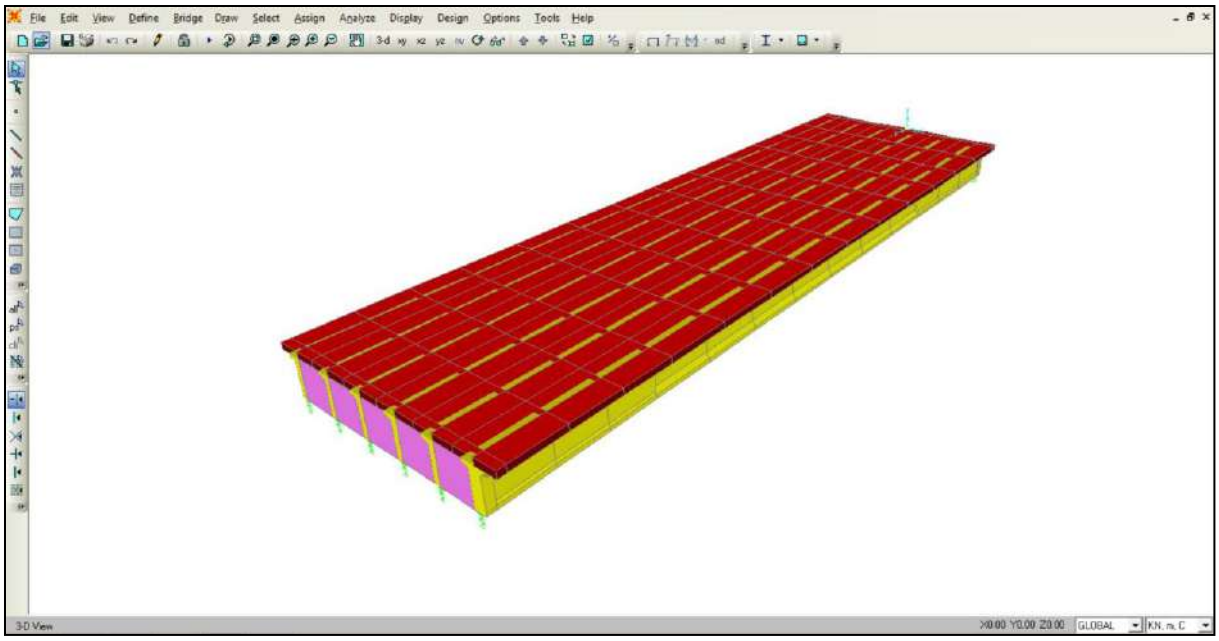


Figure 2.16. Modélisation de la dalle et de l'entretoise

4.3. Moments fléchissant dans les poutres

4.3.1. Moments fléchissant due au poids propre (Dead)

Suite à la modélisation du tablier avec logiciel SAP2000, On a trouvé les résultats présentées sous forme du diagramme suivant :

- **Poutre de rive**

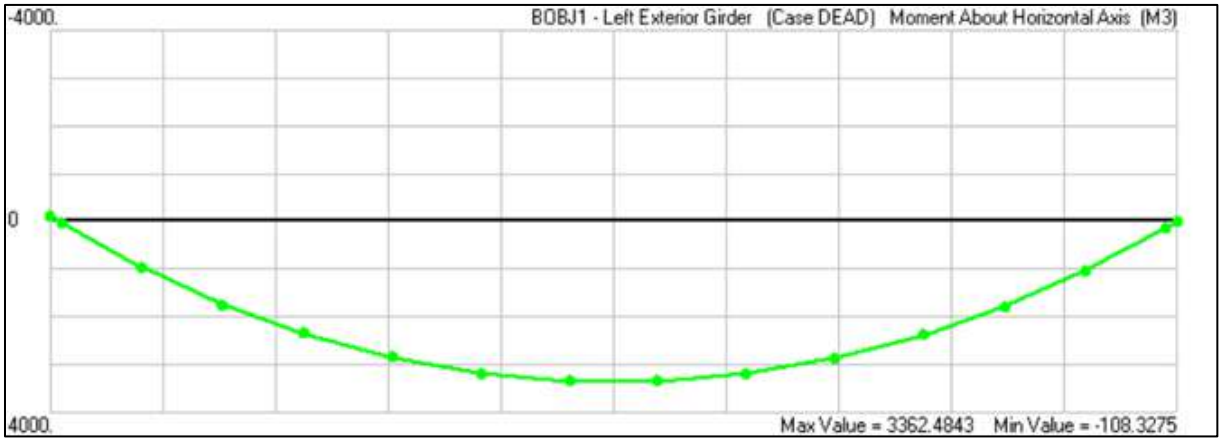


Figure 2.17. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive

- **Poutre intermédiaire 1**

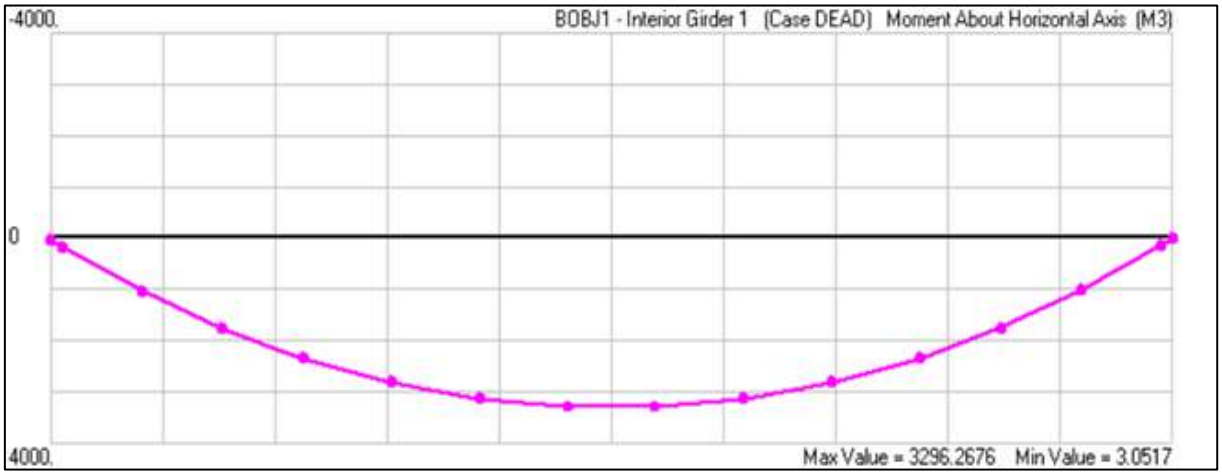


Figure 2.18. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1

- **Poutre intermédiaire 2**

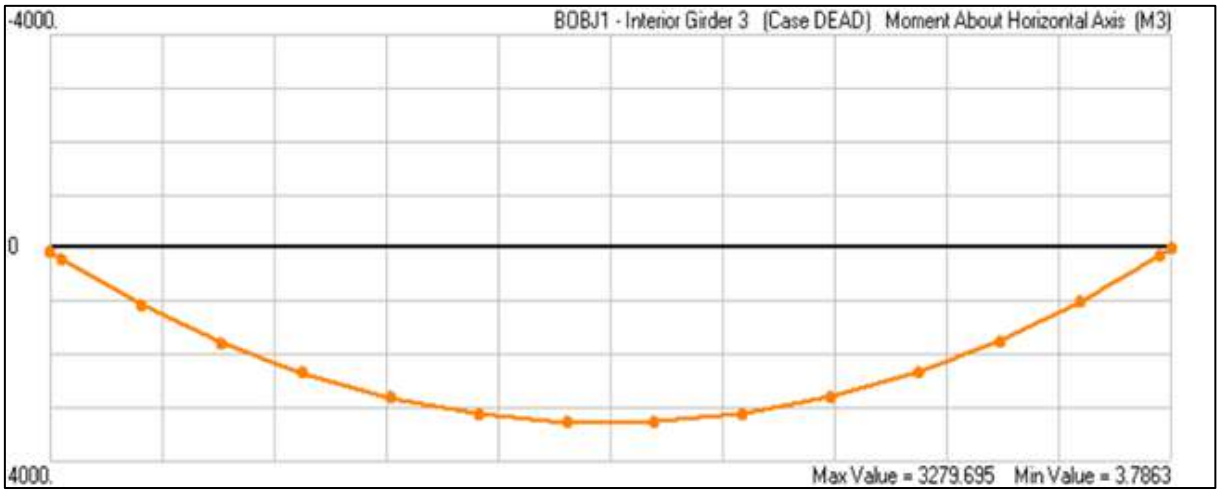


Figure 2.19. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2

4.3.2. Moments fléchissant due à la surcharge A(l)

- **Poutre de rive**

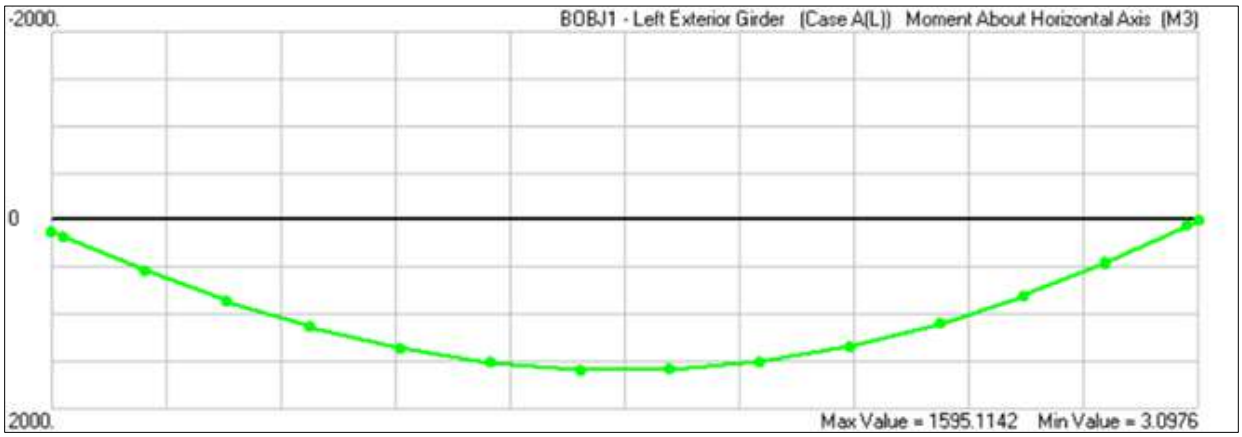


Figure 2.20. Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L)

- **Poutre intermédiaire 1**

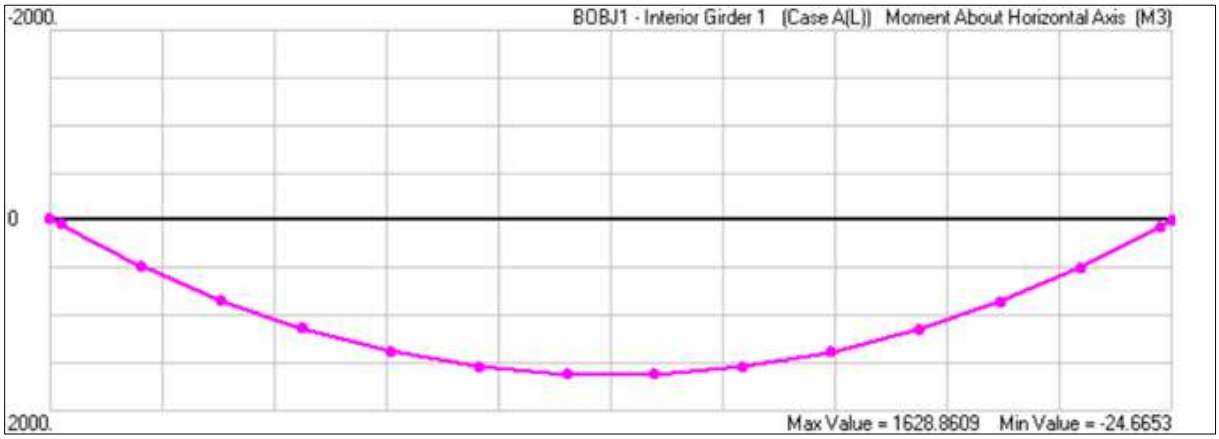


Figure 2.21. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due à A(L)

- **Poutre intermédiaire 2**

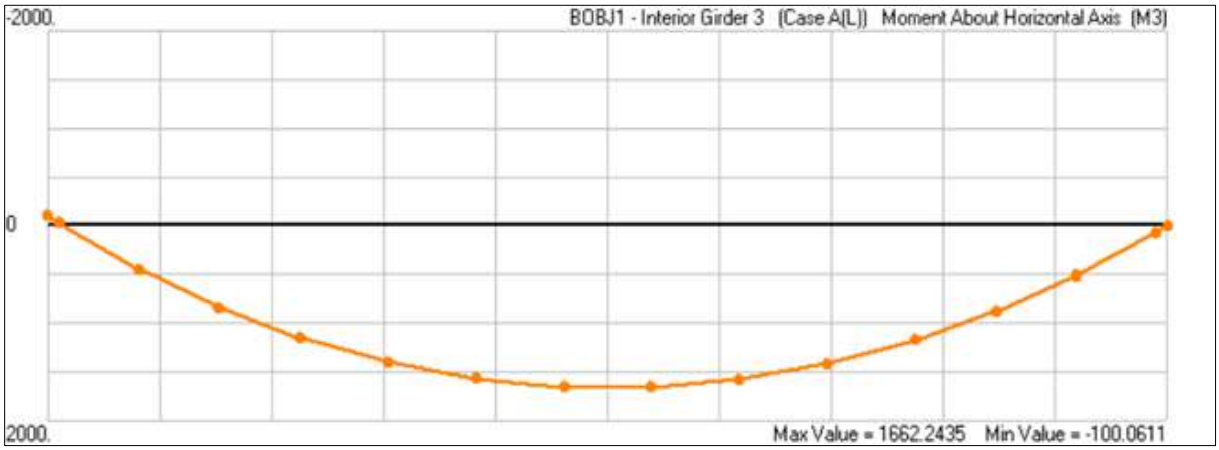


Figure 2.22. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due à A(L)

Nous avons résumé tout les resultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge		Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
Charges permanente		3362,48	3296,26	3279,69
Surcharge A(l)		1595,11	1628,86	1662,24
Surcharge Bc	**Centré**	1130,17	1280,08	1407,34
	Excentré	1253,26	1308,59	1248,02
Surcharge Bt	**Centré**	73,73	94,23	105,63
	Excentré	84,46	98,23	91,28
Surcharge Mc120	**Centré**	1261,31	1542,97	1633,08
	Excentré	851,14	1134,75	1523,00
Surcharge D280	**Centré**	562,80	616,97	677,62
	Excentré	444,61	451,65	556,99

Tableau 2.16. Tableau récapitulatif des moments fléchissant

4.3.3. Valeur des moments fléchissant réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BPEL.

Action	ELU	ELS
Charge permanent	1,35	1
Surcharge A(l)	1,6	1,2
Surcharge Bc	1,6	1,2
Surcharge Bt	1,6	1,2
Surcharge Mc_{120}	1,35	1
Surcharge D_{280}	1,35	1
Surcharge de trottoir	1,5	1

Tableau 2.17. Coefficients des combinaisons d'actions

Les résultats des moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'action (voir tableau 3.17.) sont présentés dans les tableaux suivants :

4.3.4. Moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU)

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	7105,20	7070,10	7101,30
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	7608,02	7623,61	7718,91
1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)	7809,15	7669,23	7466,71
1,35G+1,5Q+1,6Bt(centré)	5934,02	5725,88	5645,97
1,35G+1,5Q+1,6Bt(excentré)	5951,27	5732,23	5623,43
1,35G+1,5Q+1,35Mc_{120}(centré)	7515,76	7656,57	7726,35
1,35G+1,5Q+1,35Mc_{120}(excentré)	8410,21	8117,54	7783,19
1,35G+1,5Q+1,35D_{280} (centré)	6574,23	6406,54	6379,50
1,35G+1,5Q+1,35D_{280} (excentré)	7014,49	6660,02	6399,85

Tableau 2.18. Tableau récapitulatif des moments à l'ELU

4.3.5. Moments fléchissant à l'état limite de service (ELS)

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
G+Q+1.2A(l)	5286,92	5261,38	5291,90
G+Q+1.2Bc (centré)	5652,28	5666,08	5738,49
G+Q+1.2Bc (excentré)	5803,00	5700,02	5549,32
G+Q+1.2Bt (centré)	4396,66	4242,78	4183,76
G+Q+1.2Bt (excentré)	4409,60	4247,55	4166,85
G+Q+Mc_{120} (centré)	5567,23	5671,53	5723,22
G+Q+Mc_{120} (excentré)	6229,78	6012,99	5765,33
G+Q+D_{280} (centré)	4869,80	4745,58	4869,80
G+Q+D_{280} (excentré)	5195,91	4997,41	4740,63

Tableau 2.19. Tableau récapitulatif des moments à l'ELS

4.4. Efforts tranchants dans les poutres

4.4.1. Efforts tranchants due au poids propre

- **Poutre de rive**

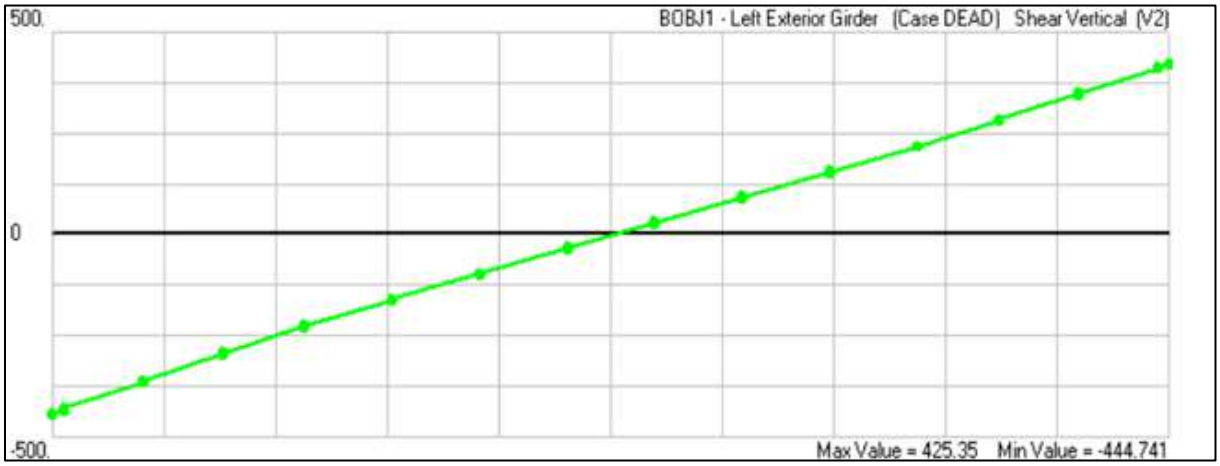


Figure 2.23. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive

- **Poutre intermédiaire 1**

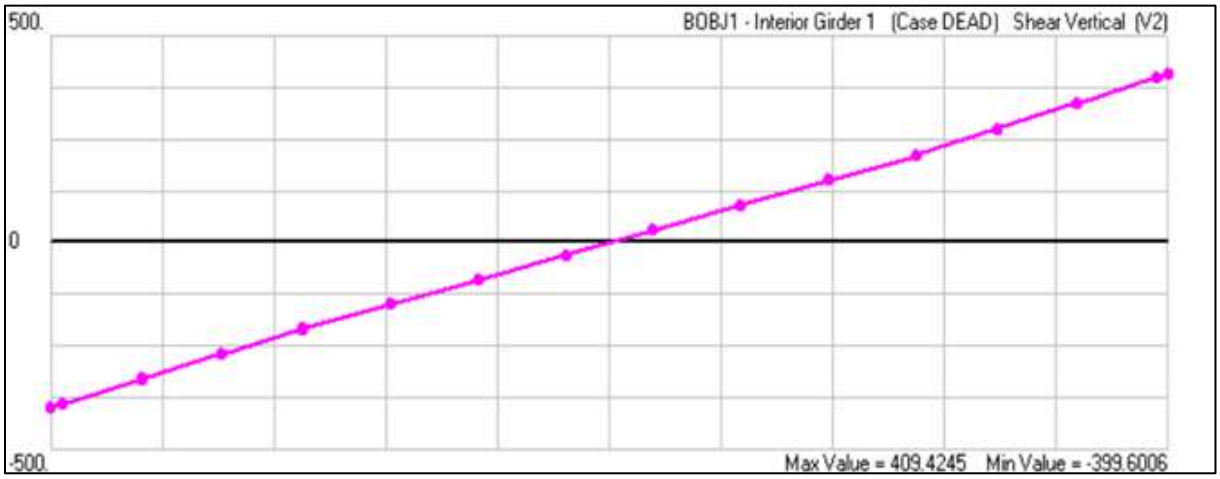


Figure 2.24. Digramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1

- **Poutre intermédiaire 2**

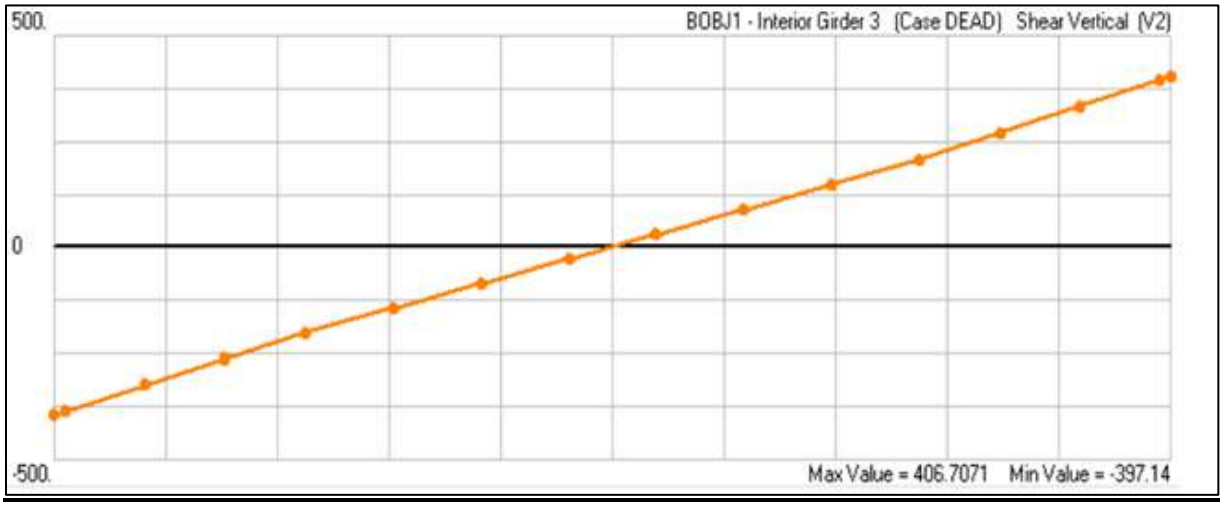


Figure 2.25. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2

Nous avons résumé tout les resultats dans les tableaux suivants :

Cas de charge		Moments de la poutre de rive [KN.m]	Efforts de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Efforts de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
Charges permanente		425,3	409,4	406,7
Surcharge A(l)		195,1	226,4	235,3
Surcharge Bc	**Centré**	106,7	182	265,7
	Excentré	161,9	25,24	146,2
Surcharge Bt	**Centré**	7,2	16,4	20,3
	Excentré	9,6	22,3	11,1
Surcharge Mc120	**Centré**	126,4	252,7	279,7
	Excentré	85,7	118,3	287,0
Surcharge D280	**Centré**	52,6	87,1	133,0
	Excentré	53,6	44,2	76,7

Tableau 2.20. Tableau récapitulatif des efforts tranchants

4.4.2. Effort tranchants à l'état limite ultime (ELU)

Combinaison d'action	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	1077,6	1035,3	1029,10
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	931,4	965,2	1077,3
1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)	1021	1076,9	881,9
1,35G+1,5Q+1,6Bt(centré)	776,9	699,3	684,7
1,35G+1,5Q+1,6Bt(excentré)	780,8	708,7	670
1,35G+1,5Q+1,35Mc_{120}(centré)	936,1	1014,2	1029,7
1,35G+1,5Q+1,35Mc_{120}(excentré)	1100,1	832,7	1039,7
1,35G+1,5Q+1,35D_{280} (centré)	833,6	790,6	831,8
1,35G+1,5Q+1,35D_{280} (excentré)	923,4	868,5	810,1

Tableau 2.21. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU

4.4.3. Efforts tranchants à l'état limite de service (ELS)

Combinaison d'action	L'effort tranchant dans la poutre de rives [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	L'effort tranchant dans la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	801,1	770,2	765,7
1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)	691,4	717,7	801,9
1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)	758,6	801,4	655,4
1,35G+1,5Q+1,6Bt(centré)	575,6	518,2	507,5
1,35G+1,5Q+1,6Bt(excentré)	578,5	525,3	496,5
1,35G+1,5Q+1,35Mc_{120}(centré)	693,4	751,2	762,7
1,35G+1,5Q+1,35Mc_{120}(excentré)	809,8	815,7	770,1
1,35G+1,5Q+1,35D_{280} (centré)	617,4	585,6	616,1
1,35G+1,5Q+1,35D_{280} (excentré)	684,0	643,3	610,8

Tableau 2.22. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELS

1. INTRODUCTION

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause(6).

