République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude de viaduc 22.5 du K22+440 au PK22+845 de la liaison autoroutière reliant le port Djendjen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma

Présenté par :
LAZIRI Chemseddine
MREZIGUE Abdeslem

Encadré par :
Mr BAYASLI Rachid
Mr BOUDLEL Tayeb

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

الملخص:

العمل الحالي لمشروع التخرج هو موضوع تصميم ودراسة جسر الطريق السريع الرابط بين ميناء جن جن والطريق السريع شرق غرب العلمة بين النقطتين الكيلو متري كلم 22+440 وكلم 22+845 رقم الجسر ج22.5

بدأنا عملنا بنظرة عامة على الجسور ثم بعرض للمشروع المعني بالإضافة إلى تقييم الإجراءات وفرضيات الحساب، بعد

ذلك انتقلنا إلى التصميم العام للجسر حيث اقترحنا خيارين للمشروع واستنادا على تحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر مبني باستعمال روافد من الخرسانة مسبقة الإجهاد، تتم دراسة هذا الأخير على مرحلتين رئيسيتين: دراسة البنية الفوقية ودراسة البنية التحتية، حيث تتم النمذجة ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS باستخدام برنامج

.إجراء فحوصات الحساب وفقا للمعايير والقواعد المعمول بها

الكلمات المفتاحية: جسر الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر الطريق السريع، البنية الفوقية، البنية التحتية

Résumé

Le présent travail du projet de fin d'études fait l'objet de la conception et l'étude d'un pont Autoroutier la pénétrante DJEN DJEN -EL-EULMA de PK22+440 au PK 22+845

Nous avons débuté notre travail par une généralité sur les ponts ensuite par une présentation du projet en question ainsi qu'une évaluation des actions et hypothèses de calcul. Ensuite, on a entamé la conception de l'ouvrage où l'on a proposé deux variantes aux projets et sur la base de choix multicritères, nous avons opté pour la variante pont à poutre en béton précontraint par post tension. L'étude de la variante retenue se fait en deux étapes majeures : l'étude de la superstructure et l'étude de l'infrastructure, dans lesquelles la modélisation est faite

Avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et les vérifications de calcul sont effectuées conformément aux normes et aux règles en vigueur.

Mots clés : pont à poutre en béton précontraint par post tension, pont autoroutier, l'étude de la Superstructure, l'étude de l'infrastructure, spectre

Abstract

The present work of the final study project is the subject of the design and study of a motorway bridge in the works of the ring road related between Djen -Djen and EL Eulma From the PK 22+440 to 22+845

We began our work with a generality on the bridges and then with a presentation of the project in question as well as an evaluation of the actions and calculation hypotheses. Then we started the general design of the bridge, and two different variants were proposed, extending to the needs of the project, and on the basis of multiple criteria, we opted for pre stressed concrete girder bridge variant. The study of the selected variant is made in two major steps: the study of the superstructure and the study of the infrastructure, in which the modelling is done with the software ROBOT

STRUCTURAL ANALYSIS, and calculation checks are carried out in accordance with the current standards and rules.

Keywords: Prestressed, concrete, bridge, spectrum

Remerciements

D’abord, je tiens à remercier ALLAH le Clément, le Miséricordieux, pour nous avoir guider et bénéficier de l’Enseignement qui nous a été prodigué dans cette illustre Ecole ENSTP et nous avoir donné la volonté et la force nécessaire afin de réaliser ce modeste travail.

Nous adressons nos profonds remerciements à nos parents qui tout au long de notre cursus, nous ont toujours encouragé et soutenu.

Nous souhaitons qu’ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l’aboutissement de de leurs efforts ainsi que l’expression de notre affectueuse gratitude.

On tient témoigner notre profonde et sincère gratitude à notre encadreur Monsieur DR . BAYASLI RACHID pour sa disponibilité, sa patience, son savoir et son dévouement sans borne. Pour leur précieux conseils et orientation et tous ce qui font pour nous.

Nous remercions également Monsieur BOUDELEL TAYEB , Ingénieur consultant ouvrages d’art, pour toute l’aide qu’il nous a apportée ainsi que pour sa bienveillance

Nous remercions également Mme MEHIAOUI HADJEBAR Mahdia Y, Maitre de conférences classe B, pour ses conseils méthodologiques, son implication ainsi que pour l’intérêt incontestable apporté à l’élaboration de ce projet.