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré tension
- Précontrainte par post tension

3. PRECONTRAINTE PAR POST TENSION

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées(6).

4. PROCEDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux.

- Mise en place des plaques d'appui et des frottages adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension.
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

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

- Dispositif d'ancrage: on distingue, principalement, deux types d'ancrage:
- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les coupleurs: dispositif permettant les prolongements des armatures.
- Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.
- Les accessoires: gaines, tubes d'injection etc.

Les procédés de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Parmi ces procédés, le procédé de Freyssinet qui utilise des câbles composés de fils de ø5, ø7 et ø8 et de torons T13 de 12,7mm et T15 de 15,2mm.

Nous choisirons des câbles 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble :Ap=1668mm²
- Diamètre de la gaine ø80 mm.
- Contrainte limite élastique garantie fpeg=1600 MPA.
- Contrainte limite de rupture garantie fprg=1860 MPA.
- Coefficient de frottement angulaire f=0,2 rad^{-1}.
- Coefficient de frottement linéaire $\varphi=2.10^{-3}$ m^{-1}.
- Recul d'ancrage g=6mm.
- Relaxation à 1000 heures ρ=2,5% TBR « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : Ep=190000 MPA.

5. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

Selon le BPEL(8) nous avons deux forces de précontrainte P_1 qui représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) et P_2 qui représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur minimale de précontrainte est le maximum de P_1 et P_2.

La classe de vérification de précontrainte est la classe II.

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi -travée :

$B = 0{,}9233\ m^2$

$V' = 1{,}191\ m$

$V = 0{,}555\ m$

$I_G = 0{,}28057 m4$

$\rho = 45{,}67\ \%$

L'enrobage di =1,5 øgaine ; di=0,12 m

f_{c28}=35 MPa

f_{t28}=2,7 MPa

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale.

Mmax : Moment sous (G+Mc120)= 6229,7 KN.m

Mmin : Moment sous poids propre (G) = 3362,48 KN.m

a) Section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta \mathbf{M}}{\boldsymbol{\rho} \times \mathbf{H}} + \mathbf{B} \times \sigma_{\mathbf{ti}}$$

Avec :σ_{ti} : contrainte de traction sur la fibre inferieure = $-f_{t28}$= –2,7 Mpa

Δ M = Mmax – Mmin=2867,22 KN.m=2,8672 MN.m

$P_1 = \frac{2{,}8672}{0{,}4567 \times 1{,}75} + 0{,}9233 \times (-2{,}7) = 1{,}09$ MN

b) Section sur critique

$$P_2 = \frac{Mmax + \frac{I_G}{V'} \times \sigma_{ti}}{\rho \times V + V' - d'}$$

$P_2 = \frac{6{,}229 + \frac{0{,}28057}{1{,}191} \times (-2{,}7)}{0{,}4567 \times 0{,}555 + 1{,}191 - 0{,}12}$ = 4,22 MN

P_{min}=max (P_1, P_2) = 4,22 MN

Donc la section est sur critique

$e_0 = -(V' - d') = -(1{,}191 - 0{,}175) = -1{,}016$m

- l'excentricité de la première famille de câbles :

V' : poutre seule=0,555m

di =1,5ø80 mm=0,12m

e_0=-(0,555–0,12)=-0,722m

- l'excentricité de la deuxième famille de câbles :

V' : poutre avec dalle=1,191m

di=2ø80mm=0,16m

e_0=-(1,191–0,16)=-1,031m

6. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale P_0, en tenant compte de ces pertes la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0=\frac{P_{min}}{0,98-1,2\times\frac{\Delta P}{P_0}}$$

Avec : $\Delta P=0,3P_0=2,04$ MN

P_0=6,80 MN

$n=\frac{P_0}{P}$

Avec :

P : précontrainte développé pour un câble

$P=\sigma_{p0}\times Ap$

$\sigma_{p0}=\min(0,8.fprg\ ;\ 0,9.fpeg)=\min(1488\ ;1440)=1440$ Mpa

$P=1440\times1,668\times10^{-3}=2,40$ MN

$n=\frac{6,80}{2,40}=2,83$

Donc: on prend 3 câbles de 12T15

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$P_0=n\times P=3\times2,40=7,20$MN

Précontrainte P_{min} (MN)	**L'excentricité e_0(m)**	**Nombre de câbles**	**Précontrainte initiale P_0(MN)**
4,22	-1,071	3(12T15)	6,80

Tableau 3.1. Récapitulatif des résultats de précontrainte

7. VERIFICATION A L'ELS

On calcule les contraintes caractéristiques :

$P_1=1{,}02P_0-0{,}8\Delta P_0=1{,}02\times6{,}80-0{,}8\times2{,}04=5{,}30$ MN

$P_2=0{,}98P_0-1{,}20\Delta P_0=0{,}98\times6{,}80-1{,}20\times2{,}04=4{,}21$ MN

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule :

B = 0,5108 m²

V'= 0,842 m

V = 0,658 m

I_G =0, 138034 m

ρ = 48,8%

Donc il faut vérifier que : Fibre supérieure : $\overline{\sigma}_{st}=-1{,}5f_{t28}=-4{,}05$ Mpa

Fibre inferieure : $\sigma_{ci}=0{,}6f_{c28}=21$ Mpa

$M_{min}=M_{pp}=3{,}362$ MN.m

$M_q=2{,}867$ MN.m

a) Combinaison quasi-permanente

Quasi-permanente : P+G

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de première famille est dimensionner pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet de poids propre, elle est mise en tension sur les poutres seules assez rapidement après le bétonnage des poutres.

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

e_0=-0,722 m.

- Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$\frac{P}{B}-\frac{P\times e\times V}{I_G}+\frac{M_{min}\times V}{I_G}\geq\overline{\sigma}_{st}=-4{,}05$ Mpa

$\frac{P}{B}+\frac{P\times e\times V'}{I_G}-\frac{M_{min}\times V'}{I_G}\leq\sigma_{ci}=21$ Mpa

P_1			
P_1/B	**$P_1\times e\times V/I_G$**	**$M_{min}\times V/I_G$**	**Résultat**
10,37	18,07	16,02	8,32 Mpa
P_1/B	**$P_1\times e\times V'/I_G$**	**$M_{min}\times V'/I_G$**	**Résultat**
10,37	23,34	20,51	13,2 Mpa

Tableau 3.2. Combinaison quasi-permanente de P1

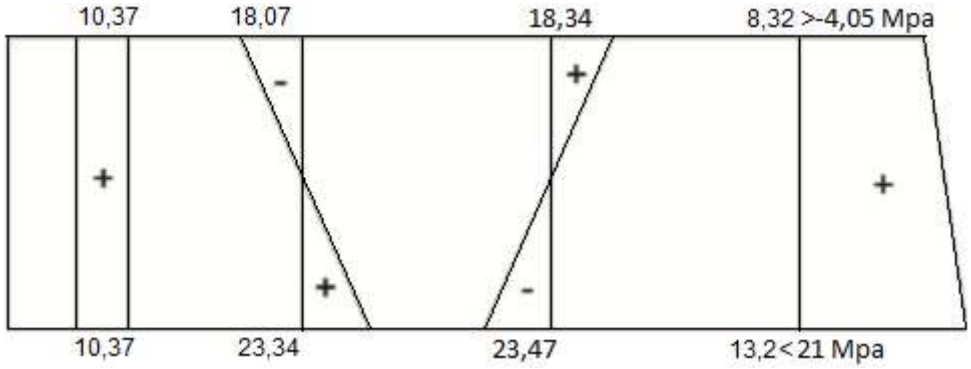


Figure 3.1. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1

- Sous P_1 :

8,32>-4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée.

13,2<21 Mpa ⇒ condition vérifiée.

P_2			
P_2/B	**$P_2 \times e \times V/I_G$**	**$M_{min} \times V/I_G$**	**Résultat**
8,24	14,35	16,02	9,91 Mpa
P_2/B	**$P_2 \times e \times V'/I_G$**	**$M_{min} \times V'/I_G$**	**Résultat**
8,24	18,54	20,51	6,27 Mpa

Tableau 3.3. Combinaison quasi- permanente de P2

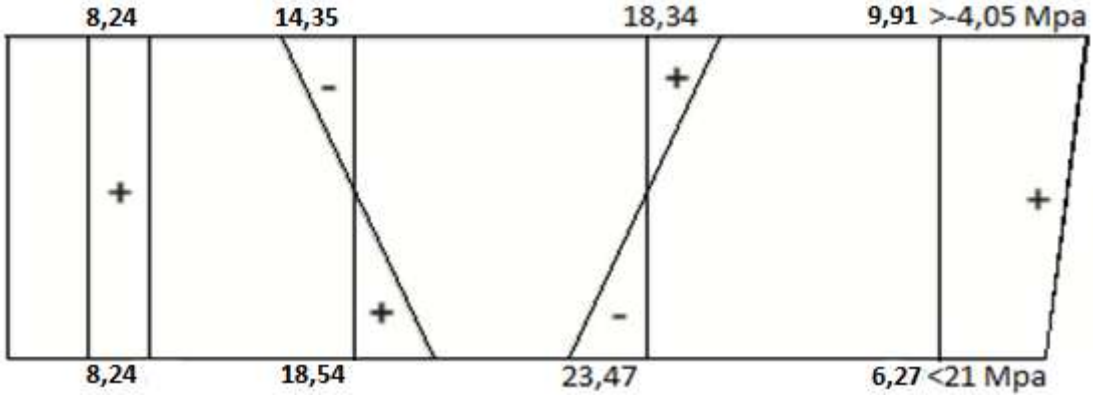


Figure 3.2. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2

- Sous P_2 :

9,91>-4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée

6,27<21 Mpa ⇒ condition vérifiée

b) Combinaison fréquente

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de deuxième famille est dimensionner pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables), elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance.

Fréquente : P+G+0,72Q

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis.

e_0=-1,031 m

- Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B}-\frac{P\times e\times V}{I_G}+\frac{M_{min}\times V}{I_G}+\frac{0{,}72\times M_Q\times V}{I_G}\geq\overline{\sigma}_{st}=-4{,}05\ \text{Mpa}$$

$$\frac{P}{B}+\frac{P\times e\times V'}{I_G}-\frac{M_{min}\times V'}{I_G}-\frac{0{,}72\times M_Q\times V'}{I_G}\leq\sigma_{ci}=21\ \text{Mpa}$$

P_1				
P_1/B	**$P_1\times e\times V/I_G$**	**$M_{min}\times V/I_G$**	**$0{,}72\times M_q\times V/I_G$**	**Résultat**
5,74	10,80	6,65	4,08	5,67 Mpa
P_1/B	**$P_1\times e\times V'/I_G$**	**$M_{min}\times V'/I_G$**	**$0{,}72\times M_Q\times V'/I_G$**	**Résultat**
5,74	23,19	14,27	8,76	5,9 Mpa

Tableau 3.4. Combinaison fréquente de P1

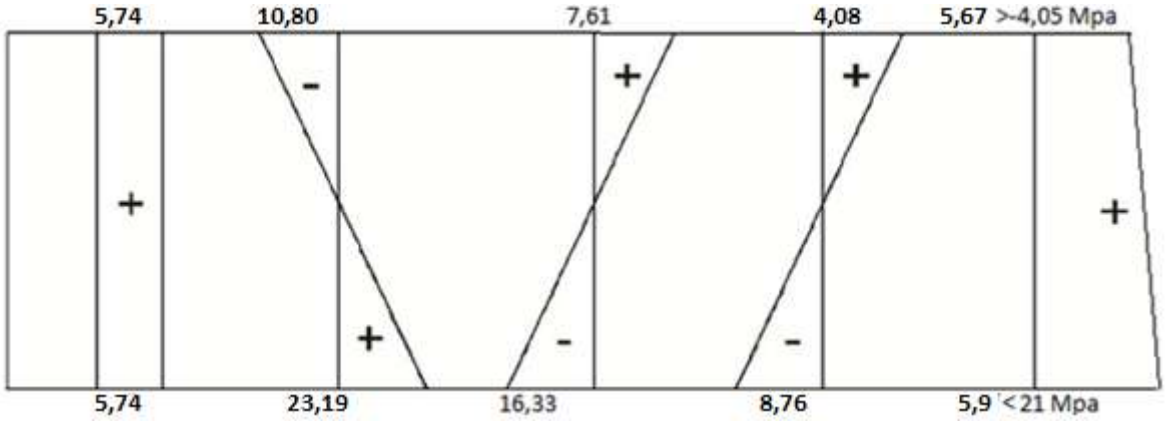


Figure 3.3. Digramme de la combinaison fréquente de P1

- Sous P_1 :

5,67>-4,05 Mpa ⇒condition vérifiée

5,9<21 Mpa ⇒ condition vérifiée

P_2				
P_2/B	**$P_2 \times e \times V/I_G$**	**$M_{min} \times V/I_G$**	**$0,72 \times M_Q \times V/I_G$**	**Résultat**
4,55	8,58	6,65	4,08	6,7 Mpa
P_2/B	**$P_2 \times e \times V'/I_G$**	**$M_{min} \times V'/I_G$**	**$0,72 \times M_Q \times V'/I_G$**	**Résultat**
4,55	18,42	14,27	8,76	0,06 Mpa

Tableau 3.5. Combinaison fréquente de P2

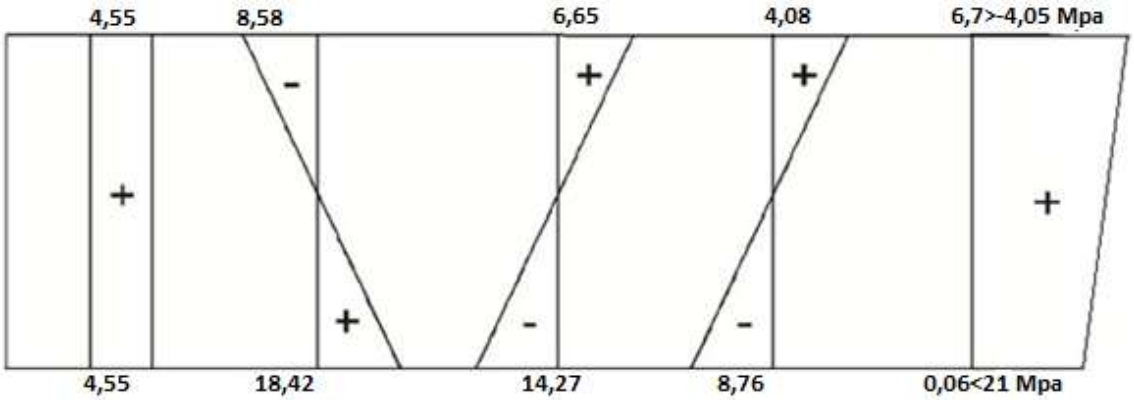


Figure 3.4. Digramme de la combinaison fréquente de P2

- Sous P_2 :

6,7>-4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée

0,06<21 Mpa ⇒ condition vérifiée

c) Combinaison rare

Rare : P+G+1,2Q

- Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I_G} + \frac{M_{min} \times V}{I_G} + \frac{1,2 \times M_Q \times V}{I_G} \geq \overline{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I_G} - \frac{M_{min} \times V'}{I_G} - \frac{1,2 \times M_Q \times V'}{I_G} \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa}$$

P_1				
P_1/B	**$P_1 \times e \times V/I_G$**	**$M_{min} \times V/I_G$**	**$1,2 \times M_Q \times V/I_G$**	**Résultat**
5,74	10,80	6,65	6,80	8,39 Mpa
P_1/B	**$P_1 \times e \times V'/I_G$**	**$M_{min} \times V'/I_G$**	**$1,2 \times M_Q \times V'/I_G$**	**Résultat**
5,74	23,19	14,27	14,60	0,06 Mpa

Tableau 3.6. Combinaison rare de P1

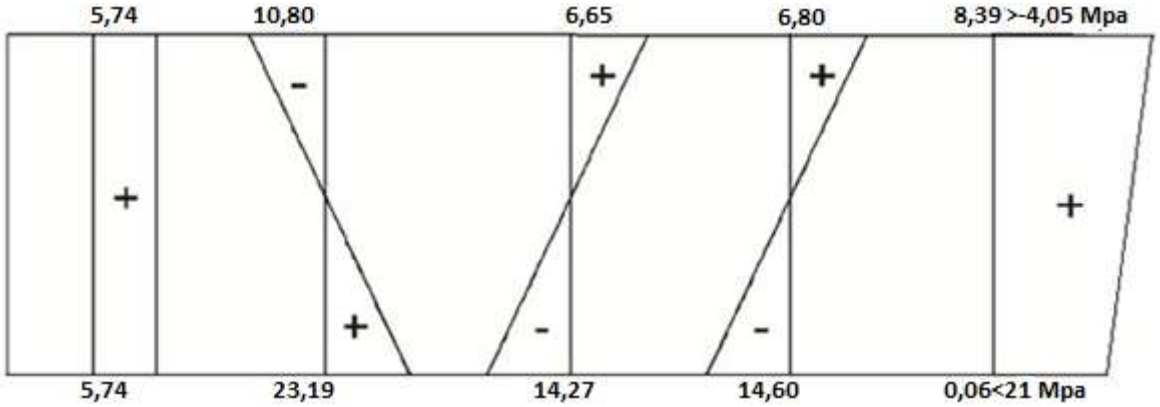


Figure 3.5. Diagramme de la combinaison rare de P1

- Sous P_1 :

8,39>-4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée

0,06<21 Mpa ⇒ condition vérifiée

P_2				
P_2/B	**$P_2 \times e \times V/I_G$**	**$M_{min} \times V/I_G$**	**$1,2 \times M_Q \times V/I_G$**	**Résultat**
4,55	8,58	6,65	6,80	9,42 Mpa
P_2/B	**$P_2 \times e \times V'/I_G$**	**$M_{min} \times V'/I_G$**	**$1,2 \times M_Q \times V'/I_G$**	**Résultat**
4,55	18,42	14,27	12	-3,3 Mpa

Tableau 3.7. Combinaison rare de P2

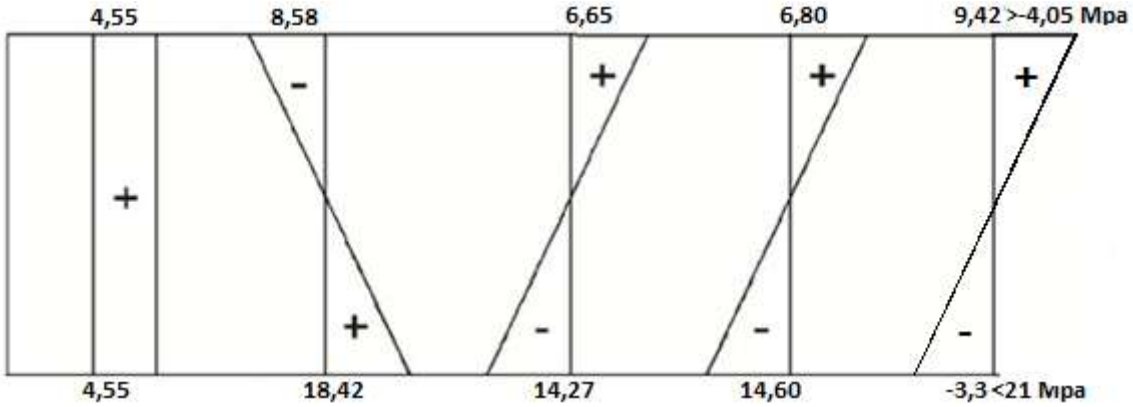


Figure 3.6. Diagramme de la combinaison rare de P2

- Sous P_2 :

9,42>-4,05 Mpa ⇒ condition vérifiée

-3,3<21 Mpa ⇒ condition vérifiée

8. DISPOSITION DES CABLES

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- la précontrainte P(x) est admise constante sur le tronçon considéré P(x) = P0 = constante.
- L'inclinaison α(x) des câbles de précontraint par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$Y = a x^2 + b x + c.$

$Y' = 2a x + b.$

$Y'' = 2a.$

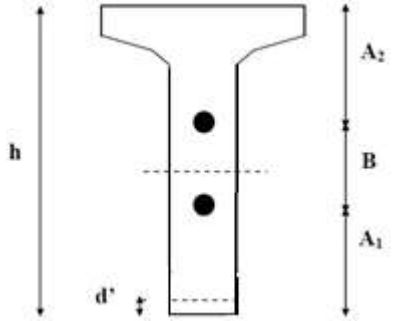
a) Tracé des câbles sortants de l'about

On fixe B=0,45 m.

Yg = (A1+0,45+A1)/2=0,915 m.

A1=0,69 m.

A2=1,5-(0,45+0,69)=0,36m



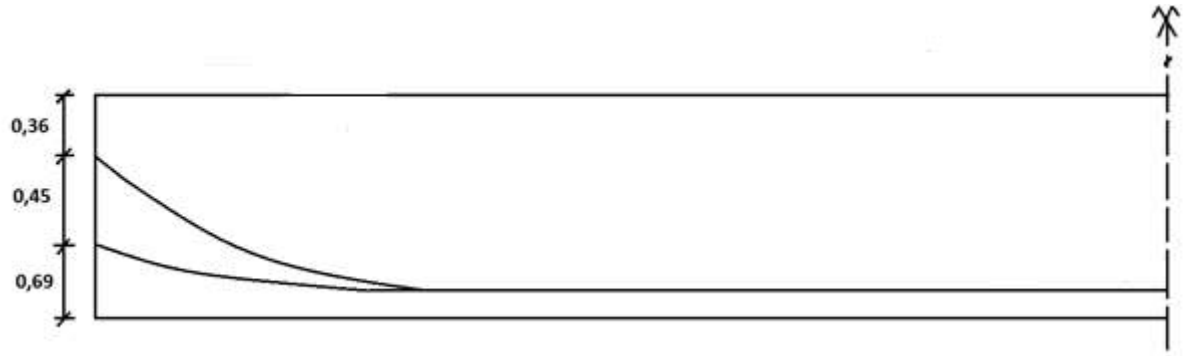


Figure 3.7. Câbles de l'about

b) Calcul des angles sortant de l'about

$$\text{tang } \alpha = \frac{2(Lp/2 + l1 - l2)}{H\left[\left(\frac{Lp/2 + l1 - l2}{H}\right)^2 - 1\right]}$$

Pour le calcul des αi on fixe l_2 du deuxième câble au départ et on ajoute une raison de 1,5 m. Donc on a : $l_{2,2}$=10 m ; $l_{2,1}$=11,5 m ; l_1=1 m.

$\tan \alpha_1 = \frac{2\times(16,8+1-11,5)}{0,57\times[\left(\frac{16,8+1-11,5}{0,57}\right)^2-1]} = 0,182 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1=10,33°$

$\tan \alpha_2 = \frac{2(16,8+1-10)}{1,02\times[\left(\frac{16,8+1-10}{1,02}\right)^2-1]} = 0,266 \quad \Rightarrow \quad \alpha_2=14,90°$

Détermination des équations et des distances de chaque câble :

$$b_i = \frac{2\times(ei-di-100\tan \alpha i)}{\tan \alpha i} \quad ; \quad a_i = \frac{\tan \alpha i}{2\times bi}$$

$b_1 = \frac{2}{0,182} \times(69-12-100\times0,182) = 426,37$ cm $\Rightarrow a_1 = 2,13\times10^{-4}$ cm

$b_2 = \frac{2}{0,266}(114-12-100x0,266) = 566,91$ cm $\Rightarrow a_2 = 2,34\times10^{-4}$cm

c) Trace du câble émergeant sur la fibre supérieure de la poutre

La zone de relevage entraine une diminution de l'intensité de la précontrainte au même temps qu'une diminution de la valeur absolue de l'excentricité 'e' (par relevage du C.D.G de l'ensemble des câbles) d'où une diminution progressive du moment de précontrainte pour s'annuler sur les appuis.

Zone de relevage est : $\frac{l}{4} \leq l_0 \leq \frac{l}{3} \quad \Rightarrow \quad 8,35 \leq l_0 \leq 11,13 \quad \Rightarrow \quad l_0=8,35$ m

A l'extrados $\alpha = 24,15°$ telle que $\tan \alpha = 0,45$

Le câble présente une partie parabolique EG et une partie rectiligne GC pour que l'effort de précontrainte crée à l'encrage se transmettre convenablement au câble.

Le câble sera placé à 3,5m de l'appui et l'équation de la parabole du câble est : $y=ax^2$

$EG=ab^2 \Rightarrow a = \frac{EG}{b^2}$

$\tan\alpha = \frac{dy}{dx}(b) = 2\,a\times b \quad \Rightarrow \quad b = 2\times \frac{EG}{\tan\alpha} = GC$

EG=150-16-41= 93cm

$b=2\times \frac{93}{0,45} = 413,33$ cm $\Rightarrow \quad a = \frac{93}{413,33^2} = 5,44\times 10^{-4}$ cm

N° Câble	e (cm)	d (cm)	α (deg)	$a\times10^{-4}$	b(cm)	$y=ax^2$
1	69	12	10,33	2,13	426,37	$2,13\times10^{-4}\ x^2$
2	114	12	14,90	2,34	566,91	$2,34\times10^{-4}\ x^2$
3	150	16	24,15	5,44	413,33	$5,44\times10^{-4}\ x^2$

Tableau 3.8. Tableau récapitulatif du tracé des câbles

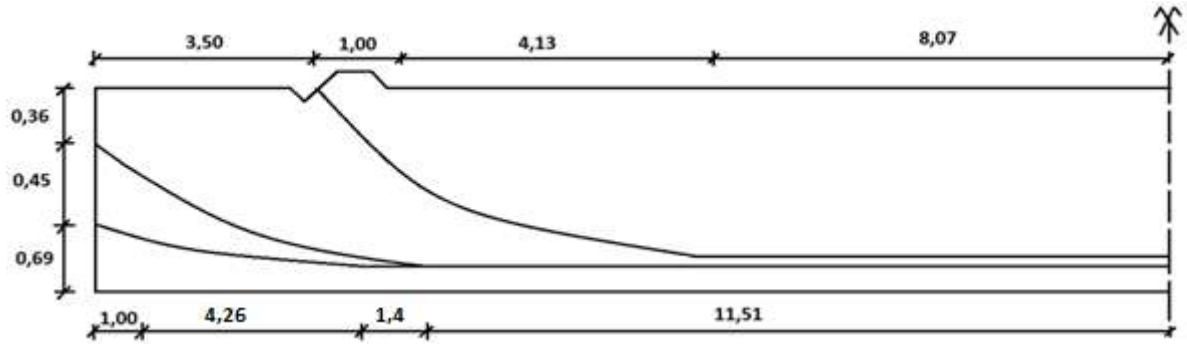


Figure 3.8. Tracé des câbles

9. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTES

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. on doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage , ce qui permet de connaitre la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- pertes instantanées
- pertes différés

9.1. pertes instantanées

Se produisent au moment de la mise en tension, elles sont due au raccourcissement élastique du béton, frottement câble/béton et le glissement (recule d'ancrage).

9.1.1. Pertes par frottements

Elles sont dues au frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension.

Sa formule est donnée par :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha + \varphi L)})$$

Avec :

L : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension

e : la base des logarithmes népériens

α : l'angle de relevage du câble en radians

σ_{p0} : contrainte de tension à l'origine $\Rightarrow \sigma_{p0} = 144000\ t/m^2$

f : coefficient de frottement fils sur gaine $\Rightarrow f = 0,16$

φ : coefficient de frottement en ligne droite $\Rightarrow \varphi = 0,002 m^{-1}$

- **Pour x=0,50L**

Câbles	α(deg)	α (rad)	L	f α +ϕ L	$\Delta\sigma_f$(MPa)	Valeur moyenne
1	10,40	0,1815	16,7065	0,0624	87,109	95,245
2	14,89	0,2598	16,4703	0,0745	103,381	
3	24,15	0,4214	10,795	0,0890	122,622	122,622

Tableau 3.9. Les valeurs des pertes par frottements à x=0,50L

- **Pour x=0,25L**

Câbles	α(deg)	α (rad)	L	f α +ϕ L	$\Delta\sigma_f$(MPa)	Valeur moyenne
1	10,40	0,1815	8,3532	0,0457	64,326	72,735
2	14,89	0,2598	8,2351	0,058	81,144	
3	24,15	0,4214	5,3975	0,0782	108,317	108,317

Tableau 3.10. Les valeurs des pertes par frottements à x=0,25L

9.1.2. Pertes par recule d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

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

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

$$d=\sqrt{\frac{g.E_p}{\sigma_{p0}(f\frac{\alpha}{L}+\phi)}}$$

g : intensité de recule d'encrage 6 mm

Ep : module d'élasticité de l'acier de précontrainte=$1,90\times10^5$ Mpa

Câbles	α (rad)	L(m)	$(f\frac{\alpha}{L}+\phi)$	D
1	0,1815	33,413	0,0028	16,8148
2	0,2598	33,481	0,0032	15,7288
3	0,4214	21,59	0,0051	12,4590

Tableau 3.11. Les valeurs de « d »

$d<L/2 \Rightarrow$on tire les câbles par les deux extrémités

Les pertes par recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

$\Delta\sigma_{rec}=2\sigma_{p0}(\frac{f\alpha}{L}+\phi).d$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$\Delta\sigma_{rec}(0,25L)=\Delta\sigma rec(0,00L)\ (1-0,25L/d)$

$\Delta\sigma_{rec}(0,50L)=\Delta\sigma rec(0,00L)\ (1-0,5L/d)$

Câbles	d(m)	$\Delta\sigma_{rec}$(0,00L)	$\Delta\sigma_{rec}$(x=3,5m)	$\Delta\sigma_{rec}$(0,25L)	$\Delta\sigma_{rec}$(0,50L)
1	16,8148	135,594	105,242	68,23	0,00
2	15,7288	144,956	113,853	67,812	0,00
3	12,4590	0,00	172,78	97,928	0,00

Tableau 3.12. Les pertes par recule d'ancrage

9.1.3. Pertes par raccourcissement instantanée du béton

Ces pertes sont dues à la non simultanéité de mise en tension des n câbles.

La perte moyenne par câble est :

$$\Delta\sigma_{rac}=\frac{1}{2}\times\frac{\sigma_b}{E_i}E_p$$

Avec :

σ_b : contrainte parabole du béton

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte = $1,9\times10^5$ Mpa

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton = $11000\sqrt[3]{f_{c28}}=3,59\times10^4$Mpa

- **pertes par raccourcissement instantané du béton pour les câbles d'about**

$$\sigma_b=\frac{P}{B}+\frac{P\times e^2}{I}+\frac{M_G\times e}{I}$$

Avec :

$P= A_p(\sigma_{p0}-\Delta\sigma_{fr}-\Delta\sigma_{rec})$

Désignation	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
P(Mpa)	2,16	2,17	2,243
e(m)	0,00	-0,6572	-0,722
M_G(MN)	0	1,462	1,9504
I(m^4)	0,22322221	0,138034732	0,138034732
Bnette(m^2)	0,773	0,4953	0,4953
σ_b(Mpa)	2,794	4,21	2,79
$\Delta\sigma_{rac}$(Mpa)	7,393	11,14	7,383

Tableau 3.13. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'about

- **pertes par raccourcissement instantané du béton pour le câble d'extrados**

$$\sigma_b=\frac{P_1}{B_p}+\frac{P_1e_1^2}{I_p}+M_p\frac{e_1}{I_p}+\frac{P_2}{B_t}+\frac{P_2e_2^2}{I_t}+\frac{M_de_2}{I_t}$$

Avec :

$P1=1668(\sigma_{p0}-\Delta\sigma_{fr}-\Delta\sigma_{rec}-\Delta\sigma_{rac})$

$P2=1668(\sigma_{p0}-\Delta\sigma_{fr}-\Delta\sigma_{rec})$

B_p : section de la poutre seule

B_t : section de la poutre + hourdis

I_t : inertie de la poutre +hourdis

M_p : moment du au poids propre de la poutre seul

M_d : moment de la dalle

Désignation	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
P1(Mpa)	/	2,14	2,23
P2(Mpa)	/	2,058	2,197
e_1(m)	/	-0,6572	-0,722
e_2(m)	/	-1,0145	-1,0310
M_p(MN)	/	1,462	1,9504
M_d(MN)	/	1,05	1,39
I_p(m^4)	/	0,138034732	0,138034732
I_t(m^4)	/	0,280576373	0,280576373
B_p(m^2)	/	0,4953	0,4953
B_t(m^2)	/	0,9132	0,9132
σ_b(Mpa)	/	10,062	8,34
$\Delta\sigma_{rac}$(Mpa)	/	26,626	22,069

Tableau 3.14. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados

9.1.4. pertes instantanées totales

$$\Delta\sigma_i=\Delta\sigma_{frot}+\Delta\sigma_{rec}+\Delta\sigma_{rac}$$

- **câbles de l'about**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)	0,00	72,735	95,245
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	140,27	68,021	0,00
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	7,393	11,14	7,383
Pertes totales(MPa)	147,663	151,896	102,628

Tableau 3.15. Les pertes instantanées totales des câbles de l'about

- **câble de l'extrados**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)	0,00	108,317	122,622
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	0,00	97,928	0,00
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	0,00	26,626	22,069
Pertes totales(MPa)	0,00	232,871	144,691

Tableau 3.16. Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados

9.2. pertes différées

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

9.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton. Les câbles de précontrainte solidaires du béton subissent le même raccourcissement.

L'expression de cette perte est prise égale à :

$$\Delta\sigma_r=\varepsilon_r\times E_p$$

Avec :

$\varepsilon_r=3\times10^{-4}$ (région sèche)

$E_p=1{,}9\times10^5$ Mpa

De 3 à 7jours il y a une dissipation de 15% du retrait du béton ;à 60jours il y a une dissipation de 50% du retrait de béton ;à l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du béton.

$\Delta\sigma_r = 57\times (1\text{-}0{,}15)$

$\Delta\sigma_r = 57\times (1\text{-}0{,}50)$

$\Delta\sigma_r$ à l'about (Mpa)	48,45
$\Delta\sigma_r$ à l'extrados (Mpa)	28,5

Tableau 3.17. Les pertes dues au retrait du béton

9.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Le fluage de béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une charge fixe appliquée indéfiniment, elle entraine une perte de tension dans les câbles de précontrainte donnée par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\times\frac{\sigma_b}{E_i}E_p$$

A l'about: $\Delta\sigma_{fl}=2\times\frac{1{,}9.10^5}{11000\sqrt[3]{35}}\times\sigma_b\times(1\text{-}0{,}15) = 8{,}98\ \sigma_b$

A l'extrados: $\Delta\sigma_{fl}=2\times\frac{1{,}9.10^5}{11000\sqrt[3]{35}}\times\sigma_b\times(1\text{-}0{,}5) = 5{,}28\ \sigma_b$

X(m)	**X=0,00L**	**X=0,25L**	**X=0,50L**
A l'about	25,09	37,805	25,054
A l'extrados	/	53,127	44,035

Tableau 3.18. Les pertes dues au fluage du béton

9.2.3. pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{relax}(x)=\frac{6}{100}\times\rho1000\times(\mu\text{-}\mu0)\times\sigma pi(x)$$

Avec :

ρ1000=2,5(Très Basse Relaxation)

$\mu_0 = 0.43$ Pour les armatures de très basse relaxation (classe II)

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

σpi : tension initiale nette

f_{prg} : 1860 Mpa

- **Câbles de l'about**

X(m)	**X=0,00L**	**X=0,25L**	**X=0,50L**
σ_{p0}	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$	147,663	151,896	102,628
$\sigma pi(x)=\sigma_{p0}-\Delta\sigma_i$	1292,337	1288,104	1337,372
μ	0,69	0,692	0,719
Δσrelaxation(Mpa)	50,11	50,622	57,975

Tableau 3.19. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about

- **Câble de l'extrados**

X(m)	**X=0,00L**	**X=0,25L**	**X=0,50L**
σ_{p0}	0,00	1440	1440
$\Delta\sigma_i$	0,00	232,871	144,691
$\sigma pi(x)=\sigma_{p0}-\Delta\sigma_i$	0,00	1207,13	1295,3
μ	0,00	0,649	0,696
Δσrelaxation(Mpa)	0,00	39,65	51,68

Tableau 3.20. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados

9.2.4. Pertes de tensions différées totales

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma d=\Delta\sigma retrait + \Delta\sigma fluage+ \frac{5}{6}\Delta\sigma relaxation$$

- **Câbles de l'about**

X(m)	**X=0,00L**	**X=0,25L**	**X=0,50L**
Δσretrait (MPa)	48,45	48,45	48,45
Δσfluage (MPa)	25,09	37,383	24,677
Δσrelaxation (MPa)	50,11	50,622	57,975
Δσd (MPa)	115,298	128,018	121,439

Tableau 3.21. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about

- **Câble de l'extrados**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
Δσretrait (MPa)	0,00	28,5	28,5
Δσfluage (MPa)	0,00	52,879	43,771
Δσrelaxation (MPa)	0,00	39,65	51,68
Δσd (MPa)	0,00	113,001	114,73

Tableau 3.22. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados

9.3. Calcul du pourcentage des pertes totales

Δ σtotal= 2×(Δσinstantanées,about+Δσdifférées,about)+1×(Δσinstantanées,extrados+ Δσdifférées, extrados)

Pertes (%) = $\frac{\Delta\sigma_{total}}{3\times\sigma_{p0}}$

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
Δσtotal (MPa)	525,922	905,7	737,555
Pertes (%)	12,17	20,96	17,07

Tableau 3.23. Pourcentage réel des pertes

L'estimation des pertes à 25% est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifie et égale à 3 câbles de 12T15 chacun.

10. Vérification à l'ELS des contraintes de la poutre la plus sollicité

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

- **Phase 1 :**

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%.

Le B.P.E.L donne : P1=1,02P0-0,8σPi ; dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

X (m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
B (m^2)	0,773	0,4953	0,4953
I (m^4)	0,22322221	0,138034732	0,138034732
V (m)	0,6611	0,658	0,658
V'(m)	0,8389	0,842	0,842
e_1 (m)	0,00	-0,6572	-0,722

Tableau 3.24. Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$\frac{P1}{B} - \frac{P1\times e\times V}{I_G} + \frac{M_{min}\times V}{I_G} = \sigma_s \geq \overline{\sigma}_{st} = -4{,}05$ Mpa

$\frac{P1}{B} + \frac{P1\times e\times V'}{I_G} - \frac{M_{min}\times V'}{I_G} = \sigma_i \leq \sigma_{ci} = 21$ Mpa

Avec :

P1=0,50(1,02 P0-0,8σPi)

$\sigma Pi=\frac{\Delta\sigma i}{\sigma P0}\times P_0 \Rightarrow$ P0=6,80 MN

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
Δσi (Mpa)	147,663	151,896	102,628
σPi (Mpa)	0,697	0,717	0,484
P1(MN)	3,189	3,181	3,274
M_{min} (MN.m)	0	1,462	1,9504
σs (Mpa)	4,12	3,42	4,64
σi (Mpa)	4,12	10,25	9,13

Tableau 3.25. Détermination des contraintes à la mise en tension

Les deux équations sont vérifiées.

- **Phase 2 :**

En service, On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Le B.P.E.L donne P2 = 0,98P0- 1,2σP et on considère les pertes instantanées et différées.

X (m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
B (m^2)	1,1855	0,9132	0,9132
I (m^4)	0,39221483	0,280576373	0,280576373
V (m)	0,64	0,555	0,555
V'(m)	1,1101	1,191	1,191
e_2 (m)	0,00	-1,0145	-1,0310

Tableau 3.26. Caractéristiques géométriques de la poutre en service

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$\frac{P2}{B}-\frac{P2\times e\times V}{I_G}+\frac{M_{min}\times V}{I_G}=\sigma_s \geq \overline{\sigma}_{st}=-4,05$ Mpa

$\frac{P2}{B}+\frac{P2\times e\times V'}{I_G}-\frac{M_{min}\times V'}{I_G}=\sigma_i \leq \sigma_{ci}=21$ Mpa

Avec :

P2=0,98P0-1,2σP

$\sigma P=\frac{\Delta\sigma t}{\sigma P0}\times P_0 \Rightarrow$ P0=6,80 MN

X (m)	0,00L	0,25L	0,50L
Δσt (Mpa)	525,922	905,7	737,555
σP (Mpa)	2,48	4,27	3,48
P2(MN)	3,688	1,54	2,488
M_{min} (MN.m)	0	1,462	1,9504
σs (Mpa)	3,11	1,487	1,50
σi (Mpa)	3,11	2,112	5,33

Tableau 3.27. Détermination des contraintes en service

Les deux équations sont vérifiées.

11. FERRAILLAGE DE LA POUTRE

11.1. Armatures longitudinales

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

$$A_s=\frac{B_t}{1000}+\frac{N_{bt}}{f_e}\frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : surface du béton tendu (cm²).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{tj} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj}.

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

h_{bt} : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

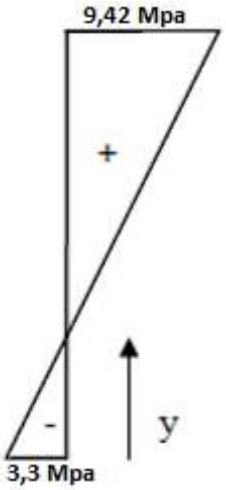


Figure 3.9. Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare)

σ_i = 3,3 Mpa

σ_s =9,42 Mpa

3,3(1,5-y)=9,42y $\Rightarrow$ y=0,389 m

B_t=3,3×0,389×0,5=0,641 m^2

$N_{bt}=\frac{\sigma_{bt}\times B_t}{2}$ =1,05 MN

$A_s=\frac{0,641}{1000}+\frac{1,05}{400}\frac{2,7}{3,3}$ =27,88 cm^2

On prend: 9HA20=28,27 cm^2

11.2. Armatures de peau

Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène tels que retrait différentiel.

- **Longitudinale**

Pour les armatures de peau on prend 3 cm² / ml de périmètre de section et A / B > 0,1 %.

A_{pl} =3× (1,5+0,47) ×2=11,82 cm^2

A_{pl}/B =11,82/5108=0,23%

Soit 16HA10 réparties sur le porteur espacé de 20 cm.

- **Transversale**

2cm^2/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le pourtour. Le choix se portera ici sur des cadres.

S_t = min (0,8h ; 3b ; 1m)= min (1,2 ; 1,41 ; 1) = 1m.

On prendra ici un écartement de 20 cm au droit des appuis pour atteindre 1m au centre.

$$\frac{A_t}{S_t \times b_r} \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u}{f_e}$$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{0,2806}{0,21 \times 1,35}$ =0,99 Mpa

b_r : largeur réduite au sens du BPEL 91

b_r =0,47-0,08=0,39 m

γ_s=1,15

f_{c28}=35 Mpa

f_e=400 Mpa

$A_t \geq b_r \times S_t \times \frac{\gamma_s \times \tau_u}{f_e}$

A_t≥2,22 cm^2

On prend des cadres de HA10.

11.3. Armatures supérieures de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

- Le poids propre :

q_1= [(11+16)/2×28+16×23,5] × 2,5×1×10^{-4}=0,1885 t/ml

- Le béton frais hourdis :

q_2= (51,5×25) ×2,5×1×10^{-4}=0,321 t/ml

- une surcharge de 450Kg/m² provoquée par la présence des ouvriers et du matériel des travaux lors de la construction.

q_3= (1,5×0,45×0,515)=0,347 t/ml

$q_{total}=q_1+q_2+q_3$= 0,1885+0,321+0,347=0,8565 t/ml

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$M=\frac{qL^2}{2}=\frac{0,8565\times0,515^2}{2}$ = 0,113 t.m/ml

$A=\frac{M}{Z.\overline{\sigma_a}}$

Avec :

$Z=\frac{7}{8}h_0=\frac{7}{8}(1,35)$ = 1,18 m

$\overline{\sigma_a}=\frac{2}{3}\sigma_{en}=\frac{2}{3}\times 400$=266,66 Mpa

$A=\frac{0,113}{1,18X267}$ = 0,35 cm²

On prend 1HA10 tous les14cm sur appui et 23 cm en travée.

11.4. Effort tranchant maximum

Tmax=1,13 MN (à l'ELU)

$$\tau_v = \frac{T \times S}{b \times I_G}$$

S : moment statique de l'hourdis par rapport au plan de contrainte poutre-hourdis.

S = 1,65×0,25×0,125 = 0,052 m³

I_G : inertie de la poutre seul = 0,22322221m⁴

b : largeur de l'hourdis revient à chaque poutre =1,65 m

$$\tau_v = \frac{1,13 \times 0,052}{1,65 \times 0,22322221}$$

τ_v =0,159 Mpa

$\tau_b=\tau_r+\tau_v$ = 0,159+1,02 =1,18 Mpa

1,18 Mpa<1,5f_{tj}=4,05 Mpa ⇒condition vérifiée.