. Nous désirons aussi remercier tous nos professeurs de l’E.N.S.T.P pour le savoir qu’ils nous ont transmis.

Merci aux responsables de la bibliothèque pour l’intérêt qu’elles portent à l’égard des étudiants ainsi que pour toute l’aide qu’elles nous ont fournis.

Nos remerciements iront également vers tous ceux qui ont accepté avec bienveillance de participer au jury de ce mémoire.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

MERCI A TOUTES ET A TOUS.

DÉDICACES

Je dédie ce travail à :

A celle qui m'a imprégné l'essence de son être, de sa générosité et de sa Gentillesse, A toi maman, je te dédie ce travail qui est le fruit de ta Patience et de ton éducation.

A mon père qui n'a cessé de me procurer son aide durant mes années d'études.

Un grand merci à mes frères : Farid (IDRIS), Ibrahim Elkhalil (TADJ), ainsi qu'à mes sœurs que je remercie énormément pour avoir toujours été là pour moi durant mes études.

A Tout ma famille

A mon binôme et mon confrère LAZIRI CHEMSEDDINE et sa famille, j'avais la plissure de travailler avec toi .

A mes meilleur amis : : Z. NADJI B. AYHEM Y.SEIFEDDINE B.DJABALLAH S.SADEK M.YANIS H.ANOUAR C.SID ALI C.FARES

Mes amis d'enfance : G .YASSIN C. ZIZOU B. YASSER GH.BACHIR B.FOUAD AKREM OUSSAMA R.REDOUANE H.MEHDI

À l'ensemble des étudiants de ma promotion

MREZIQUE ABDESLEM

Dédicace

Avant tous Je remercie **ALLAH** le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à Réaliser ce modeste travail et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là

Je dédie ce modeste travail

A la plus belle étoile qui puissent exister dans l'univers, Ma très chère mère, qui m'accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.

A mon cher père qui décéder ; Il sera toujours ma fierté

A mes héros mes chers frères ; AYMEN, ALI et mes chères sœurs qui j'ai les remercie énormément

Et mes enfant DJIHED ; DJAWAD,

A tous ma grande famille

A mon binôme et mon confrère MREZIGUE ABDESLEM et sa famille, j'avais la plissure de travailler avec toi

A tous me enseignants camarade et toute la famille de l'E.N.S.T. P et particulièrement mme BOURBIA Mahdia et mme MAKOUDI Imane A mes confrères : Z. NADJI B.AYHEM Y.SEIFEDDINE B.IBRAHIM B.DJABALLAH S.SADEK M.YANIS H .AMEUR ;C.FARAS H.ANOUR C.SID ALI .

Mes amis d'enfance : B.ABDELGHAFOUR B.AYMEN A.AYMEN

L . chemseddine

SOMMAIRE

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGHRAPHE

I.1 LES EFFONDREMENTS DES PONTS : 3

I.2 LES CAUSES LES PLUS COURANTES D'EFFONDREMENTS DE PONTS. 3

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1 PRESENTATION DE PROJET : 7

II.2 PRESENTATION DE SITE : 7

II.3 DONNES DE L'OUVRAGE : 7

II.3.1 DONNES SISMOLOGIQUE : 7

II.3.2 LES DONNEES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : 8

CHAPITRE III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.1 INTRODUCTION : 12

III.2 CHOIX DE L'OUVRAGE : 12

III.2.1 SELECTION DU TYPE DE PONT : 12

III.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE TYPE DE L'OUVRAGE : 13

III.4 VARIANTE N°1 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE 13

III.4.1 CONCEPTION LONGITUDINALE : 13

III.4.2 CONCEPTION TRANSVERSALE : 13

III.5 VARIANTE N°02 : PONT A POUTRE POST TENSION (VIPP) : 14

III.5.1 CONCEPTION LONGITUDINALE : 14

III.5.2 CONCEPTION TRANSVERSALE : 15

III.6 ANALYSE MULTICRITERE : 15

III.7 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF : 16

III.7.1 PONT BIPOUTRE MIXTE : 16

III.7.2 DEVIS PONT A POUTRE (VIPP) : 17

III.8 CHOIX DE LA VARIANTE : 17

CHAPITRE IV MATERIAUX

IV.1 BÉTON : 20
IV.1.1 CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON : 20
IV.1.2 DEFORMATION DU BETON : 22
IV.2 ACIER : 22
IV.2.1 ACIERS ACTIFS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.2 ACIERS PASSIFS : 22