11.5. Effort de cisaillement dalle-poutres

$g=\tau_b \times b$ = 1,18×1,65 = 1,947 MN.m

$At=\frac{g\times t}{\overline{\sigma_{at}}}=\frac{2,05\times0,16}{2/3(400)}$ = 12,3 cm²

On prend 16HA10/ml =12,56 cm²

$\sigma_{at}=\frac{g\times t}{A_t}=\frac{2,05\times0,16}{12,56}$ = 261,15MPa

261,15 < 267 MPa $\Rightarrow \sigma_{at} < \overline{\sigma_{at}} \Rightarrow$condition vérifiée

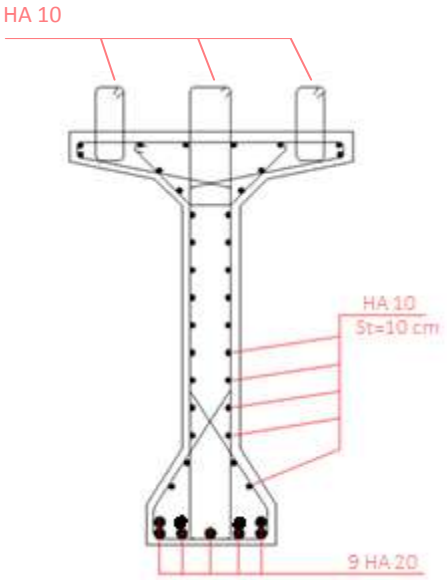


Figure 3.10. feraillage passif de la poutre

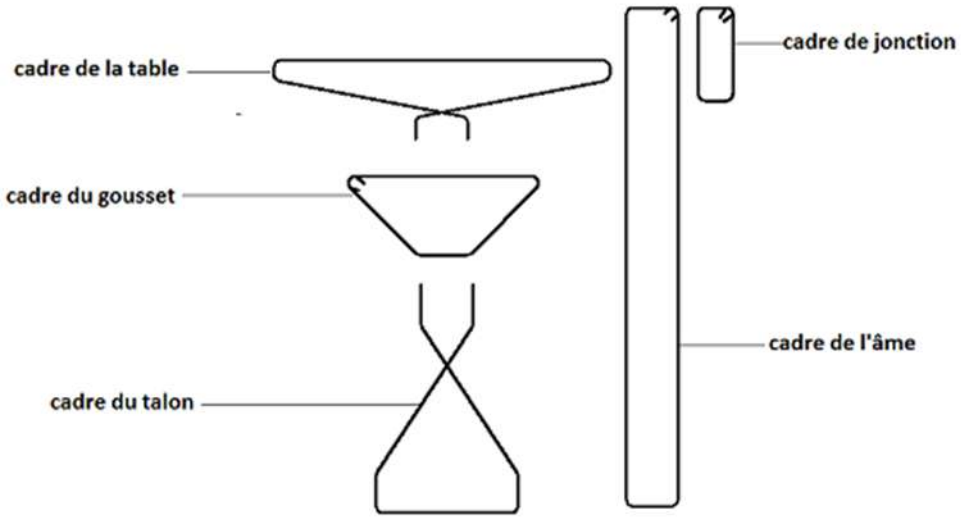


Figure 3.11. Détail du ferraillage transversal passif de la poutre

1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé qui est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement) et les surcharges à transmettre aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts.

2. ÉVALUATION DES SOLLICITATIONS

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8,5cm ; reposant sur des poutres en béton précontrainte. Les valeurs des moments présentées dans la figure sont obtenues d'après par le SAP2000 v 14.2, et on a pris la valeur maximum.

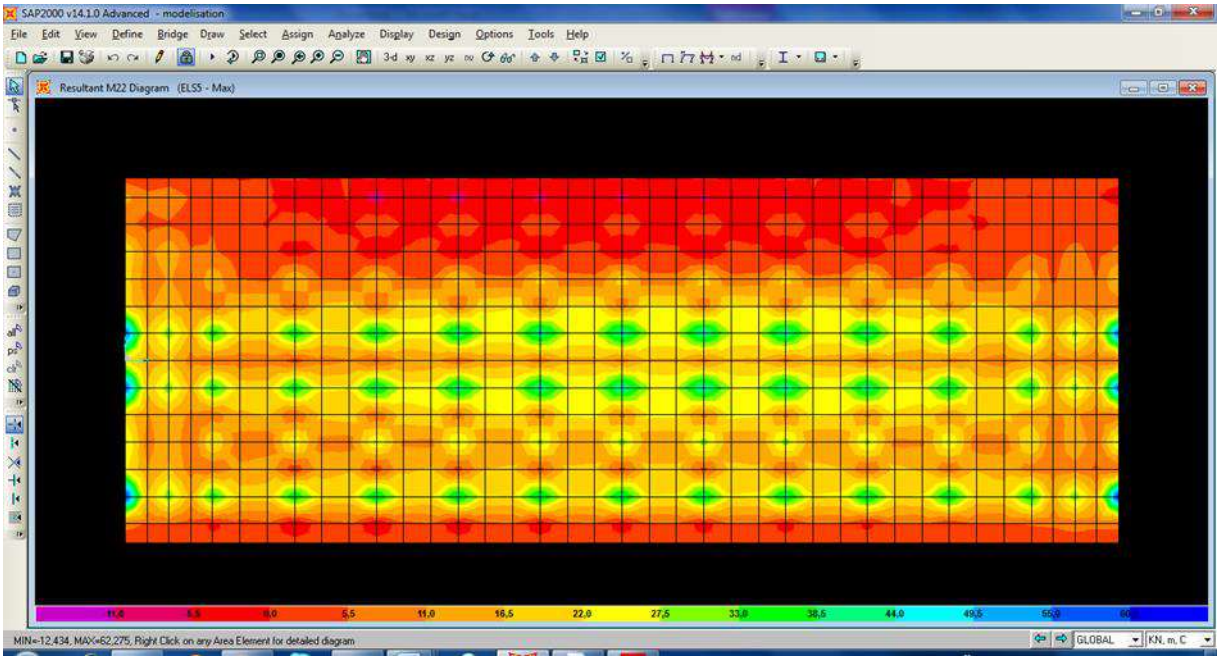


Figure 4.1. Exemple du moment longitudinal maximum

3. ÉTUDE DES MOMENTS FLECHISSANT

Après avoir étudié chaque cas de chargement en flexion, et avoir appliqué toutes les combinaisons, les résultats des moments sont donnés dans le tableau :

a) ELU(KN.m)

	Transversal (M_{1-1})		Longitudinal (M_{2-2})	
	En Appui	**En travée**	**En Appui**	**En travée**
A(L)	20,765	50,966	18,848	14,798
BC centre	31,054	72,927	26,373	41,070
BC excentre	39,261	68,239	38,607	27,993
Bt .c	16,971	33,783	17,001	5,040
Bt .ex	17,839	34,339	17,843	5,391
Mc120.C	37,184	65,929	37,688	52,594
Mc120.ex	56,459	65,431	82,994	45,857
D280.c	17,751	41,951	18,178	22,154
D280.ex	26,953	41,662	28,655	15,738

Tableau 4.1. Moments fléchissant à l'ELU

b) ELS(KN.m)

	Transversal (M_{1-1})		Longitudinal (M_{2-2})	
	En Appui	**En travée**	**En Appui**	**En travée**
A(L)	15,426	37,968	13,987	11,133
BC centre	23,238	54,453	19,707	30,861
BC excentre	29,298	49,298	28,808	21,063
Bt .c	12,581	25,034	12,603	3,736
Bt .ex	13,232	25,451	13,235	3,999
Mc120.C	27,543	48,837	27,910	38,958
Mc120.ex	41,822	48,467	61,477	33,968
D280.c	13,148	31,074	13,465	16,41
D280.ex	19,965	30,861	21,226	11,657

Tableau 4.2. Moments fléchissant à l'ELS

4. ÉTUDE DES EFFORTS TRANCHANTS

	Efforts tranchants ELU		Efforts tranchant ELS	
	Vxx(V_{1-3}) Longitudinal	**Vyy(V_{2-3}) transversal**	**Vxx(V_{1-3}) Longitudinal**	**Vyy(V_{2-3}) Transversal**
A(L)	40,55	26,66	30,12	19,83
BC centre	74,02	52,87	55,40	39,53
BC excentre	70,03	55,80	52,38	14,99
Bt .c	32,99	22,39	24,45	14,99
Bt .ex	33,67	22,39	24,96	16,61
Mc120.C	58,79	80,04	43,55	59,29
Mc120.ex	67,57	51,40	50,05	38,08
D280.c	33,45	29,71	24,78	22,01
D280.ex	42,81	25,73	31,71	19,06

Tableau 4.3. Efforts tranchants à l'ELU et l'ELS

5. CALCUL DU FERRAILLAGE

On détermine le ferraillage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur b=1m.

f_{c28} = 35 Mpa ; γ_b=1,5 ; γ_s =1,15.

Aciers à hautes adhérences (H.A) feE400.

Fissuration préjudiciable(2).

a) ELU :

- **En travée : sens longitudinal**

Mu=52,594×10^{-3} MN ; b=1 m ; h=0,25 m ; d=0,9h=0,225 m

μ_r=0,392

$f_{bc}=\frac{0,85\times f_{c28}}{\gamma_b}$=19,83Mpa

$\mu_u=\frac{M_u}{b\times d^2\times f_{bc}}=\frac{52,594\times10^{-3}}{1\times(0,225)^2\times19,83}$=0,052<0,392 ⟹ section simple armature

$\alpha = 1,25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)$=1,25(1 −$\sqrt{1-2\times0,052}$) =0,066

$z = d(1-0,4\alpha)$=0,225(1−0,4×0,066)=0,219 m

$\sigma s = \frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1,15}$=347,82 Mpa

$A_{st} = \frac{M_u}{z\times\sigma s}=\frac{52,594\times10^{-3}}{0,219\times347,82}$=6,904×$10^{-4}$ m^2=6,904 cm^2

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(MN.m)	$52{,}594\times10^{-3}$	$72{,}927\times10^{-3}$
μ	0,052	0,072
α	0,066	0,093
Z(m)	0,219	0,216
Ast(cm²)	6,904	9,706

Tableau 4.4. Ferraillage de l'hourdis en travée à l'ELU

- **En appui :**

$\mu<\mu_r$ ⟹ section simple armature

	Sens longitudinal	Sens transversal
Mu(MN.m)	$82{,}994\times10^{-3}$	$56{,}459\times10^{-3}$
μ	0,082	0,072
α	0,108	0,093
Z(m)	0,215	0,218
Ast(cm²)	11,098	7,42

Tableau 4.5. Ferraillage de l'hourdis en appui à l'ELU

b) ELS :

– **En travée : sens longitudinal**

$Ms=38{,}958\times10^{-3}$ MN

Il faut vérifier ces deux conditions : $-\sigma_{bc}<\overline{\sigma}_{bc}$

$$-\sigma_{st}<\overline{\sigma}_{st}$$

- Détermination de l'axe neutre (x) :

$$\frac{bx^2}{2}+n\times A_{sc}(x-d')-n\times A_{st}\times(d-x)=0 \quad \text{…….. (1)}$$

Avec :

$A_{sc}=0$; n : coefficient d'équivalence=15

(1) $\Longrightarrow 0{,}5x^2-15\times6{,}904\times10^{-4}\times(0{,}225-x)=0$

$\Longrightarrow \sqrt{\Delta}=0{,}068$

$\Longrightarrow x=0{,}058$ m

- Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc}=\frac{Ms\times x}{I}$$

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

$$I=\frac{1\times0{,}058^3}{3}+15\times6{,}904\times10^{-4}\times(0{,}225-0{,}058)^2$$

$I=3{,}538\times10^{-4}m^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{38{,}958 \times 10^{-3} \times 0{,}058}{3{,}538 \times 10^{-4}}$$

σ_{bc}=6,386 Mpa

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc28 = 0{,}6 \times 35 = 21$ Mpa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms \times (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{38{,}958 \times 10^{-3} \times (0{,}225 - 0{,}058)}{3{,}538 \times 10^{-4}}$$

σ_{st} =275,83 Mpa

$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}fe; \max\left(0{,}5fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right)$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$=2,7

$\overline{\sigma}_{st}$ =min(266,66 ; 228,63)=228,63

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ condition non vérifiée

On augmente la section d'armature on adopte Ast = 9,24 cm² (6T14)

$\sigma_{bc} = 5{,}76 < \overline{\sigma}_{bc} = 21$ Mpa $\Rightarrow$ condition vérifiée

$\sigma_{st} = 208{,}32 < \overline{\sigma}_{st} = 228{,}63$ Mpa $\Rightarrow$ condition vérifiée

	Sens longitudinal	**Sens transversal**
Ms (MN.m)	$38{,}958 \times 10^{-3}$	$54{,}453 \times 10^{-3}$
σ_{bc}	5,76	7,36
σ_{st}	208,32	225,47
A_{st} (cm²)	9,24 (6T14)	12,06 (6T16)
Esp (cm)	17,5	15

Tableau 4.6. Ferraillage de l'hourdis en travée à l'ELS

– **En appui**

	Sens longitudinal	**Sens transversal**
Ms (MN.m)	$61{,}477 \times 10^{-3}$	$41{,}822 \times 10^{-3}$
σ_{bc}	7,80	6,47
σ_{st}	220,77	222,11
A_{st} (cm²)	14,07 (7T16)	10,78 (7T14)
Esp (cm)	17,5	15

Tableau 4.7. Ferraillage de l'hourdis en appui à l'ELS

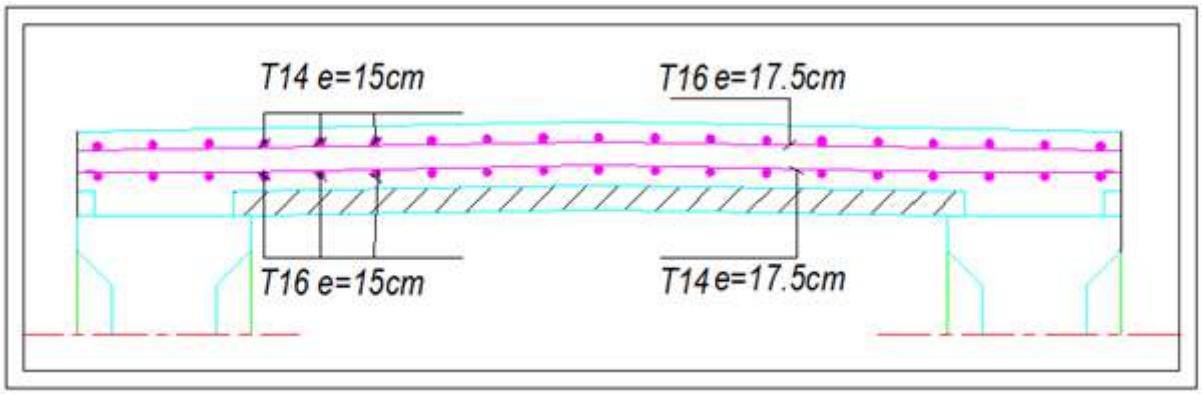


Figure 4.2. Ferraillage de la dalle

c) Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A_{min} = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}225 \times \frac{2{,}7}{400} = 3{,}49\ cm^2$

$6{,}90\ cm^2 > 3{,}49\ cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

d) Vérification au poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact petites par rapport aux dimensions de la dalle « Ref 20 » : sous l'action des forces localisées telle que le « Br », il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement(2).

Condition à vérifier :

$$Qu \leq \frac{0{,}045 \times Uc \times h \times fcj}{\gamma b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur totale de la dalle

f_{cj} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

- La surface d'impact :$U = V = u + h + 2h_r$

Avec :h_r : hauteur du revêtement

$U = V = 30 + 25 + 2 \times 8{,}5 = 72cm$

- $Q_u = 1{,}5 \times \delta_{br} \times Q$

$Q_u = 1{,}5 \times 1{,}054 \times 10 = 15{,}81\ t$

- $U_c = 2 \times (U + V)$

$U_C = 2 \times (72 + 72) = 288\ cm$

h=25cm ;f_{c28}=35MPa ;

$Q_u = 15,81 < \frac{0,045 \times 2,88 \times 0,25 \times 3500}{1,5} = 75,6$ t

Donc, on peut conclure qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement

6. RESISTANCE AUX EFFORTS TRANCHANTS

- **Effort tranchant transversal**

On adopte des armatures droites avec α=90°(2).

Tu=80,04 KN=80,04×10^{-3} MN

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d}$$

$\tau_u = \frac{80,04 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225}$=0,355 Mpa

$\tau_{adm} = \min(0,15 \frac{fc28}{\gamma b}$; 4MPa)

τ_{adm} = 3,5 Mpa

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Effort tranchant longitudinal**

Tu=74,02 KN=74,02×10^{-3} Mpa

$\tau_u = \frac{74,02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225}$=0,328 Mpa

τ_{adm} = 3,5 Mpa

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, donc l'hourdis n'a pas besoin d'armatures transversales.

7. ETUDE DE L'ENTRETOISE

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

Dans notre cas, nous prévoyons seulement des entretoises d'about qui ont pour rôle :

- D'éviter le déversement des poutres lors du coulage de l'hourdis
- Elles sont indispensables pour soulever le tablier en vue d'un changement des appareils d'appuis

Pour leur calcul, elles seront calculées comme des poutres reposant sur appuis chargée par les réactions des poutres.

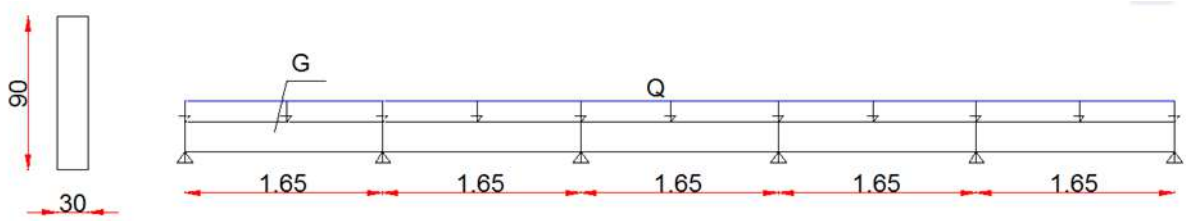


Figure 4.3. Chargement de l'entretoise

Pour le calcul des sollicitations, on utilise le logiciel SAP2000 :

$$Qu = \frac{G}{n \times L}$$

G : charge permanente pour une travée de tablier = 6051,58 KN

$Qu = \frac{6051,58}{2 \times 33,40} = 90,59$ KN/ml

	ELU (Kn.m)	**ELS (Kn.m)**
Moment maximum en travée	62,38	41,73
Moment maximum en appuis	74,23	49,66

Tableau 4.8. Moments fléchissant de l'entretoise à l'ELU et l'ELS

7.1. Ferraillage entretoise

a) ELU

	En travée	**En appuie**
Mu(MN.m)	$62,38 \times 10^{-3}$	$74,23 \times 10^{-3}$
μ	0,015	0,019
α	0,018	0,023
Z(m)	0,80	0,80
Ast(cm²)	2,24	2,66

Tableau 4.9. Ferraillage de l'entretoise à l'ELU

b) ELS

	En travée	**En appuie**
Ms (MN.m)	$41,73 \times 10^{-3}$	$49,66 \times 10^{-3}$
σ_{bc}	2,45	2,92
σ_{st}	176,21	156,49
A_{st} (cm²)	3,14 (4T10)	3,14 (4T10)
Esp (cm)	17	17

Tableau 4.10. Ferraillage de l'entretoise à l'ELS

7.2. Armatures de construction

La valeur de ces armatures est donnée par la formule suivante :

$A_r = 25\% \times A_s \Rightarrow A_r = 0{,}25 \times 3{,}14 = 0{,}78 cm^2$

On prend donc : $2T8 = 1{,}01 cm^2$

1. INTRODUCTION

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support, est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

1.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté

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

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

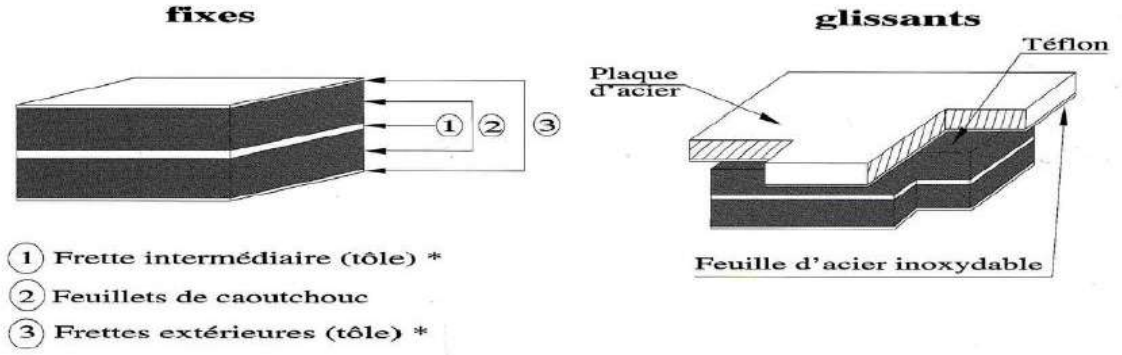


Figure 5.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté(4)

2. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

Réaction verticale à l'appui (calculé par le SAP2000) :

$$\begin{cases} N_{max} = 1206{,}54 \text{ KN} \\ N_{min} = 444{,}7 \text{ KN} \end{cases}$$

Contrainte de compression : $\begin{cases} \overline{\sigma_1} = 15000 \text{ KN/m}^2 & \text{en charge} \\ \overline{\sigma_2} = 2000 \text{ KN/m}^2 & \text{à vide} \end{cases}$

Tout d'abord on va calculer tous les déplacements possibles(4) :

2.1. Variation linéaire du tablier

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

2.1.1. Déplacement due au retrait

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectuée. Soit :

$$\Delta l_r = -\frac{100-60}{100} \times \varepsilon_r \times L$$

Avec $\begin{cases} L = 3 \times 33{,}4\text{m} \\ \varepsilon_r = 25 \times 10^{-5} \end{cases}$

$\Delta l_r = -\frac{40}{100} \times 25 \times 10^{-5} \times 100{,}2$

$\Rightarrow \Delta lr$ = -10,02 mm

2.1.2. Déplacement due au fluage

On suppose que 40%du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres.

On admet que fluage total est 2,5 fois de déformation élastique.

$$\Delta l_f = -\frac{100-40}{100} \times 2{,}5 \times \frac{\sigma_n}{E} \times L$$

Avec $\begin{cases} \sigma_n = 6500\ \text{t/m}^2 : \text{Contraintes moyennes dans le béton} \\ E = 3{,}45 \times 1050\ \text{t/m}^2 \\ L = 3 \times 33{,}4\text{m} \end{cases}$

$\Rightarrow \Delta_{lr} = -\frac{60}{100} \times 2{,}5 \times \frac{6500}{3{,}45 \times 1050} \times 100{,}2$

$\Rightarrow \Delta_{lr}$ = -28,31 mm

2.1.3. Déplacement due à la variation de la température

Longue durée : $\Delta lt = \pm 25 \times 10^{-5} \times L$ Pour L=3×33,4 $\Delta l_t = \pm 25{,}01$ mm

Courte durée : $\Delta lt = \pm 35 \times 10^{-5} \times L$ Pour L=3×33,4 $\Delta l_t = \pm 35{,}07$ mm

2.1.4. Total des variations linéaires

Longue durée $\begin{cases} \Delta Lmin = -63{,}34\text{mm} \\ \Delta Lmax = 13{,}32\ \text{mm} \end{cases}$

Courte durée $\begin{cases} \Delta Lmin = -73{,}40\ \text{mm} \\ \Delta Lmax = 326\ \text{mm} \end{cases}$

2.2. Vérification des contraintes

- **Résistance à la compression**

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1,5

$$\begin{cases}\sigma_{max} \leq \dfrac{\overline{\sigma_1}}{1,5} \\ \dfrac{\sigma_{min}}{1,5} \geq \overline{\sigma_2}\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}\dfrac{N_{max}}{a \times b} \leq \dfrac{15000}{1,5} \\ \dfrac{N_{min}}{a \times b} \geq 1,5 \times 2000\end{cases}$$

$\Rightarrow 0,120 \leq a \times b \leq 0,148 m^2$

2.3. Dimensionnement en plan (a-b)

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

Le module de déformation transversale G est de 0,9MPa pour les ponts routes.