CHAPITRE V : **CALCUL DE SURCHARGE**

V.1 CALCUL DE SURCHARGE : 26
V.1.1 CARACTERISTIQUES DU PONT : 26
V.1.2 SYSTEME DE CHARGE A(L) : 27
V.1.3 SYSTEME DE CHARGE B : 29
V.1.4 SYSTEME BT 31
V.1.5 SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC 120 : 32
V.1.6 SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240 : 33
V.1.7 EFFORT DE FREINAGE : 33

CHAPITRE VI : **CALCULE DE TABLIER**

VI.1 INTRODUCTION : 35
VI.2 LES CHARGES PERMANENTES : 36
VI.3 CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES 37
VI.3.1 POUTRE SEULE 37
VI.3.2 POUTRE + DALLE : 37
VI.3.3 POIDS PROPRE TOTALE : 38
VI.4 CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX SURCHARGES : 39
VI.4.1 LA SURCHARGE A(L) : 39
VI.4.2 MOMENT MAX DU SYSTEM DE CHARGE BC 39
VI.4.3 MOMENT MAX DU CONVOIE MC120 : 41

VI.4.4 CONVOIE EXCEPTIONNELLE D240 : 42
VI.5 EFFORT TRANCHANT MAX BC 43
VI.5.1 EFFORT TRANCHANT MAX BC: 43
VI.5.2 EFFORT TRANCHANT MAX BT : 43
VI.5.3 EFFORT TRANCHANT MAX MC120 44
VI.5.4 EFFORT TRANCHANT MAX D240 : 45
VI.6 :CALCUL TRANSVERSAL 46
VI.6.1 LA METHODE DE GUYON-MASSONET : 46
VI.6.2 DEFINITIONS DE METHODE : 46
VI.6.3 PRINCIPES FONDAMENTAUX DE LA METHODE 46
VI.6.4 DETERMINATION DES COEFFICIENTS 47
VI.6.5 CALCUL DE LA SECTION SIMPLIFIEE : 49
VI.6.6 REPARTITION DU MOMENT FLECHISSANT 49
VI.6.7 CALCUL DU COEFFICIENT KA POUR CHAQUE POUTRE 50
VI.6.8 CALCUL DE COEFFICIENT KA MOY : 51
VI.6.9 VERIFICATION AUTOMATIQUE : 54
CHAPITRE VII : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER
VII.1 INTRODUCTION 59
VII.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER 59
VII.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE 60
VII.4 SECTION D'ABOUT : 60
VII.5 SECTION INTERMEDIAIRE 61
VII.6 SECTION MEDIANE : 62
CHAPITRE VIII ETUDE DE PRECONTRAINTE
VIII.1 INTRODUCTION : 64
VIII.2 PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION : 64
VIII.3 LES PHASES DE PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION : 64

VIII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE..... 65
VIII.4.1 DONNES DE CALCUL :..... 65
VIII.5 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE : 66
VIII.5.1 VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE 66
VIII.5.2 DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE..... 67
VIII.5.3 LA PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES :..... 68
VIII.5.4 CARACTERISTIQUES ET RESULTATS DE CHAQUE VERIFICATION DES CONTRAINTES..... 68
VIII.5.5 LE TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 70
VIII.6 CALCUL DES PERTES : 73
VIII.6.1 PRTES DE TENSION INSTANTANEES..... 73
➢ LA VALEUR DES PERTES DUE AU RECUL A L'ANCRAGE : 75
VIII.6.2 PERTES DE TENSION DIFFEREES 77
VIII.6.3 PERTES TOTALES :..... 79
VIII.6.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES..... 79
CHAPITRE IX : CALCUL DE DEFORMATION ET ETUDE DE L'HOURDI
IX.1 CALCUL DES DÉFORMATIONS :..... 89
IX.1.1 INTRODUCTION :..... 89
IX.1.2 DEFORMATIONS ET CONTRE-DEFORMATIONS :..... 89
IX.1.3 FLECHES DUE AU POIDS PROPRE :..... 89
IX.1.4 CONTRE FLECHE DE PRECONTRAINTE : 89
IX.1.5 FLECHE DE CONSTRUCTION : 90
IX.1.6 FLECHE MAXIMALE A ELS :..... 90
IX.2 ETUDE DE L'ENTRETOISE : 90
IX.2.1 DEFINITIONS :..... 90
IX.2.2 EVALUATION DES EFFORTS : 91
IX.2.3 FERRAILLAGE : 92