On considère que a < b l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes T = n×t

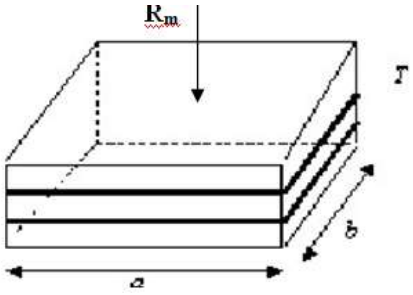
D'où n : est le nombre de feuillets élémentaires et t : leur épaisseur.

2.4. Détermination des dimensions de l'appareil d'appui

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA.

- **Aire de l'appareil d'appui :**

$$a \times b \geq \frac{Rmax}{\sigma moy}$$



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

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

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 15000 KN/m²

R_{max} : réaction verticale maximale sur l'appui

R_{max} = 1206,54KN

$\boldsymbol{\sigma}_{moy}$: contrainte moyenne de compression du néoprène

$\boldsymbol{\sigma}_{moy}$= 150Kg / cm²

$\Rightarrow$ $a \times b \geq \frac{1206,54}{15000} = 804,36 cm^2$

On choisit : a = 30cm et b = 40cm

$a \times b = 30 \times 40 = 1200 cm^2 > 804,36 cm^2$

- **Epaisseur nette de l'élastomère**

La condition à vérifier est : **T ≥ U1 / 0,5**

U1 = Déformation lente (retrait, fluage, température)

U1 = 1,332 cm = 13,32mm.

T ≥ 13,32 / 0,5 = 26,64mm.

On prendra : T = 48 mm ⇒ T = n × t

Avec $\begin{cases} t = 12 \text{ mm (hauteur des feuillets , fixée par les normes)} \\ n = 4 \text{ (Nombre de feuillets)} \end{cases}$

⇒ Constitué de 4 feuillets de 12 mm chacun.

- **Dimensions en plan de l'appareil**

Il faut respecter : $\begin{cases} \text{La condition de non flambement.} \\ \text{L'épaisseur minimale.} \end{cases}$

Condition : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \quad soit : 3 \leq T \leq 6cm \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Epaisseur des frettes**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{où : } \sigma_e = 2200 \text{ Kg/mm}^2 \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

σ_e = 2200 Kg/cm² (Acier E24-1: e < 3mm {SETRA Bulletin technique})

σ_e: Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e = 2200 \text{ kg/cm}^2$

β : coefficient de forme

$\beta = \frac{a \times b}{(a+b)2t} = \frac{30 \times 40}{(30+40)2 \times 1,2} = 7,14$

$\boldsymbol{\sigma}_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{1206,54 \times 10^2}{30 \times 40} = 100,545 \text{ kg/cm}^2$

$\mathbf{t_S} \geq \frac{30}{7,14} \times \frac{100,545}{2200}$ Soit $\mathbf{t_S} \geq 0,192\text{cm}$

On prend : $\mathbf{t_S} = 2,5\text{mm}$

Donc l'appareil d'appuis à choisir est en élastomère fretté avec les caractéristiques suivantes :

300×400×4(12) +5(2,5)

3. Vérification de l'appareil d'appuis

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts Horizontaux, cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

3.1. La répartition des efforts horizontaux

3.1.1. Evaluation du point fixe

NB : 3 joints de chaussée sont prévus ; 1 joint à chaque extrémités entre le tablier et chaque culée, alors que le troisième joint se trouve à mi-travée (x= 100,2m).

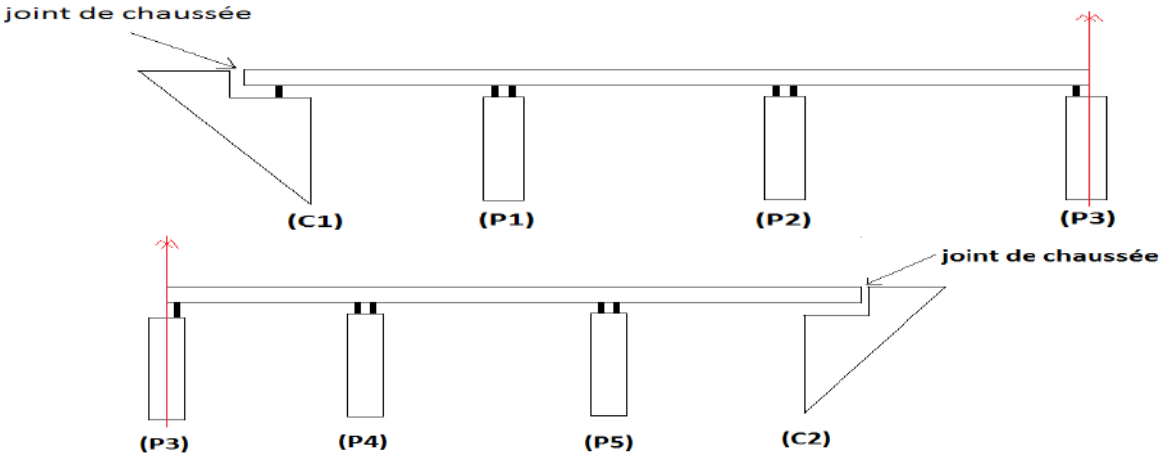


Figure 5.2. Position du joint de chaussée

$H_i = \delta_i \times K_i$

Avec :

δ_i : la déformation de l'appareil d'appui i

$\Rightarrow \delta_i = \varepsilon t\,(xi - x)$

$\Rightarrow \delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta 3_i = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} + \frac{h^3}{3 \times E \times I_i} + \frac{4 \times h^2}{n \times R_i \times 3 \times E}$

$\begin{cases} \delta 1i = \text{dû à l'élastomère} \\ \delta 2i = \text{dû à l'appui} \\ \delta 3i = \text{dû à la fondation} = 0 \text{ (La fondation de la pile est supposée encastrée dans les pieux, il ne peut pas y avoir de deplacement)} \end{cases}$

$\Rightarrow \delta_i = \delta_{1\,i} + \delta_{2\,i} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} + \frac{h^3}{3E \times I_i}$

Ki : la rigidité de l'ieme appui

$\Rightarrow K_i = \frac{1}{\delta_i}$

T_i : épaisseur de l'élastomère.

I_i : moment d'inertie.

A_i : surface de l'élastomère.

h_i : hauteur de la pile.

G : module de cisaillement.

n : n^{bre} de poutre par appui.

Soit H_i le pourcentage de l'effort horizontal (h) repris par le i ^{éme} appui

$$H_i = H \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Remarque : les efforts horizontaux à prendre en compte dans ce cas sont :

- variation linéaire du tablier.
- Freinage.
- Séisme.

- Appareil d'appui : 300×400×60,5

  $T_i = 4{,}8\times10^{-3}$ m ; $A_i = 0{,}12$ m^2

- Moment d'inertie d'un fut : $I_F = \frac{\pi D4}{64} = \frac{\pi(1,2)4}{64} = 0{,}101 m^4$

- Moment d'inertie de la pile : $I = 4 \times I_F = 0{,}404 m^4$

- Chargement statique (Lent) : G = 90 t/m^2, E = 3450000 t/m^2

$$\delta_{11} = \delta_{18} = \frac{T1}{n \times G \times A1} = \frac{5{,}8\times10^{-3}}{6 \times 90 \times 0{,}12} = 8{,}9\times10^{-5} m/t$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = \delta_{15} = \delta_{16} = \delta_{17} = \frac{T2}{n \times G \times A2} = \frac{5{,}8\times10^{-3}}{12 \times 90 \times 0{,}12} = 4{,}4\times10^{-5} m/t$$

$$\delta_{22} = h_2^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(6{,}12)3}{3 \times 3450000 \times 0{,}404} = 5{,}48\times10^{-5} \text{ m/t}$$

$$\delta_{23} = h_3^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(6)3}{3 \times 3450000 \times 0{,}404} = 5{,}16\times10^{-5} \text{ m/t}$$

$$\delta_{24} = \delta_{25} = h_3^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(5{,}88)3}{3 \times 3450000 \times 0{,}404} = 4{,}86\times10^{-5} \text{ m/t}$$

$$\delta_{26} = h_3^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(5{,}05)3}{3 \times 3450000 \times 0{,}404} = 3{,}08\times10^{-5} \text{ m/t}$$

$$\delta_{27} = h_5^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(4{,}85)3}{3 \times 11{,}5 \times 100000 \times 0{,}404} = 2{,}72\times10^{-5} \text{ m/t}$$

$$\delta_{21} = \delta_{28} = h_5^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(0)3}{3 \times 11{,}5 \times 100000 \times 0{,}404} = 0 \text{ m/t}$$

- Chargement dynamique (instantané) : G = 120 t/m^2, E = 1150000t/m^2

$$\delta_{11} = \delta_{18} = \frac{T1}{n \times G \times A1} = \frac{5{,}8\times10^{-3}}{6 \times 120 \times 0{,}12} = 6{,}71\times10^{-5} m/t$$

$\delta_{12}= \delta_{13}= \delta_{14}= \delta_{15}= \delta_{16}= \delta_{17}= \frac{T2}{n \times G \times A2} = \frac{5,8\times10^{-3}}{12 \times 120 \times 0,12} = 3,35\times10^{-5}$m/t

$\delta_{22} = h_2^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(6,12)3}{3 \times 1150000 \times 0,404} = 1,64\times10^{-4}$ m/t

$\delta_{23}= h_3^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(6)3}{3 \times 1150000 \times 0,404} = 1,54\times10^{-4}$ m/t

$\delta_{24} = \delta_{25}= h_3^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(5,88)3}{3 \times 1150000 \times 0,404} = 1,45\times10^{-4}$ m/t

$\delta_{26}= h_3^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(5,05)3}{3 \times 1150000 \times 0,404} = 9,24\times10^{-5}$ m/t

$\delta_{27}= h_5^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(4,85)3}{3\times 1150000 \times 0,404} = 8,18\times10^{-5}$ m/t

$\delta_{21}= \delta_{28}= h_5^3 \times \frac{1}{3EI} = \frac{(0)3}{3\times11,5\times100000\times0,404} = 0$ m/t

appui	n%	culée 1	pile 1	pile 2	pile 3		pile 3	pile 4	pile 5	culée 2
distance	x_i	0	33,4	66,8	100,2		0	33,4	66,8	100,2
T_i		0,058	0,058	0,058	0,058		0,058	0,058	0,058	0,058
n		6	12	12	12		12	12	12	6
A_i		0,12	0,12	0,12	0,12		0,12	0,12	0,12	0,12
h		0	6,12	6	5,88		5,88	5,05	4,85	0
I_i		0.0001	0,8873	0,8873	0,8873		0,8873	0,8873	0,8873	0.0001
E	lent	1150000	1150000	1150000	1150000		1150000	1150000	1150000	1150000
	inst	3450000	3450000	3450000	3450000		3450000	3450000	3450000	3450000
G	lent	90	90	90	90		90	90	90	90
	inst	120	120	120	120		120	120	120	120
δ_{1i}	lent	0,00089506	0,00044753	0,000447531	0,00044753		0,00044753	0,00044753	0,00044753	0,00089506
	inst	0,0006713	0,00033565	0,000335648	0,00033565		0,00033565	0,00033565	0,00033565	0,0006713
δ_{2i}	lent	0	7,488E-05	7,05609E-05	6,6411E-05		6,6411E-05	4,2071E-05	3,7268E-05	0
	inst	0	2,496E-05	2,35203E-05	2,2137E-05		2,2137E-05	1,4024E-05	1,2423E-05	0
δ_i	lent	0,00089506	0,00052241	0,000518092	0,00051394		0,00051394	0,0004896	0,0004848	0,00089506
	inst	0,0006713	0,00036061	0,000359168	0,00058035		0,00058035	0,00053167	0,00052207	0,0006713
K_i	lent	1117,24138	1914,20288	1930,159963	1945,74399		1945,74399	2042,47519	2062,71127	1117,24138
	inst	1489,65517	2773,0937	2784,208902	1723,08746		1723,08746	1880,85464	1915,46374	1489,65517
x_i*K_i	lent	0	63934,376	128934,6855	194963,547		0	68218,6712	137789,113	111947,586
	inst	0	92621,3295	185985,1546	172653,364		0	62820,5449	127952,978	149263,448
H%	lent	0,16174679	0,27712558	0,279435741	0,28169189		0,27144215	0,28493669	0,28775974	0,15586141
	inst	0,16985718	0,31620062	0,317468021	0,19647418		0,24583713	0,26834616	0,27328393	0,21253277

Tableau 5.1. Déplacement et rigidité de l'appareil d'appui et des appuis

X0=som(Ki*xi)/som(Ki) , $Ki = 1/\delta i$, $Hi = (Ki/\sum Ki)$

les appuis C1 P1 P2 P3		
$\sum K_i$	**lent**	6907,3482
	inst	8770,04523
Xi*K	**lent**	387832,609
	inst	451259,848
H%	**lent**	1
	inst	1
X0 (C.E)	**lent**	56,1478295
	inst	51,4546774

les appuis P3 P4 P5 C2		
$\sum K_i$	**lent**	7168,17182
	inst	7009,06101
Xi*K	**lent**	317955,37
	inst	340036,971
H%	**lent**	1
	inst	1
X0 (C.E)	**lent**	44,3565498
	inst	48,5139122

Tableau 5.2. Centre élastique

3.1.2. Efforts dues aux charges dynamiques

Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (Freinage, vent, séisme) sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

- **Effort de freinage**

La formule qui détermine la force de freinage :

$$H_{fr}=H_{Bc} \times \frac{Ki}{\Sigma Ki} = H_{Bc} \times H\%$$

Avec :

H_{Bc}= poids d'un camion × $b_c = 300 \times 1{,}2$ =360 KN =36 t

Répartition de l'effort de freinage de Bc sur les appuis:

appui	**C1**	**P1**	**P2**	**P3**		**P3**	**P4**	**P5**	**C2**
Hfr(t)	6,115	11,383	11,429	7,073		8,850	9,660	9,838	7,651

Tableau 5.3. Répartition de l'effort de freinage de Bc sur piles et culées

- **Effort du au vent**

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

L'effort du vent est :

$H_v = f \times q \times S$

Avec :

S : La section latérale sur laquelle agit le vent.

S = 33,4×(1,5 + 0,085+ 0,25) = 61,289 m²

q = 3 KN/m²

$\begin{cases} f = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier} \\ f = \frac{2}{3} \text{ pour le reste} \end{cases}$

$\begin{cases} H_v = 9{,}19 \text{ t en phase de chantier} \\ H_v = 12{,}25 \text{ t pour le reste} \end{cases}$

3.1.3. Variation linéaire du tablier

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par :

$\Delta L_i = \Delta L_t.(x_i/L)$ avec $\Delta L_t = 0{,}0734$ m

L=100,2 m

G=90 t/m^2

A=0,12 m^2

T=5,8×10^{-3} m

$H_{vlt} = (\frac{ni \times Gi \times Ai}{Ti}) \times \Delta L_i$

Appui	**C1**	**P1**	**P2**	**P3**		**P3**	**P4**	**P5**	**C2**
Xi	51,455	18,055	15,345	48,745		48,514	15,114	18,286	51,686
ΔLi (mm)	0,038	0,013	0,011	0,036		0,036	0,011	0,013	0,038
H_{vlt}	24,822	17,419	14,805	23,515		23,403	14,582	17,642	24,933

Tableau 5.4. Répartition de l'effort Variation linéaire

3.1.4. Chargement dynamique

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

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

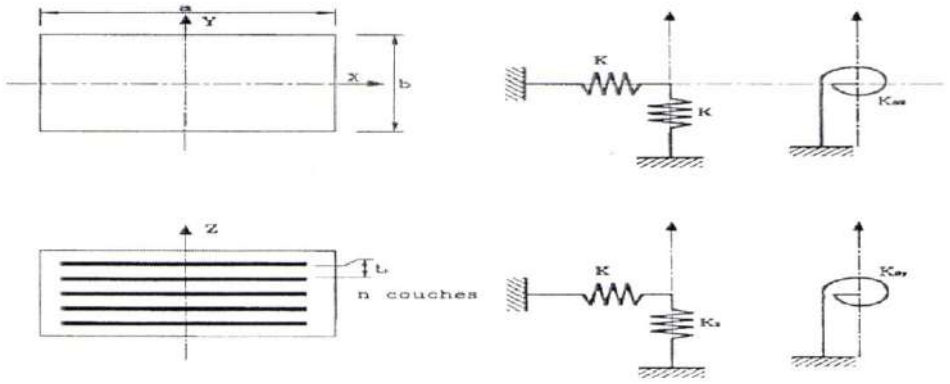


Figure 5.3. Modélisation de l'appareil d'appui par un ressort

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

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiée
K_x et K_y	$\frac{A\,G_b}{T_e}$	$\frac{A\,G_b}{T_e}$
K_z	$\left[\sum \frac{t_i}{A'}\left(\frac{1}{5 * G_b * S_l^2} + \frac{1}{E_b}\right)\right]^{-1}$	∞
K_θ rectangulaire	$Gb\,\frac{a'^5\,b'}{n * t_i^3 * K_s}$	0
K_θ circulaire	$Gb\,\frac{\pi * D'^6}{512 * n * t_i^3}$	0
$K_{\theta Z}$	-	0

Tableau 5.5. Les raideurs des appareils d'appuis

Pour notre cas on prend les formules simplifiées :

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

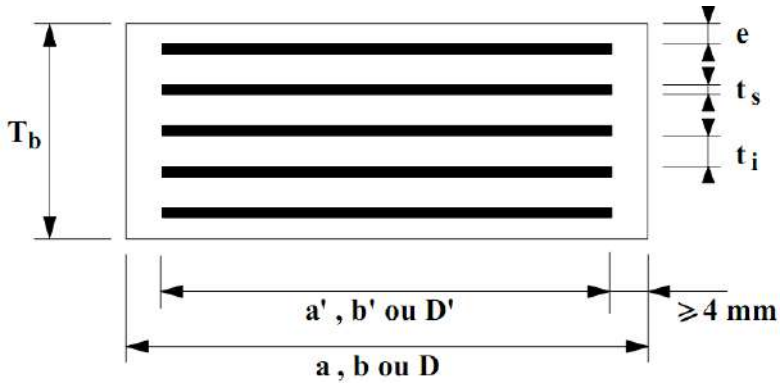


Figure 5.4. Définition géométrique de l'appareil d'appui

Epaisseur nominale totale d'élastomère :

$T_e = n\ t_i + 2e$

$K_x = K_y = \frac{0,12 \times 120}{0,048}$

$K_x = K_y = 3000$ KN/m

4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

4.1. Limitation des contraintes de cisaillement

4.1.1. Sollicitation sous charge verticale

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15000 \text{ KN/m}^2$$

σ_m: Contrainte de compression sous N_{max}

$N_{max} = 1206,54$ KN

$\sigma_m = \frac{1206,54}{0,12} = 10054,5 \leq 15000$ KN/m²⇒condition vérifiée

τ : Contrainte de cisaillement qui apparait au niveau du frettage.

$$\tau = \frac{1,5\ \sigma_m}{B} < 2800 \text{ KN/m}^2.$$

Avec :

$B = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{0,30 \times 0,4}{2 \times 0,012 * (0,30+0,4)} \Longrightarrow B = 7,14$

$\tau = \frac{1,5 \times 10054,5}{7,14} \Longrightarrow \tau = 2112,2$ KN/m²≤ 2800 KN/m²⇒condition vérifiée

4.1.2. Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal

Sous un déplacement lent (déformation lente)

$\tau_H = \frac{G \times \mu}{T} < 0,5\ G = 450$ KN/m²

$\tau_H = \frac{90 \times 0,038}{0,082} = 417,07$ KN/m² < 450 KN/m²⇒condition vérifiée

- **Condition de non glissement**

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

On vérifiera :

- $\sigma_{min} \geq 2000$ KN/m².

$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{444,7}{0,30 \times 0,4} \Longrightarrow \sigma_{min} = 3705,8$ KN/m² ≥ 2000 KN/m²⇒condition vérifiée

- $H < f \times N$

Avec :

H : L'effort horizontal (effort de freinage)

H = 36 t

N: L'effort de compression vertical

N = 120,65 t

f : Le coefficient de frottement

$f = 0{,}10 + \frac{0{,}6}{\sigma_m}$

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

f = 0,26

H = 30 t < 0,26×120,65= 31,36 t⇒condition vérifiée

5. EFFORT DUE AU SEISME

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

L'ouvrage étudié est un pont important	Groupe 2
L'ouvrage est situé dans la wilaya de Naama	Zone I
Le coefficient d'accélération	A=0,12 (g)

Tableau 5.6. Classification du pont

$$F = M \times Sae(T)$$

Avec :

Sae : Le spectre de réponse élastique pour les deux composantes horizontales et vertical est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage.

a) Composantes horizontales

$$Sae(T,\zeta)\left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} AgS\left(1 + \frac{T}{T_1}(2{,}5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (g=9,81m/s²)

A : coefficient d'accélération (A=0,12)

S : coefficient de site

T_1 , T_2 :période caractéristique associées à la catégorie de site qui est donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau 5.7. Valeurs de T1,T2 et S pour la composante horizontale(4)

Catégorie de site S2 $\begin{cases} T_1 = 0{,}15 \\ T_2 = 0{,}40 \\ S = 1{,}1 \end{cases}$

ζ : taux d'amortissement Pour le béton armé : ζ = 5

η : facteur de correction de l'amortissement($\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)}$)=1

b) Composantes verticales

$$Sae^{v}(T,\zeta)\left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} Ag\alpha\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta Ag\alpha & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta Ag\alpha\,(\frac{T_2}{T}) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\eta Ag\alpha\left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

M : La masse du tablier+masse de la moitié supérieure des piles

Sae(T) : L'accélération spectrale du spectre à la période fondamentale T

T : Période fondamentale $T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

T1,T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site qui est donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,4
S	1	1	1	1

Tableau 5.8. valeurs de T1,T2 et S pour la composante verticale(4)

K : Raideur du système

Cette force horizontale se répartit sur chaque appui (i) : $F(i) = \frac{Ki}{K} \times F$

Avec :

Ki : Raideur pour chaque appui

F : La force horizontale appliquée au tablier.

- **Pour L=3×33,4 : (C1, P1, P2, P3)**

M=2347,7705 t ; K = 8770,045× 10^{-1}

⇒ T = 1,027 s

On a:Fh = M × Sae(T) /g

Sae(T) /g = 0,128 Horizontal ⟶ Fh = 2347,7705 × 0,128 = 300,51 t

- **Pour L=3×33,4 : (P3, P4, P5, C2)**

M=2323,35 t ; K = 7009,061 ; T = 1,143 s

Sae(T) /g = 0,1154 Horizontal ⟶ $Fh = 2323{,}35 \times 0{,}1154 = 267{,}185\ t$

appui	**C1**	**P1**	**P2**	**P3**		**P3**	**P4**	**P5**	**C2**
Hs	45,383	84,484	84,823	52,495		73,877	80,641	82,125	63,868

Tableau 5.9. Répartition des efforts séismiques

c) Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times p_u < Pc$

Avec :

γ_s =3 : Coefficient partiel de sécurité.

p_u: Valeur maximal des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante :

Pc=4GBS²d/h

B: Aire nominale en plan de l'appui (B=axb)

d: Somme d'une épaisse de frette et d'une épaisseur d'élastomère

h : Hauteur totale de l'appareil d'appui

G: Module de cisaillement

T : Période fondamentale $T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

S : facteur de forme $S=\frac{a\times b}{(a+b)\times 2t} = 7{,}14$

Pc = 4×120×(7,14)²×0,0505/0,085= 14538,18 t

3×1206,5 =3619,5 < 14538,18⇒condition vérifiée

6. LES DES D'APPUIS

6.1. Fonction des dés d'appuis

- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

6.2. Dimensionnement des dés d'appuis

D'après le document SETRA le dimensionnement des dès d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm.

A= a + 10 cm = 40cm

B= b + 10cm = 50cm

H_i> 5cm

H_S>2cm

$H = H_i + H_S - T$

Nous prendrons

H_i = 10cm

H_S =10cm

T=8,5 cm

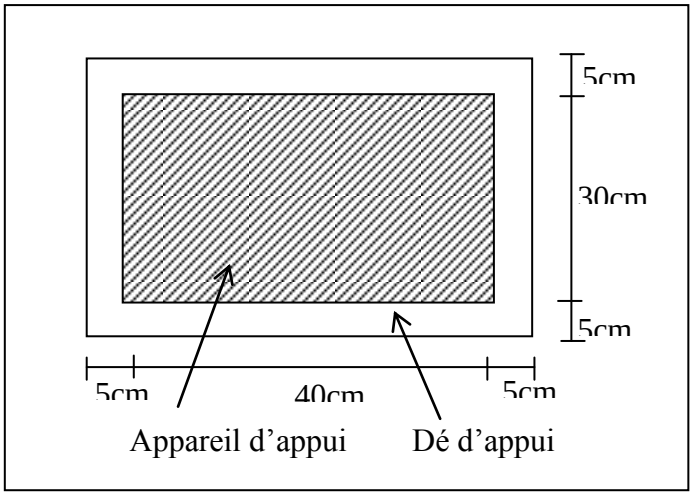


Figure 5.5. Les dimensions des dés d'appuis

6.3. Ferraillage des dés d'appui

On prend des armatures capables de reprendre 4% de N_{max}

$$A = \frac{0{,}04 \times N_{max}}{\overline{\sigma_{st}}}$$

Avec :

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite de traction des aciers

On a une fissuration préjudiciable

Donc :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\mu \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}7}\right) = 22863{,}07\ t/m^2$$

n : Coefficient de fissuration

$$A = \frac{0{,}04 \times 120{,}65}{22863{,}07} = 2{,}11\ cm^2$$

On prend : 6Ø8 = 3,02 cm^2 dans les deux sens.

7. LES JOINTS DE CHAUSSEE

7.1. Définition

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, ils sont insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers(3).

7.2. Les différents types de joints

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds) ;
- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.



Figure 5.6. Joint de la chaussée

7.3. Calcul des joints de chaussée

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

a) Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement du au freinage.

b) Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme.

$$\text{On doit vérifier} \begin{cases} \Delta T + \Delta_{freinage} < w \\ \Delta T + \Delta_{séisme} < 1{,}3w \end{cases}$$

w: Le déplacement caractérise le type de joint de chaussée

On prend w=10 cm

$\Delta T = \Delta_{ret} + \Delta_{fluage} + \Delta_{température} = 7{,}34$ cm

a) $\Delta_{freinage} = \frac{T \times H_{frei}}{GS} = \frac{0{,}048 \times \frac{30}{6}}{80 \times 0{,}12} = 0{,}025$ m=2,50 cm

G : module de déformation transversale (G = 80 t/m²)

S : 0,12 m²

T : 0,048 m

b) $\Delta_{séisme} = \frac{T \times H_S}{G \times S} = \frac{0,048 \times 7,38}{80 \times 0,12} = 0,036$ m=3,69 cm

$\Delta T + \Delta_{freinage}$ =7,34+2,50= 9,84 cm<w=10 cm ⇒condition vérifiée.

$\Delta T + \Delta_{séisme}$ =7,34+3,69=11,03 cm<w=13 cm ⇒condition vérifiée.

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

1. INTRODUCTION

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent....) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier..)(3).

2. CRITERE DE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

3. PRE DIMENSIONNEMENT

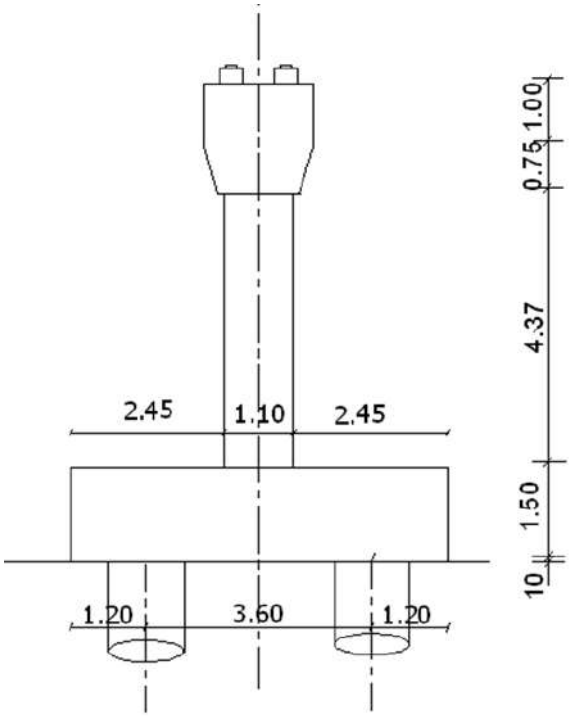


Figure 6.1. Plan coffrage pour les piles types

Désignation	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5
Hauteur de la pile (m)	6,12	6	5,88	5,05	4,85
Hauteur du Fût (m)	4,37	4,25	4,13	3,3	3,1

Tableau 6.1. Récapitulatif des hauteurs des futs et piles

4. DETERMINATION DES EFFORTS

4.1. Efforts verticaux

- Poids propre du tablier : G=605,158 t/travée
- Poids propre du chevêtre : 1,75×1,75×10×2,5=76,56 t
- Poids propre du fut : $\frac{\pi}{4} \times 1{,}10^2 \times 4{,}37 \times 2{,}5 = 10{,}38$ t
- Poids propre de la semelle : 6×1,50×13,20×2,5=297 t
- Surcharge Mc120 : 118,60 t

4.2. Efforts horizontaux

- Variation linéaire du tablier : 17,41 t
- Freinage : 11,38 t
- Séisme : 84,82 t

4.3. Efforts sollicitant la pile

Combinaison fondamentale : ELU = 1,35G + 1,5Q + 1,35 Mc120 + 0,8Qvl

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1,35	816,96	/	0	0
Surcharge Mc120	1,35	160,11	/	0	0
Chevêtre	1,35	102,006	/	0	0
Fut	1,35	14,013	/	0	0
Variation linéaire	0,8	/	13,92	6,12	85,19
Total		1093,089	13,92		85,19

Tableau 6.2. Efforts sollicitant la pile à l'ELU

Combinaison fondamentale : ELS = G + Q + Mc120 + 0,6Qvl

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1	605,158	/	0	0
Surcharge Mc120	1	118,60	/	0	0
Chevêtre	1	76,56	/	0	0
Fut	1	10,38	/	0	0
Variation linéaire	0,6	/	10,44	6,12	63,92
Total		810,698	10,44		63,92

Tableau 6.3. Efforts sollicitant de la pile à l'ELS

Combinaison accidentelle : ELU acc = 1,036 G + Q + 0,2 Mc120 + Fh sismique

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1,036	626,94	/	0	0
Surcharge Mc120	0,2	23,72	/	0	0
Chevêtre	1,036	79,31	/	0	0
Fut	1,036	10,75	/	0	0
Effort sismique	1	/	84,82	6,12	519,10
Total		740,72	84,82		519,10

Tableau 6.4. Efforts sollicitant de la pile à la combinaison accidentelle

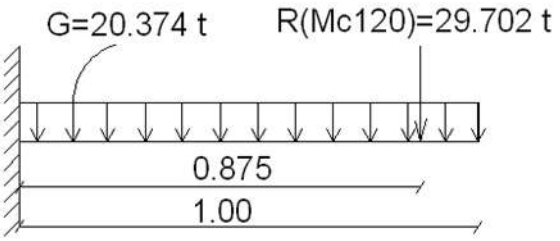
5. ETUDE DU CHEVETRE

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier, il permet également l'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue sur trois appuis qui sont les futs.

H=1,75 m ; B=1,75 m ; L=10 m

G.corniche+G.corp = 20,374 t ; R (Mc120) = 29,702 t (réaction la plus défavorable)



– **combinaison d'action :**

E.L.U : 1.35 G + 1.35 Mc120

E.L.S : G + Mc120

On a modélisé le chevêtre par le logiciel SAP2000 qui donne les résultats suivants :

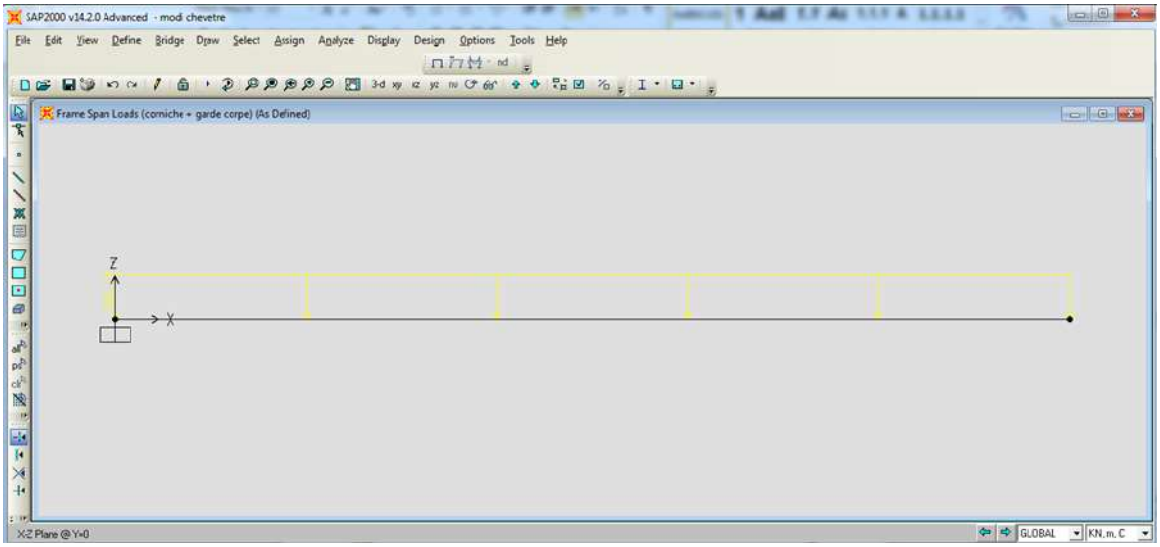


Figure 6.2. Modélisation du chevêtre

	Moment (t.m)	**Effort tranchant (t)**
ELU	48,838	67,6
ELS	36,17	50,076

Tableau 6.5. Moments et efforts tranchants du chevêtre

5.1. Calcul du ferraillage

a) ELU

Mu=48,383×10^{-2} MN.m ; d=0,9h=1,57 m ; f_{c28} = 35 Mpa ; γ_b=1,5 ; γ_s=1,15 ; d'=0,1h=0,175m

μ_r=0,392

$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ =19,83 Mpa

$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48,838 \times 10^{-2}}{1,75 \times (1,57)^2 \times 19,83}$=5,70×$10^{-3}$<0,392 ⟹ section simple armature

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$=1,25(1−$\sqrt{1 - (2 \times 5,70 \times 10^{-3})}$) =7,145×$10^{-3}$

$z = d(1 - 0{,}4\alpha)$=1,57(1−0,4×7,145×10^{-3})=1,565m

$\sigma s = \frac{f_e}{\gamma_s}$=$\frac{400}{1,15}$=347,82 Mpa

$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma s}$ =$\frac{48,838\times10^{-2}}{1,565\times347,82}$=8,97×$10^{-4}$ m^2=8,97 cm^2

On a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferraillage minimal donné par le R.P.O.A(8). Le pourcentage minimum donné par le R.P.O.A est de 0.5% de la section :

Amin = 0,5/100 x (1,75 x 1,75) = 153,125 cm^2

Donc on adopte un ferraillage de :

26T25 = 127,66 cm^2 en appui

13T20 = 40,84 cm² en travée

b) ELS

Ms=36,17×10^{-2} MN.m

Il faut vérifier ces deux conditions : -σ_{bc}<$\overline{\sigma}_{bc}$

- σ_{st}<$\overline{\sigma}_{st}$

– Détermination de l'axe neutre (x) :

$\frac{bx^2}{2} + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$ ……. (1)

Avec :

n : coefficient d'équivalence=15

(1) ⟹0,875x^2+15×127,66×10^{-4}(x-0,175)-15×40,84×10^{-4}×(1,57-x)=0

⟹ $\sqrt{\Delta}$=0,69

⟹ x=0,28 m

– Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}$$

$I=I_{bc}+n\times I_{sc}+n\times I_{st}$

$I_{bc}= \frac{bx^3}{3}$ = 0,012 m^4

$I_{sc}= A_{sc}(x-d')$=1,40×10^{-4} m^4

$I_{st}= A_{st}(d-x)$=6,79×10^{-3} m^4

I=0,010+15×1,40×10^{-4}+15×6,79×10^{-3} =0,115 m^4

$$\sigma_{bc} = \frac{36,17 \times 10^{-2} \times 0,28}{0,115}$$

σ_{bc}=0,88 Mpa

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc28 = 0{,}6 \times 35 = 21$ Mpa

$-\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition vérifiée

$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms \times (d-x)}{I}$

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{36{,}17 \times 10^{-2} \times (1{,}57-0{,}28)}{0{,}115}$

$\sigma_{st} = 60{,}86$ Mpa

$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe; \max\left(0{,}5fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right)$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2{,}7$

$\overline{\sigma}_{st} = \min(266{,}66 ; 228{,}63) = 228{,}63$

$-\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ condition non vérifiée

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} \geq 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 1{,}75 \times 1{,}57 \times \frac{2{,}7}{400} = 42{,}65 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

c) Effort tranchant

$Tu = 67{,}6 \times 10^{-2}$ MN

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d}$$

$\tau_u = \frac{67{,}6 \times 10^{-2}}{1{,}75 \times 1{,}57} = 0{,}246$ Mpa

$\tau_{adm} = \min\left(0{,}15 \frac{fc28}{\gamma b} ; 4MPa\right)$

$\tau_{adm} = 3{,}5$ Mpa

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Le diamètre minimum des armatures transversales est donnée par :

$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi\right) = \min\left(\frac{175}{35} ; \frac{175}{10} ; 2{,}5\right) = 2{,}5$ cm.

On prend $\Phi =$ 14 mm.

Espacement d'après R.P.A :

- Zone nodale : $esp \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_L ; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow esp = 20$ cm.
- Zone courante : $esp \leq \frac{h}{2} \Rightarrow esp = 30$ cm.

6. ETUDE DE LA PILE

6.1. Etude du flambement

$$\lambda=\frac{lf}{i}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

lf = $\frac{\sqrt{2}}{2}$ h pile = $\frac{\sqrt{2}}{2}$ ×6,12 = 4,32m

i = $\frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{1,1}{2\sqrt{3}}$=0,137

Donc $\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{4,32}{0,317}$ = 13,62 < 50 ⇒ il n'y a pas de risque de flambement

Avec B=0,95 m^2

6.2. Ferraillage de la pile

On prévoit un ferraillage minimal donné par le R.P.O.A(8).

- Armatures longitudinales

0,5%<pg<3%

Amin=0,9%B=0,9×0,95=85,5 cm^2

On adopte un ferraillage de 18HA25 = 98,17cm2 avec un espacement de e = 20 cm

- Armatures transversales

$At \geq \frac{Al}{16} \times \frac{fel}{fet} \times \frac{St}{100}$

Avec:

At : La section des aciers transversaux

Al : La section totale des armatures longitudinales

fel : Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales

fet: Caractéristiques de l'acier des armatures transversales

St : L'espacement des armatures transversales

St = min [24ϕt ; 8ϕl ; 0,25d]=200 mm

$At \geq \frac{98,17}{16} \times \frac{400}{235} \times \frac{200}{100}$

At ≥ 20,88 donc on prend T14

- Espacement d'après le R.P.O.A

Zone critique : ⇒ esp = 15 cm.

Zone courante : ⇒ esp =20 cm.

7. ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DE LIAISON

7.1. Pré dimensionnement

Les dimensions de la semelle sont :

A=6,00 m

B=13,20 m

H=1,50 m

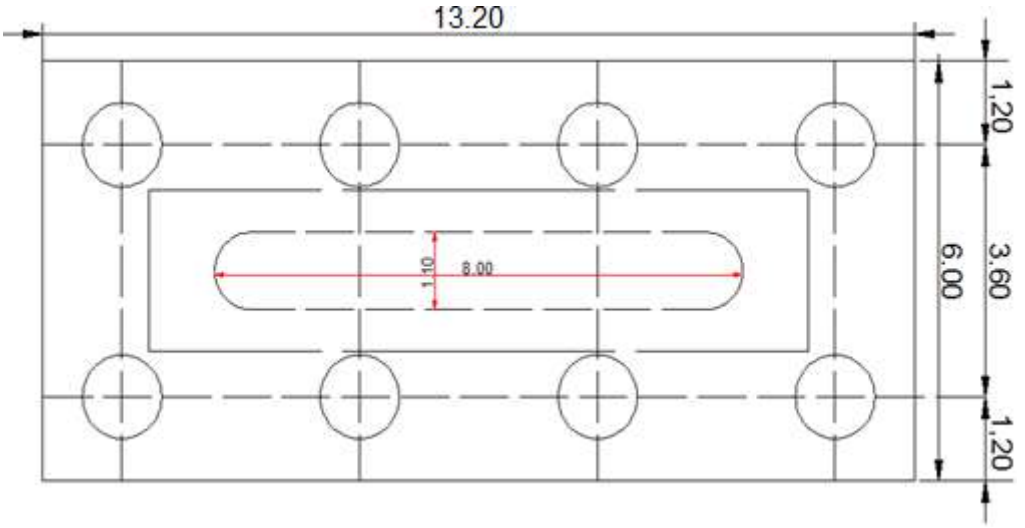


Figure 6.3. Dessin de la coupe de la semelle

7.2. Vérification de la stabilité et des contraintes sous semelle

Combinaison fondamental : ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8Qvl

Eléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1,35	816,96	/	0	0
Surcharge Mc120	1,35	160,11	/	0	0
Chevêtre	1,35	102,006	/	0	0
Fut	1,35	14,013	/	0	0
Variation linéaire	0,8	/	13,92	6,12	85,19
Total		1093,089	13,92		85,19

Tableau 6.6. Efforts sollicitant sous semelle à l'ELU

La stabilité de l'ensemble est assurée par l'intermédiaire des fondations.

Combinaison fondamentale : ELS=G+Q+Mc120+0,6Qvl

Eléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1	605,158	/	0	0
Surcharge Mc120	1	118,60	/	0	0
Chevêtre	1	76,56	/	0	0
Fut	1	10,38	/	0	0
Variation linéaire	0,6	/	10,44	6,12	63,92
Total		810,698	10,44		63,92

Tableau 6.7. Efforts sollicitant sous semelle à l'ELS

La stabilité de l'ensemble est assurée par l'intermédiaire des fondations.

Combinaison accidentelle : ELUacc=1,036G+Q+0,2Mc120+Fh sismique

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t /m)
Réaction de tablier	1,036	626,94	/	0	0
Surcharge Mc120	0,2	23,72	/	0	0
Chevêtre	1,036	79,31	/	0	0
Fut	1,036	10,75	/	0	0
Effort sismique	1	/	84,82	6,12	519,10
Total		740,72	84,82		519,10

Tableau 6.8. Efforts sollicitant sous semelle à la combinaison accidentelle

La stabilité de l'ensemble est assurée par l'intermédiaire des fondations.

7.3. Réactions des pieux de la pile

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Dans notre cas, les deux conditions sont vérifiées.

a) Combinaison fondamentale

- **ELU**

Mu=85,82 t.m

Nu=1645,58t

Soit la section d'un pieu : $S = \pi \times r^2$=1,1309 m^2

On a deux files de quatre pieux donc : B=8S

Le moment d'inertie est le suivant : $I= 2\times4\times S\times V^2$= 29,31×S m^4

V=1,8 m

On a:

$$\sigma= \frac{N_u}{B} \pm \frac{M_u \times V}{I}$$

R=σ×S

D'où:

$$R_1= \frac{1654,58}{8} + \frac{85,82\times1,8}{29,31} = 212,09 \text{ t}$$

$$R_2= \frac{1654,58}{8} - \frac{85,82\times1,8}{29,31} = 201,55 \text{ t}$$

- **ELS**

Ms=63,96 t.m

Ns=1218,95 t

On a:

$$\sigma = \frac{N_S}{B} \pm \frac{M_s \times V}{I}$$

R=σ×S

D'où:

$$R_1=\frac{1218,95}{8} + \frac{63,96\times1,8}{29,31} =156,29 \text{ t}$$

$$R_2=\frac{1218,95}{8} - \frac{63,96\times1,8}{29,31} =148,44 \text{ t}$$

a) Combinaison accidentelle

Mu acc=519,10 tm

Nu acc=1163,73 t

On a:

$$\sigma = \frac{N_{uacc}}{B} \pm \frac{M_u acc \times V}{I}$$

R=σ×S

D'où:

$R_1=\frac{1163,73}{8}+\frac{519,10\times1,8}{29,31}$ = 177,34 t

$R_2=\frac{1163,73}{8}-\frac{519,10\times1,8}{29,31}$ =113,58 t

7.4. Estimation de la charge nominale

La charge nominale est la charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol. Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sanglerat(4).

- **Méthode Sanglerat**

$$Qn = \frac{A}{3}Qp + \frac{Qf}{2}$$

Avec :

A : aire de la section droit du pieu.

φ=29,9° ; C = 3,1Kpa ; D = 21 m ;(Nc = 30,14 ;Nq = 18,4 ; Nγ = 18,1) ; γ =2 t/m^3 ; Kpγ=1,5 ; δ=$\frac{2}{3}\varphi$=19,93°

Qf : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture :

$Qf = (Kp\gamma\sin\delta)\gamma\frac{D^2}{2}p$

Avec :

P : périmètre du pieu.

D : longueur du pieu.

Kpγ : coefficient de butée.

δ : Obliquité de la butée par rapport au pieu.

γ : densité du milieu considéré.