IX.3 ETUDE DE L'HOURDIS : 93
IX.3.1 EVALUATION DES EFFORTS : 93
IX.3.2 FERRAILLAGE 94

CHAPITRE X : EQUIPEMENTS DU PONT

X.1 INTRODUCTION 97
X.2 DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS : 97
X.3 VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI 98
X.3.1 RESISTANCE A LA COMPRESSION 99
X.3.2 LIMITATION DE LA DISTORSION 100
X.3.3 CONDITION DU NON-GLISSEMENT : 100
X.4 DES D'APPUIS 101
X.4.1 DIMENSIONNEMENT DES DES D'APPUIS AU NIVEAU DE LA PILE ET LA CULEE 101
X.4.2 FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS AU NIVEAU DE LA PILE ET LA CULEE 101
X.5 JOINT DE CHAUSSEE : 103
X.5.1 TYPE DE JOINT : 103

CHAPITRE XI : ETUDE SISMIQUE

XI.1 INTRODUCTION : 105
XI.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA : 105
XI.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE 105
XI.3.1 CRITERE 01 : MASSE TOTALE MISE EN MOUVEMENT PAR LE MODE FONDAMENTAL 105
XI.3.2 CRITERE 02 : ANGLE DE BIAIS : 106
XI.3.3 CRITERE 03 : ANGLE DE COURBURE 106
XI.3.4 CRITERE 04 : SYMETRIE TRANSVERSALE 106
XI.4 CALCUL SISMIQUE LONGITUDINALEMENT 109
XI.5 TRANSVERSALEMENT 111

XI.5.1 DETERMINATION DE LA RAIDEUR TRANS DE LA STRUCTURE : 111
XI.6 VERTICALEMENT 112
XI.6.1 EFFORT DE L'ACTION SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION 114
CHAPITRE XII ETUDE DE L'INFRASTRICTURE
XII.1 INTRODUCTION : 116
XII.2 ETUDE DE LA PILE : 116
XII.2.1 CONCEPTION DE LA PILE/DOCUMENTS SETRA 116
XII.2.2 EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE..... 117
XII.2.3 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE..... 119
XII.3 ETUDE DE LA CULEE..... 127
XII.3.1 INTRODUCTION : 127
XII.3.2 CHOIX DE LA MORPHOLOGIE : 127
XII.3.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE : 128
XII.3.4 EVALUATION DES SOLLICITATIONS..... 129
XII.3.5 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE 135
XII.4 ETUDE DES FONDATIONS 141
XII.4.1 ETUDE DE LA SEMELLE..... 141
XII.4.2 ETUDE DES PIEUX 143
CHAPITRE XIII CONCLUSION GENERALE
BIBLIOGHRAPHIE
ANNEXE

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III-1 prédimensionnement pont mixte (bi-poutres) 14
Tableau III-2 prédimensionnement pont à poutre (VIPP) 15
Tableau III-3 Devis pont mixte 16
Tableau III-4 Devis pont à poutre (VIPP) 17
Tableau III-5 critère de comparaison 17
Tableau V-1 Classe de ponts 27
Tableau V-2 coefficient a_1 28
Tableau V-3 largeur de voie 28
Tableau V-4 charges AL 29
Tableau V-5 coefficient bc 30
Tableau V-6 chargement bc 30
Tableau V-7 coefficient bt 31
Tableau V-8 chargement Bt 31
Tableau V-9 les coefficients de majoration dynamique 32
Tableau V-10 effort de freinage de la charge AL 33
Tableau VI-1 caractéristique géométrique 36
Tableau VI-2 les valeurs des charge permanente 36
Tableau VI-3 Moment fléchissant due au P poutre 37
Tableau VI-4 Moment fléchissant due au P poutre+dalle 38
Tableau VI-5 valeurs d'Effort tranchant et Moment fléchissant due au poids propre 38
Tableau VI-6 Effort tranchant et Moment fléchissant surcharge AL 39
Tableau VI-7 Effort tranchant moment fléchissant de système Bt 40
Tableau VI-8 Moment fléchissent sous charge Bt 41
Tableau VI-9 Valeur des efforts et Moment Mc 120 41
Tableau VI-10 Moment fléchissent sous charge D240 42
Tableau VI-11 Moment Mmax des convois 42
Tableau VI-12 effort tranchant système Bc 43
Tableau VI-13 Effort tranchant de système Bt 44
Tableau VI-14 Valeur d'effort tranchant Mc120 45
Tableau VI-15 Effort tranchant max dus aux charges et surcharge 45
Tableau VI-16 Paramètre d'entretoisement 47
Tableau VI-17 Paramètre de torsion α 48