$Qf = (1,5\sin19,93)\times2\times\frac{21^2}{2}\times3,768$ = 849,633 t

Qp : résistance de pointe à la rupture :

Qp = γDNq+1,2cNc

$$Ka = tg^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}) = 0,334 \qquad Kp = tg^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}) = 2,98$$

Qp = 2×21×18,4+1,2×0,31×30,14 = 784,012 t

$Qn = \frac{\pi(1,2)^2}{3\times4}\times784,012+\frac{849,633}{2}$ = 720,382 t

- **ELU :**$\frac{Qf+Qp}{1,4}=\frac{849,633+784,012}{1,4}$ = 1166,97 t
- **ELS :**$\frac{Qf}{2}+\frac{Qp}{3}=\frac{849,633}{2}+\frac{784,012}{3}$ = 686,15 t

- **ELU acc :** $\frac{Qf+Qp}{1,3} = \frac{849,633+784,012}{1,3} = 1256,65$ t

	Pile		φ=29,9° D=21m
	R1	**R2**	
ELU	212,09	201,55	1166,97
ELUacc	177,34	113,58	1256,65
ELS	156,29	148,44	686,15

Tableau 6.9. Réactions des pieux sous les différentes combinaisons

7.5. Ferraillage de la semelle de liaison

Efforts obtenus :

N1=156,29 t

N2=148,44 t

T1= (2,075/1,45)×156,29 = 223,65 t

T2= (2,075/1,45)×148,44 = 212,42 t

a) Armatures longitudinales

Al_{inf} = (223,65× 10^{-2}/201,63)=110,92 cm^2, on prend 25HA25=122,75 cm² avec esp 15 cm

- Armature constructive :

  On prend HA20 esp 15 cm

b) Armatures transversales

At_{inf} =1/4×Al_{inf} =122,75/4=30,68cm², on prend 17T16 = 34,18 cm^2 avec esp 20 cm

- Armature constructive :

  On prend HA16 esp 20cm

7.6. Ferraillage des pieux de la pile

N1 = 159,63 t ; N2 = 141,90 t ; M = 0,4793 t .m

Ces efforts donnent un ferraillage minimum de :

0,8% ×(A.pieu) (puisqu'il s'agit d'une zone sismique) = 90,47 cm^2

Nous aboutirons sur une section de 19 HA 25 = 92,27 cm^2

1. INTRODUCTION

Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter le poids du tablier. Elles sont constituées en générale :

- D'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a aussi pour rôle de soutenir les terres.
- Murs latéraux, ils sont appelés "murs en retour " s'ils sont parallèles à l'axe de l'ouvrage ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- Mur garde grève, il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée des dalles de transition en béton armée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.

2. CHOIX DU TYPE DE CULEE

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées ; Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai, cette culée remblayée va jouer le double rôle de soutènement des terres.

3. IMPLANTATION DES CULEES

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante:

$$H_{culée} = côte_{projet} - côte_{fondation}$$

L'ensemble des côtes définissants la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	109+388,05	109+709
Côte projet (m)	978,242	977,50
Côte TN (m)	975,83	974,24
Côte de la fondation (m)	973,672	971,30
Hauteur de la culée (m)	4,57	6,20

Tableau 7.1. La position des culées

4. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est :

Pour la culée N° 1 $H_{culée\ 1}$ = 4,57 m

Pour la culée N° 2 $H_{culée\ 2}$ = 6,20 m

4.1. Mur de front (M.F)

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

$e = e_1 + e_2 + e_3 + e_4$ avec :

e1 : distance d'entraxes de l'appareil d'appui et le bord (e_1 = 35cm).

e2 : about de la poutre (e_2 = 50cm)

e3 : épaisseur de joint de dilatation (e_3 = 9cm)

e4 : épaisseur de mur garde grève (e_4 = 25cm)

e = 1,10 m

h = 2,60m ; e_{mf} = 1,10 m ; L=10,00m

4.2. Mur garde grève (M.G.G)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

Hauteur :

h=hauteur de la poutre+ hauteur de l'appareil d'appui+ dé d'appui+ hauteur de la dalle

h=1,50+0,085+0,2+0,25 =2,035 m

Epaisseur : e=Max (0,30m ;$\frac{h}{8}$) = 0,25 m

Longueur : L=10,00 m

4.3. Dalle De Transition (D.T)

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

L = Min[6 m; Max (4m, ; 0,6H)]

Avec :

H étant la hauteur de remblai (mur de front+ mur garde grève) = 4,7 m

On prend : L=4 m

Généralement elle a une épaisseur e :

e = 30 cm

Largeur de la dalle = 10,00 m

4.4. Mur en retour (M.R)

Les murs en retour sont des voiles encastrés d'un coté sur le mur de front et l'autre coté sur la semelle de fondation.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

Les dimensions du mur de front sont limitées comme suit :

La pente : p=2/3

Lr = 5 ,00 m

Epaisseur : e=0,65cm

4.5. Semelle

On prend e_s = 1,5 m

Longueur de la semelle : L =13,20 m

Largeur de la semelle : l = 6,00 m

4.6. Le corbeau

Pour fermer le vide entre tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieur dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

Hauteur : H = 1,25 m

Hauteur : a = 0,5 m

Epaisseur : e_c = 0,4 m

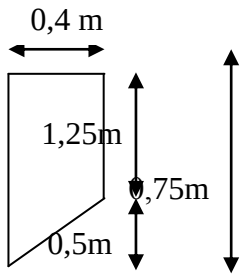


Figure 7.1. Pré dimensionnement du corbeau

4.7. Le sommier d'appui

Le sommier d'appui est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, dans notre cas on a une culée remblayée donc le sommier d'appui est intégré au mur de front.

D'après le guide S.E.T.R.A on prend d'= 0,5m

Soit a: la longueur de l'appareil d'appui⇒a=30cm

Il faut prendre (d"- $\frac{a}{2}$)>0,2m on prend d"=0,50m

Donc l'épaisseur du sommier d'appui sera :

e = a+d'+d"+ épaisseur du mur garde grève

e=1,55m

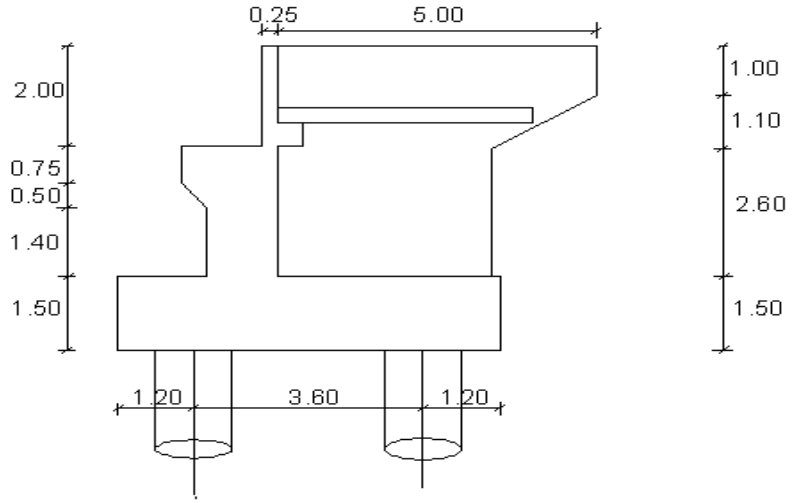


Figure 7.2. Dessin de la culée 1

5. FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

5.1. Cas fondamental

Le mur garde grève est calculée comme une console encastrée dans le chevêtre, il est soumis aux surcharges du remblai et à la poussée des terres.

- **Détermination des sollicitations et du ferraillage**

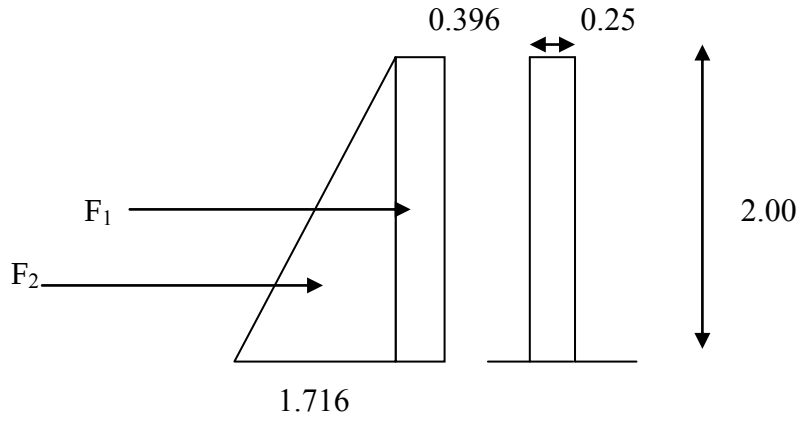


Figure 7.3. Sollicitations du mur garde grève

$$\sigma(h)=Ka\times\gamma_t\times h+Ka\times q$$

Avec :

Ka =0,33 ; γ_t= 2 t/m

q : surcharge de remblai majorée de 20%=1,2t/m².

Si h=0m $\Rightarrow \sigma(0)_1=0,33\times1,2=0,396$ t/m^2

$\Rightarrow F_1=\sigma(h)_1\times h= 0,396\times2,00 = 0,792$ t

Si h=2,00m $\Rightarrow \sigma(2,00)_2=0,33\times2\times2+ 0,396 = 1,716$t/m²

$\Rightarrow F_2 = (\sigma(h)_2 - \sigma(h)_1)/2 \times h = (1{,}716 - 0{,}396)/2 \times 2{,}00 = 1{,}32$ t/m²

Z(m)	σ_v(t/m²)	K_a	σ_h(t/m²)	Force(t)	Pt d'application/ O(m)
0	1,2	0,33	0,396	0,792	1,00
2,00	5,2	0,33	1,716	1,32	0,66

Tableau 7.2. Sollicitations dans le mur garde grève

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = F_1 x_1 + F_2 x_2$$

$M = 0{,}792 \times 1 + 1{,}32 \times 0{,}66 = 1{,}663$ t.m $= 16{,}63 \times 10^{-3}$ MN

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

Avec :

$fbc = \frac{0{,}85 \times fcj}{\gamma b} = \frac{0{,}85 \times 35}{1{,}5} = 19{,}83$ Mpa

$\mu_u = \frac{16{,}63 \times 10^{-3}}{1 \times 19{,}83 \times 1{,}8^2} = 2{,}58 \times 10^{-4}$

$\mu_u = 2{,}58 \times 10^{-4} < \mu_r = 0{,}392 \Longrightarrow$ Section simple armature

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 3{,}22 \times 10^{-4}$

$z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 1{,}79$ m

$\sigma s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 347{,}82$ Mpa

$A_{st} = \frac{16{,}63 \times 10^{-3}}{1{,}79 \times 347{,}82} = 0{,}267$ cm²

5.2. Cas accidentel

- **La poussée dynamique des terres**

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

$k_H = A = 0{,}12$ (coefficient d'accélération de zone groupe 2 (pont important)).

$k_v = 0{,}3 k_H = 0{,}036$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right]^2} = \frac{\cos^2(23{,}40)}{\cos^2(7{,}095) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(23{,}40)}{\cos(6{,}60) \cos(0)}}\right]^2}$$

$\Rightarrow K_{ad}$=0,408

θ = arctan ($\frac{k_h}{1 \pm k_v}$) = arctan ($\frac{0,12}{1 \pm 0,036}$)= 6,60°

H : La hauteur du mur (H = 2 m)

γ : Le poids volumique des terres (γ = 2 t/m^3)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion (φ = 30°)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. (β = 0)

Donc :

$\Rightarrow F_{ad}$=1,69 t

- **La poussée due à la surcharge**

$$F_{ad}(q) = \frac{q \times H}{\cos \beta}(1 \pm k_v) \times K_{ad}$$

$\Rightarrow F_{ad}(q)$ = 1,014 t

$M_u = (F_{ad} + F_{ad}(q)) \times H/2 = (1,69+1,014) \times 2/2$

$\Rightarrow M_u$ = 2,704 t.m

$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2}$ = 4,20×10^{-4}

4,20×10^{-4} <μ_r = 0,392 ⟹ Section simple armature

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$ =5,25×10^{-4}

$z = d(1 - 0,4\alpha)$= 1,79 m

$\sigma s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ =347,82 Mpa

$A_{st} = \frac{27,04 \times 10^{-3}}{1,79 \times 347,82}$ = 0,434 cm²

5.3. Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A

Amin=0,5%B⇨Amin =0,5%(0,25×1) = 12,5cm²

On compare :

Ast=0,434 cm^2< $Amin_{(R.P.O.A)}$ = 12,5cm²

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.

On adoptera alors :

6HA16 ; Ast=12,06cm² ⇒partie tendue avec un espacement de 15cm

6HA12 ; Ast=6,79cm² ⇒partie comprimée avec un espacement de 20cm.

5.4. Armatures de répartition

Ar=25% ×Ast⇒Ar =0,25 × 12,5= 3,125 cm².

On adopte :

5HA12/ml⇒Ar =5,65cm² ; partie tendue avec un espacement de 20cm.

6. LA DALLE DE TRANSITION

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un coté sur le corbeau et de l'autre coté sur le remblai compacté.

6.1. Evaluation des charges

- Poids propre de la dalle : 0,3×1×2,5 = 0,75 KN/ml
- Poids propre des terres : 1×2×1,03 = 2,06 KN/ml
- Surcharge remblai : 1×1,2 = 1,2 KN/ml
- Revêtement de la chaussée : 0,085×1×2,2 = 0,187 KN/ml

Σ q = 4,197 KN/ml

6.2. Ferraillage de la dalle de transition

- **ELU**

qu=1,35G+1,5Q= 1,35×(0,75 + 2,06 + 0,187) +1,5×1,2

q_u = 5,84 t/ml

$M_u = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{5,84 \times 4^2}{8}$ = 11,68 t.m

$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{116,8 \times 10^{-3}}{1 \times 19,83 \times 0,27^2}$ = 0,080

0,080 <μ_r = 0,392 ⟹ Section simple armature

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$ = 0,104

$z = d(1 - 0,4\alpha)$= 0,258 m

$\sigma s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ =347,82 Mpa

$A_{st} = \frac{116,8 \times 10^{-3}}{0,258 \times 347,82}$ = 13,01 cm²

On prend 7T20 = 21,99 cm² avec esp = 15 cm

- **ELS**

q_s = G+Q=0,75 +2,06 + 0,187 + 1,2 = 4,197 t/ml

$M_s = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{41{,}97 \times 10^{-3} \times 4^2}{8} = 0{,}0839$ MN

Il faut vérifier ces deux conditions : $-\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$-\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

- Détermination de l'axe neutre (x) :

$\frac{bx^2}{2} + n \times Asc\,(x-d') - n \times Ast\,(d-x) = 0$ …… (1)

$(1) \Rightarrow 0{,}5x^2 + 15 \times 21{,}99 \times 10^{-4} x - 89{,}059 \times 10^{-4} = 0$

$\Rightarrow x = 0{,}085$ m

- Détermination des contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}$

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

$I = \frac{1 \times 0{,}085^3}{3} + 15 \times 21{,}99 \times 10^{-4}(0{,}27-0{,}085)^2$

$I = 8{,}765 \times 10^{-4}$ m^4

$\sigma_{bc} = \frac{0{,}0839 \times 0{,}085}{8{,}765 \times 10^{-4}} = 8{,}13$ Mpa

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc28 = 0{,}6 \times 35 = 21$ Mpa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ condition vérifiée

$\sigma_{st} = n \times \frac{Ms \times (d-x)}{I}$

$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0{,}0839 \times (0{,}27-0{,}085)}{8{,}765 \times 10^{-4}}$

$\sigma_{st} = 265{,}62$ Mpa

$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe;\ \max\left(0{,}5fe,\ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right)$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2{,}7$

$\overline{\sigma}_{st} = \min(266{,}66 ;\ 228{,}63) = 228{,}63$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ condition non vérifiée

On augmente la section d'armature on adopte Ast = 25,13 cm² (8T20)

$\sigma_{bc} = 6{,}49 < \overline{\sigma}_{bc} = 21$ Mpa $\Rightarrow$ condition vérifiée

$\sigma_{st} = 143{,}90 < \overline{\sigma}_{st} = 228{,}63$ Mpa $\Rightarrow$ condition vérifiée

- **Armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_{st}}{4}$ = 3,27 cm²

On prend 5T12 = 5,65 cm²

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,84 \times 4}{2}$ = 11,68 t

$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

τ_u=43,26 t/m< 163,33 t/m⇒condition vérifiée

7. ETUDE DU CORBEAU

Il forme un appui à la dalle de transition encastré sur le mur de grève. On calcule le corbeau comme une console encastrée sur le mur garde grève.

7.1. Condition d'une console courte

Les dimensions du corbeau sont :

d ≥ max (a ; L)

1,2 ≥ 0,5 ⇒condition vérifiée

7.2. Cisaillement

On va vérifier le cisaillement dans le corbeau.

$\overline{\tau_u} = \min[4 ; 0,03(2 + \rho) \times \min(f_{c28} ; 30)]$

Avec :

ρ=min ($\frac{l}{a}$;4)= 2

$\overline{\tau_u}$ =360 t

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$\tau_u = \frac{11,68}{1 \times 1,38}$= 8,46 t

$\tau_u < \overline{\tau_u}$⇒ condition vérifiée

$Z = \min \left[0,75 \times d \times (1 + \rho/10) ; 1,2 \times a (0,8 + \rho/5)\right]$

Z = 0,72 m

$M_u = \frac{V_u \times L}{2} = \frac{11,68 \times 0,40}{2} =$ 2,33 t.m

Le ferraillage est : $A_s = \frac{2,33}{0,72 \times 34782,6}$ = 0,93 cm²

7.3. Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A

Amin=0,5%B⇒Amin =0,5%×(0,40×1)=2×10^{-3}m² = 20 cm²

On compare : Ast=2,51 cm²< $Amin_{(R.P.O.A)}$ = 20 cm²

On adoptera alors : $Amin_{(R.P.O.A)}$ = 20 cm²

On choisit : Ast =28,27cm² (9HA20) avec un espacement de15 cm

7.4. Armatures de répartition

Ar=25%$A_{st\ min}$ ⇒25%×(28,27) =7,06cm²

On adopte : Ast =10,05cm² (5HA16) avec espacement de 20 cm

8. ETUDE DU MUR EN RETOUR

Du point de vue mécanique, un mur en retour constitue un élément complexe puis qu'il s'agit d'une plaque encastrée sur une partie de son contour et soumise à un système de surcharge repartie à étudier séparément.

8.1. Dimensionnement

On propose un mur en retour avec la section suivante :

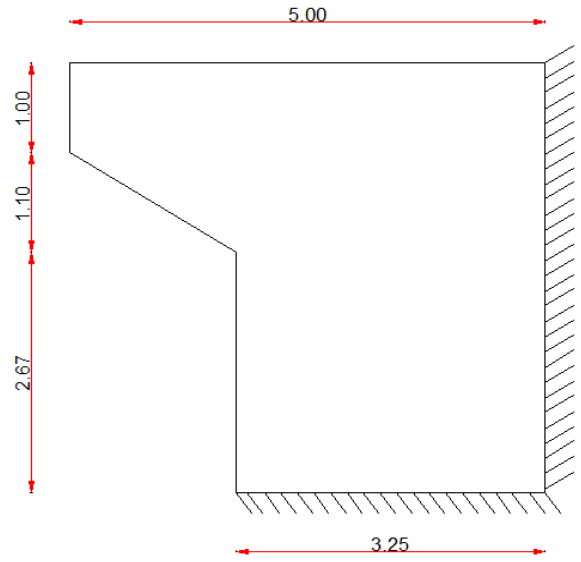


Figure 7.4. Dimensions du mur en retour

8.2. Détermination des contraintes

8.2.1. Cas accidentel

- **La poussée dynamique des terres**

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1\pm k_v)H^2\times K_{ad}$$

k_H = A = 0,12

k_v = 0,3 k_H = 0,036

Avec:

$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right]^2} = \frac{\cos^2(23.40)}{\cos^2(7.095) \left[1+\sqrt{\frac{\sin(30) \sin(23.40)}{\cos(6.60) \cos(0)}}\right]^2}$

$K_{ad} = 0{,}408$

$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = \arctan\left(\frac{0.12}{1 \pm 0.036}\right) = 6.60^o$

H : La hauteur du mur (H = 4,77m)

γ : Le pois volumique des terres (γ = 2 t/m^3)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ($\varphi = 35^o$)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ($\beta = 0$)

Hauteur (m)	**F_{ad}(t/m²)**
4,77	9,617
2,1	1,864
1	0,422

Tableau 7.3. Calcul de la poussée dynamique des terres

- **La poussée due à la surcharge**

$$F_{ad}(q) = \frac{q\,H}{\cos\beta}(1 \pm k_v)\,K_{ad}$$

$F_{ad}(q) = 2{,}419$ t/m²

8.2.2. Cas fondamental

La surcharge du remblai supportant une chaussée q =1t/m², majorée de 20% = 1,2t/m²

$\sigma(h) = Ka \times \gamma t \times h + Ka \times q$

Ka=0,33 ; γt=2t/m^2

E.L.U : $\sigma(h) = Ka \times (1{,}35\gamma t \times h + 1{,}5 \times q) = Pu$

E.L.S : $\sigma(h) = Ka \times \gamma t \times h + Ka \times q = Ps$

h(m)	**σ(h) [t.m²]**	
	E.L.U	**E.L.S**
0	0,594	0,396
4,77	4,844	3,544

Tableau 7.4. Les contraintes sur le mur en retour

8.2.3. Détermination du ferraillage

On a modélisé le mur en élément Shell, les résultats des moments sont obtenus par le logiciel SAP2000.

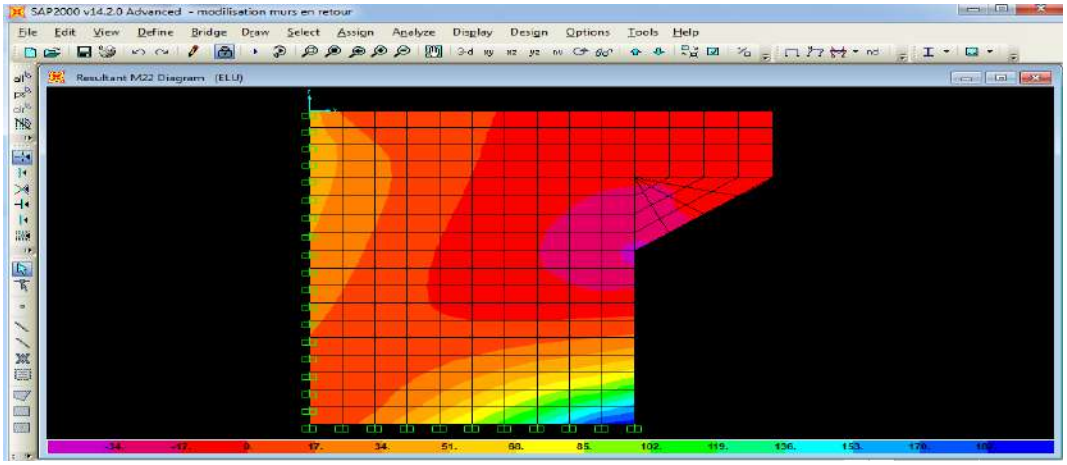


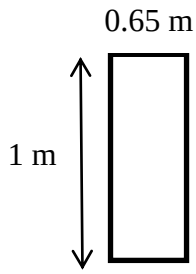
Figure 7.5. Modélisation du mur en retour

Moment (t.m) Effort tranchant (t)	Sens vertical		Sens horizontal	
	M22	F22	M11	F11
ELU	196.2332	355.6	148.5626	238.73
ELS	93.9661	263.41	70.3686	176.83

Tableau 7.5. Moments et efforts tranchants à L'ELU et L'ELS

- **Sens vertical**

À L'aide de logiciel LOGIBAT (SOCOTEC).



On adoptera :

Côté Remblai :

7T20 (21,99 cm2) partie inferieur ; espacement=15 cm

7T16 (14,07 cm2) partie supérieur ; espacement=15 cm

Autre côté :

T14 partie inferieur et supérieur ; espacement=15 cm

- **Sens horizontal**

On adoptera :

Côté Remblai :

7T16 (14,07cm2) partie inferieur ; espacement=15 cm

7T14 (10,78 cm2) partie supérieur ; espacement=15 cm

Autre côté :

T14 partie inferieur et supérieur ; espacement=15 cm

- **Condition de non fragilité**

$A_{s\,min} \geq 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 1 \times 0{,}54 \times \frac{2{,}7}{400} = 8{,}38 cm^2$

$A_s = 36{,}06\ cm^2 > 8{,}38\ cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

9. MUR DE FRONT

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres), surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitation.

9.1. Les sollicitations du mur de front

Mur garde grève : 0,25×2×2,5 = 1,25 t/ml

Corbeau d: 0,5×0,4×2,5 = 0,5 t/ml

Corbeau g: 0,75×0,4×2,5 = 0,75 t/m

: 0,5×0,4×2,5 = 0,5 t/m

Mur de front : 2,65×1,1×2,5 =7,287 t/ml

Réaction du tablier : 308,95/10 = 30,895 t/ml

Poussée des terres : $\frac{1}{2}$ ×0,33×2×(6,2)² = 12,8 t/ml

Surcharge du remblai horizontal : 0,33×1,2×4,7 = 1,879 t/ml

Surcharge de Mc120 : 118,60/9,3 = 12,75 t/ml

9.2. Combinaison fondamental

- **ELU**

On prendra les Combinaisons des charges les plus défavorables.

Combinaison fondamentale : ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8Qvl

Eléments	coef	Vi(t)	Hi (t)	D/0(m)	M/0 (t.m2)
murs garde grève	1,35	1,69	/	-0,43	-0,72
murs de front	1,35	9,84	/	0,00	0,00
corbeau d	1,35	0,68	/	-0,75	-0,51
Corbeau g	1,35	1,01	/	0,75	0,76
Corbeau g	1,35	0,68	/	0,68	0,46
Poussée des terres	1,5	/	19,20	1,57	30,08
Poussée remblai horizontal	1,5	/	2,82	2,35	6,62
Réaction tablier	1,35	41,71	/	0,00	0,00
V.L.T	0,8	/	28,64	-2,90	-83,06
Mc120	1,35	17,21	/	0,00	0,00
Total		72,81	50,66		-46,36

Tableau 7.6. Récapitulatif des moments à l'ELU

Ferraillage du mur de front à l'ELU :

Le mur de front est calculé en flexion composée.

h = 1,1m ; b = 1 m ; d' = 0,1h=0,11 m ; d = 0,9h= 0,99 m

N_u = 81,58 t

Mu=Ms-Mr

M_u = 46,36 t.m

e = $\frac{M_u}{N_u}$ = 0,568 m

e > $\frac{h}{6}$ = 0,18 m ⟹ Section partiellement comprimée

$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$ ⇒M_a = 46,36+ 81,58(0,99– 0,55) ⇒ M_a = 82,26 t.m

$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2}$

Avec :

f_{bc} =19,83 Mpa

μ_u = 0,0423 < μ_r = 0,392 ⟹ Section à simple armature.

A_2 = 0

$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}}(\frac{M_a}{z} - N_u)$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$=347,82 Mpa

α = 0,054

z = 0,965 m

$A_1 = \frac{1}{347,82}(\frac{822,6\times10^{-3}}{0,965} - 815,8 \times 10^{-3})$ = 1,05 cm²

Donc : A1 > 0

- On ferraille avec la section non fragile :

S.N.F=0,23×b×d×(f_t/f_e)⇒ S.N.F=0,23×1,00×0,99× (270/40000)=15,36 cm²

– **ELS**

Combinaison fondamental : ELS=G+Q+Mc120+0,6Qvl

Eléments	coefficient	Vi(t)	Hi (t)	D/0(m)	M/0 (t.m2)
murs garde grève	1	1,25	/	-0,43	-0,53
murs de front	1	7,29	/	0,00	0,00
corbeau g	1	0,50	/	-0,75	-0,38
Corbeau	1	0,75	/	0,75	0,56
	1	0,50	/	0,68	0,34
poussée ds terres	1	/	12,80	1,57	20,05
pou.sur.horizontal	1	/	1,88	2,35	4,42
-réaction. Tablier	1	30,90	/	0,00	0,00
V.L.T	0,6	/	21,48	-2,90	-62,29
Mc120	1	19,25	/	0,00	0,00
Total		60,43	36,16		-37,83

Tableau 7.7. Récapitulatif des moments à l'ELS

N_s = 60,43 t

M_s = 37,83 t.m

On augmente la section d'armature on adopte :

A_1= 12,06 cm² (6T16) ; espacement =16 cm

on a :

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3{,}73 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 1800 \text{t/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \sigma_{st} = -79{,}9 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 21560 \text{t/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

10.ETUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON

Dans le cas des appuis de pont, les types de fondation employée varient en fonction de l'éloignement du « bon sol ».

Dans le cas de notre ouvrage, le bon sol se trouve loin, la situation efficace consiste à opter pour une fondation sur pieux nécessairement solidarisés en tête par une semelle très rigide disposée au-dessous du niveau des plus grands affouillements.

10.1. Pré dimensionnement

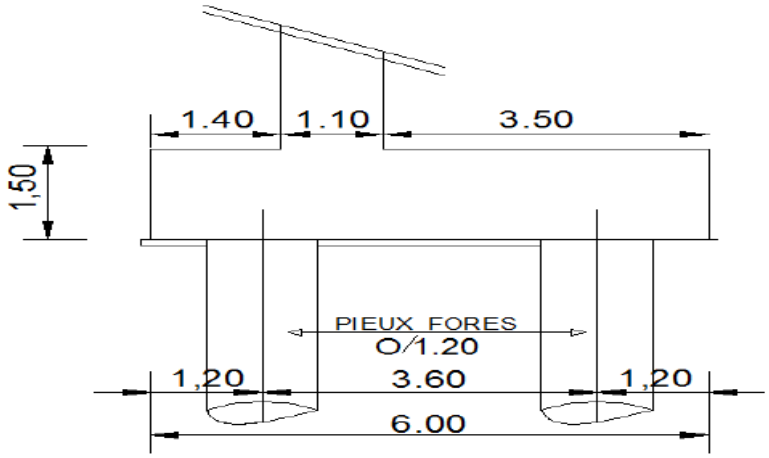


Figure 7.6. Pré dimensionnement de la semelle de liaison

- La formule de l'entraxes entre les pieux est donnée par :

$L \geq 3 \times \emptyset \Rightarrow L \geq 3 \text{ x } 1{,}2 \Rightarrow L \geq 3{,}6$ m

On prend : L = 3,6 m

- La largeur de la semelle est donnée par :

$A \geq L + \emptyset p + 30\ cm \Rightarrow A \geq 3{,}6+1{,}2+0{,}3 \Rightarrow A \geq 5{,}1$ cm

On prend : A = 6,00 m

- La longueur de la semelle est donnée par :

$B \geq \max [A ; \emptyset] + 30$ cm

$B \geq \max [6{,}00 ; 1{,}2] + 30$ cm

$B \geq 6{,}3$

On prend : B =13,20 m

On adopte le nombre des pieux est égal à 6 pieux de diamètre $\emptyset$ = 1,2 m

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

A =6,00 m

B=13,20m

H=1,50 m

10.2. Sollicitations

10.2.1. Efforts horizontaux

- Variation linéaire du tablier : 24,812 t
- Freinage : 6,115 t
- Séisme : 45,38 t

10.2.2. Efforts verticaux

- **Poids propre de la culée**

Eléments	formule	Vi(t)
murs garde grève	2×0,25 ×10×2,5	12,5
corbeau gauche	0,5×0,4×9,7×2,5	4,85
corbeau droite	0,75×0,4×9,7×2,5	7,275
	0,5×0,4×9,7×2,5	2,425
murs de front	2,65×1,1×10×2,5	72,875
dalle de transition	0,3×4×9,6×2,5	28,8
murs de retour	4,7×3,35×0,6×0,75	23,617
	1×1,25×0,6×2,5	1,875
	1,1×1,25×0,6×2,5	1,031
Semelle	1,5×6×13,2×2,5	297
Total		452,248

Tableau 7.8. Poids propre de la culée

- **Poussée des terres**

$$Ph = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :

Ka : Coefficient actif de poussée

$Ka = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}) = 0{,}333$ Avec : φ=30°

γ : Poids volumique du remblai = 2 t/m³

h : Hauteur totale de la culée H = 6,2 m

L : Longueur du mur de front L = 10 m

$Ph = \frac{1}{2} \times 0{,}333 \times 2 \times (6{,}2)^2 \times 10$=128 t

- **Poids des terres**
  - Sur le patin (gauche) : on considère qu'il n'y a pas de remblai
  - Sur le patin (droite) :$P_{td} = 3{,}5 \times 4{,}7 \times 10 \times 2$=329 t

- **Surcharge de remblai :**

La surcharge du remblai supportant une chaussée q = 1 t/m².

Majorée de 20% = 1,2 t/m².

- **Poussée de la surcharge**

$Ph = Ka \times q \times h \times L$

$Ph = 0{,}333 \times 1{,}2 \times 4{,}7 \times 10$

Ph=18,79 t

$Pv = 3{,}5 \times 1{,}2 \times 10$

Pv=42 t

- **La poussée dynamique des terres**

$$Fad = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 \pm k_v) K_{ad} - K_a]$$

K_h=A=0,12 (Coefficient d'accélération de zone groupe 2 (Pont important)).

K_v=0,3K_h=0,036

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE

Avec:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right]^2} = \frac{\cos^2(23.40)}{\cos^2(7.095) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(23.40)}{\cos(6.60) \cos(0)}}\right]^2} = 0{,}408$$

θ = arctan ($\frac{k_h}{1 \pm k_v}$) = arctan ($\frac{0.12}{1 \pm 0.036}$)= 6,60°

H : La hauteur du mur (H = 6,2m)

γ : Le pois volumique des terres (γ = 2 t/m^3)

φ : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion (φ = 30°)

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. (β = 0)

F_{ad}=3,56t/m

- **La poussée due à la surcharge**

Fad (q) $=$ q × H [(1 $\pm$ kv)K_{ad}]

$Fad(q)$=3,14 t/m

- **Sous charges permanentes**

Eléments	Formule	Vi(t)	D/0(m)	M/0 (t.m2)
murs garde grève	2×0,25×10×2,5	12,50	2,38	29,69
corbeau d	0,5×0,4×9,7×2,5	4,85	2,70	13,10
corbeau g	0,75×0,4×9,7×2,5	7,28	1,20	8,73
corbeau g	0,5×0,4×9,7×2,5	2,43	1,27	3,07
murs de front	2,65×1,1×10×2,5	72,88	1,95	142,11
dalle de transition	0,3×4×9,6×11,52×2,5	28,80	4,50	129,60
murs de retour	4,7×3,35×0,6×0,75	23,62	4,18	98,60
murs en retour	1×1,25×0,6×2,5	1,88	6,48	12,14
murs en retour	1,1×1,25×0,6×2,5	1,03	6,27	6,46
Semelle	1,5×6×13,2×2,5	297,00	3,00	891,00
Total		452,25		1334,50

Tableau 7.9. Sous charge permanente

10.3. Combinaison des charges

Les combinaisons de charges sont conformes au règlement BAEL91.

On prendra les Combinaisons des charges les plus défavorables

- **ELU**

a) Combinaison Fondamentale

Situation d'Exploitation : 1,35 G + 1,35 Mc120+1,5Q+ 0,8Qvlt

b) Combinaison Accidentelle

Situation accidentelle : 1,036 G + Q + F_a + 0,2 Mc120

10.4. Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle

Combinaison fondamental : ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8Qvl

Eléments	Coefficient	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1,35	16,88	/	0,63	10,55
corbeau d	1,35	6,55	/	0,30	1,96
corbeau g	1,35	9,82	/	1,80	17,68
Corbeau g	1,35	3,27	/	1,73	5,67
murs de front	1,35	98,38	/	1,05	103,30
dalle de transition	1,35	38,88	/	-1,50	-58,32
murs en retour	1,35	31,88	/	-1,18	-37,46
murs en retour	1,35	2,53	/	-3,48	-8,80
murs en retour	1,35	1,39	/	-3,27	-4,55
Semelle	1,35	400,95	/	0,00	0,00
poussée des terres	1,35	/	172,80	2,07	357,11
Poids .terre	1,35	529,20	/	-1,25	-661,50
Poussée .surch.horizontal	1,5	/	28,19	2,35	66,23
Poussée .surch.vertical	1,5	63,00	/	-1,25	-78,75
réaction tablier	1,35	417,08	/	1,40	583,92
V.L.T	0,8	/	19,86	4,40	87,37
Mc120	1,35	160,03	/	1,40	224,04
Total		1779,85	220,84		608,45

Tableau 7.10. Récapitulatif des sollicitations à l'ELU

La stabilité de l'ensemble est assurée par le biais des fondations.

Combinaison fondamental : ELS =G+Q+Mc120+0,6Qvl

Elément	Coefficient	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1	12,50	/	0,63	7,81
corbeau d	1	4,85	/	0,30	1,46
corbeau g	1	7,28	/	1,80	13,10
corbeau g	1	2,43	/	1,73	4,20
murs de front	1	72,88	/	1,05	76,52
dalle de transition	1	28,80	/	-1,50	-43,20
murs en retour	1	23,62	/	-1,18	-27,75
murs en retour	1	1,88	/	-3,48	-6,52
murs en retour	1	1,03	/	-3,27	-3,37
Semelle	1	297,00	/	0,00	0,00
poussée des terres	1	/	128,00	2,07	264,52
poids des terres	1	392,00	/	-1,25	-490,00
Poussée .surch.horizontal	1	/	18,79	2,35	44,16
Poussée .surch.vertical	1	42,00	/	-1,25	-52,50
Réaction de tablier	1	308,95	/	1,40	432,53
V.L.T	0,6	/	14,89	4,40	65,52
Mc120	1	118,54	/	1,40	165,96
Total		1313,74	161,68		452,44

Tableau 7.11. Récapitulatif des sollicitations à l'ELS

La stabilité de l'ensemble est assurée par le biais des fondations.

Combinaison accidentelle : ELU acc=1,036G+Q+0,2Mc120+Fa

Eléments	Coefficient	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1,036	12,95	/	0,63	8,09
corbeau d	1,036	5,02	/	0,30	1,51
corbeau g	1,036	7,54	/	1,80	13,57
corbeau g	1,036	2,51	/	1,73	4,35
murs de front	1,036	75,50	/	1,05	79,27
dalle de transition	1,036	29,84	/	-1,50	-44,76
murs en retour	1,036	24,47	/	-1,18	-28,75
murs en retour	1,036	1,94	/	-3,48	-6,75
murs en retour	1,036	1,07	/	-3,27	-3,49
Semelle	1,036	307,69	/	0,00	0,00
poussée des terres	1,036	/	9,84	4,13	40,68
	1,036	/	132,61	2,07	273,97
poids.terre arrière	1,036	406,11	/	-1,25	-507,64
Poussée .surch.horizontal	1	/	4,31	2,35	10,13
poussée .surch.vertical	1	42,00	/	-1,25	-1,25
réaction. Tablier	1,036	320,07	/	1,40	448,10
efforts sismique (Fa)	1	/	84,82	4,40	373,21
Mc120	0,2	23,71	/	1,40	33,19
Total		1260,42	231,58		693,43

Tableau 7.12. Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle

La stabilité de l'ensemble est assurée par le biais des fondations.

10.5. Réactions des pieux de la culée

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode n'est valable que si ces deux conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \end{cases}$$

Dans notre cas, ces conditions sont vérifiées.

a) Combinaison fondamentale

– **ELU**

M_u = 608,45 t.m

N_u = 1799,85 t

Soit la section d'un pieu : S = πr^2 =1,1304 m²

On a deux files de 3 pieux donc : B=6S

Le moment d'inertie est le suivant : $I = 3\times2\times S\times V^2 = 19{,}44\times S\ m^4$

V = 1,8 m

On a:

$$\sigma = \frac{N_u}{B} \pm \frac{M_u \times V}{I}$$

$R=\sigma\times S$

D'où:

$$R_1 = \frac{1779{,}85}{6} + \frac{608{,}45\times1{,}8}{19{,}44} = 352{,}97\ t$$

$$R_2 = \frac{1654{,}58}{8} - \frac{608{,}45\times1{,}8}{19{,}44} = 240{,}30\ t$$

- **ELS**

M_s = 452,44 t.m

N_s = 1313,74 t

On a:

$$\sigma = \frac{N_u}{B} \pm \frac{M_u \times V}{I}$$

$R=\sigma\times S$

D'où:

$$R_1 = \frac{1313{,}74}{6} + \frac{452{,}44\times1{,}8}{19{,}44} = 260{,}84\ t$$

$$R_2 = \frac{1313{,}74}{8} - \frac{452{,}44\times1{,}8}{19{,}44} = 177{,}06\ t$$

b) Combinaison accidentelle

Mu acc = 693,43 t.m

N_u acc = 1260,42 t

On a:

$$\sigma = \frac{N_u}{B} \pm \frac{M_u \times V}{I}$$

$R=\sigma\times S$

D'où:

$$R_1 = \frac{1260{,}42}{6} + \frac{693{,}43\times1{,}8}{19{,}44} = 274{,}27\ t$$

$$R_2 = \frac{1260{,}42}{8} - \frac{693{,}43\times1{,}8}{19{,}44} = 145{,}86\ t$$

Efforts obtenus :

N1=260,84 t ; N2=177,06 t

T1= (0,475/1,45)×260,84 = 85,44 t

T2= (2,575/1,45)×177,06 = 314,43t

10.6. Estimation de la charge nominale

La charge nominale est la charge admissible vis-à-vis de la résistance du sol. Pour les besoins de l'estimation de la charge nominale de ces pieux nous allons référer à la méthodologie exposée par J-Costet et Sanglerat.

- **Méthode Sanglerat**

$$Qn = \frac{A}{3}Qp + \frac{Qf}{2}$$

Avec :

A : aire de la section droit du pieu.

φ=20,73° ; C = 6,2Kpa ; D = 21 m ;(Nc = 15,81 ;Nq = 7,07 ; Nγ = 4,19) ; γ =2 t/m^3 ; Kpγ=1,5 ; δ= $\frac{2}{3}\varphi$=13,82°

Qf : frottement latéral mobilisable le long du fut à la rupture :

$Qf = (Kp\gamma \sin\delta)\gamma\frac{D^2}{2}p$

Avec :

P : périmètre du pieu.

D : longueur du pieu.

Kpγ : coefficient de butée.

δ : Obliquité de la butée par rapport au pieu.

γ : densité du milieu considéré.

$Qf = (1,5\sin 13,82)\times 2\times \frac{21^2}{2}\times 3,768 = 595,39$ t

Qp : résistance de pointe à la rupture :

$Qp = \gamma DNq + 1,2cNc$

$$Ka = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0,472 \qquad Kp = tg^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) = 2,11$$

$Qp = 2\times 21\times 7,07 + 1,2\times 0,62\times 15,81 = 308,70$ t

$Qn = \frac{\pi(1,2)^2}{3\times 4}\times 308,70 + \frac{595,39}{2} = 414,072$ t

- **ELU :** $\frac{Qf+Qp}{1,4} = \frac{595,39+308,70}{1,4} = 645,77$ t

- **ELS :** $\frac{Qf}{2} + \frac{Qp}{3} = \frac{595,39}{2} + \frac{308,70}{3} = 400,6$ t
- **ELU acc :** $\frac{Qf+Qp}{1,3} = \frac{595,39+308,70}{1,3} = 695,45$ t

	Pile		φ=20,73° D=21m
	R1	**R2**	
ELU	212,09	201,55	645,77
ELUacc	177,34	113,58	400,6
ELS	156,29	148,44	695,45

Tableau 7.13. Réactions des pieux sous les différentes combinaisons

10.7. Ferraillage de la semelle de liaison

- **Les Armatures principale**s

On prend 24HA25=117,84 cm^2 avec esp 15 cm

- Armature constructive :

  On prend HA20 esp 15 cm

- **Les armatures transversales**

At_{inf} =1/4×Al_{inf} =117,84/4=29,46 cm^2, on prend 17T16 = 34,18 cm^2 avec esp 20 cm

- Armature constructive :

  On prend HA16 esp 20cm

10.8. Ferraillage des pieux de la culée

Pour le calcul de l'effort et le moment pour chaque pieu, on a utilisé un programme GWBASIC élaboré par la SEROR.

a) Paramètre de calcul

Dans ce programme, on utilisée certain paramètres :

E : module de déformation du béton 2×10^6 t/m

K : coefficient de rigidité du sol.

Nombre de fils égale : 2.

Diamètre extérieur des pieux : 1.2 m.

Condition en pied : libre

Nombre de couches : 2 couches.

Couche 1 : des Galets de différent taille et de nature dur à très dur à matrice sableuse (épaisseur entre 1,5 et 19,5 m)

Dans notre cas on a 2 coefficients de rigidité.

- **Pour les sollicitations de courte durée (cas Accidentelle)**

D'après le fascicule 62 titre V **:**

$K_f=\frac{12Em}{\frac{4}{3}\times\frac{B_0}{B}(2{,}65\times\frac{B}{B_0})^{\propto}+\propto}$ pour $B\geq B_0$

$K_f=\frac{12Em}{\frac{4}{3}\times(2{,}65)^{\propto}+\propto}$ pour $B\geq B_0$

Avec :

B_0=0,6 m ; B : diamètre des pieux

Em =65MPa

α : étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux du fascicule 62

α =1/2

$K_f=\frac{12Em}{\frac{4}{3}\times\frac{B_0}{B}(2{,}65\times\frac{B}{B_0})^{\propto}+\propto}=\frac{12\times65}{1{,}33(\frac{0{,}6}{1{,}2})\left(2{,}65\times\frac{1{,}2}{0{,}6}\right)^{0{,}5}+0{,}5}$=38405,7 t/m²

- **Pour les sollicitations de longue durée (cas fondamentale)**
  K1=Kf/2 =19201.85 t/m²

Les sollicitations au niveau de la semelle:

	ELU Fondamentale	**ELU Accidentelle**	**ELS Rare**
N(t)	1779,85	1260,42	1313,74
M(t.m)	608,45	693,43	452,44
T (t)	220,84	231,58	161,68

Tableau 7.14. Sollicitations au niveau de la semelle

b) Résultats du programme

Tassement : 0,13086 mm

Rotation : 0,00019 rd

Déplacement horizontale à la base : 0,38013mm

c) Ferraillages des pieux (ELS)

N1 = 202,862 t

N2 = 125,572 t

M_s = 9,382 t.m

Ces efforts donnent un ferraillage négligeable, soit un ferraillage minimum de :

0,8% ×(A. pieu) (puisqu'il s'agit d'une zone sismique) ;

Nous aboutirons sur une section de 19 HA 25.

– **Armatures transversales**

ϕ_l=20 mm donc on adopte ϕ_t=14 mm

Espacement des cerces $=12\phi_l=24$ cm

D'après le RPOA : puisqu'on a des pieux en béton, on met des renforts sur une profondeur $2\times d=2,4$m à partir de la tête du pieu avec un esp =10cm.

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise au sein du département de génie civil, aussi grâce aux calculs effectués manuellement, nous avons acquis des ordres de grandeurs très importantes qui nous servirons dans le domaine professionnel.

Nous avons fait suivit tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplis tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité.

(1) : **Les ponts APMBTP08**.Lycée du B.T.P.Gaudier Brzka-Saint Jean de brayes-Orléans.

(2) : **Lacroix M.R et all**. Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I-section I) BAEL 91 révisé 99.

(3) : **Guide S.E.T.R.A**. Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension).

(4) : **Bekkal Brikci W, Dali Youcef .** Etude d'un ouvrage d'art en béton précontraint.Université AbouBakr Blekaid,Tlemcen,Algérie.

(5) : **Document technique règlementaire D.T.R**. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Fascicule 61 titre II.

(6) : **Yazid A**. Béton précontraint : cours et exercices. Centre universitaire de Bechar, institue de génie civil.

(7) : **Lacroix M.R et all**. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62(titre I-section II) BPEL 91 révisé 99.

(8) : **Document technique règlementaire D.T.R**. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA 2008.

(9) : **Document technique règlementaire D.T.R.** Règles parasismiques Algérien.RPA 99 version 2003.

(10) : Logiciel SaP2000.