Tableau VI-18 Valeur du coefficient de répartition transversale Kα 50
Tableau VI-19 valeur du coefficient Kα pour chaque poutre 50
Tableau VI-20 Valeurs de $K\alpha\ moy$ pour les charges 52
Tableau VI-21 Tableau des moments réel max 53
Tableau VI-22 Combinaison de charge pour moment max 53
Tableau VI-23 récapitulatif et comparatif des moments maximaux 57
Tableau VII-1 Formule de détermination des caractéristiques géométriques de la poutr 60
Tableau VII-2 caractéristique géométrique de la section d'about 60
Tableau VII-3caractéristique géométrique de la section d'about avec hourdis 61
Tableau VII-4 caractéristique géométrique de la section intermédiaire 61
Tableau VII-5 caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec 61
Tableau VII-6 caractéristique géométrique de la section médiane 62
Tableau VII-7 caractéristique géométrique de la section médiane avec hourdis 62
Tableau VIII-1 Caractéristique de section 65
Tableau VIII-2 Caractéristiques des câbles 12T15S 65
Tableau VIII-3 Données de calcul 66
Tableau VIII-4 Evaluation de P_{MIN} 67
Tableau VIII-5 Détermination du nombre de câble. 68
Tableau VIII-6 valeur première phase 68
Tableau VIII-7 Valeur Deuxième phase 69
Tableau VIII-8 3 -ème phase 69
Tableau VIII-9 4 -ème phase 69
Tableau VIII-10 Caractéristiques du tracé des câbles 73
Tableau VIII-11 l'angle de relevage 73
Tableau VIII-12Valeurs des pertes dues aux frottements 74
Tableau VIII-13 la Valeur des pertes due au recul à l'ancrage 75
Tableau VIII-14 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton 76
Tableau VIII-15 Valeur des Pertes par retrait 77
Tableau VIII-16 Valeur des Pertes par fluage. 78
Tableau VIII-17 Pertes par relaxation. 78
Tableau VIII-18 Résultat pertes totales 79
Tableau VIII-19 Contraintes Admissibles 79
Tableau VIII-20 Caractéristiques nettes des sections 80

Tableau VIII-21 Caractéristiques de chaque phase de vérification 81
Tableau VIII-22Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2 81
Tableau VIII-23 Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4 82
Tableau VIII-24 Effort de précontrainte 83
Tableau VIII-25 Contrainte tangentielle « τ ». 84
Tableau VIII-26 contraintes de traction 84
Tableau VIII-27 Détermination l'angle βu 85
Tableau VIII-28 les valeurs pour déterminer At 86
Tableau VIII-29 contrainte de compression 87
Tableau IX-1 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. 89
Tableau X-1vérification flambement appareil d'appuis 100
Tableau X-2 calcule et ferraillage de dé d'appuis 102
Tableau XI-1 Raideur des fûts pour chaque pile 108
Tableau XI-2 Valeurs des raideurs de structure 108
Tableau XI-3 les valeurs efforts longitudinales globales 110
Tableau XI-4 Tableau paramètre a 113
Tableau XI-5 Tableau paramètre b 113
Tableau XI-6 Efforts sismiques pour la pile selon combinaisons du RPOA 114
Tableau XII-1Implantation et hauteurs des piles 116
Tableau XII-2Vérification du flambement des piles la pile haute. 117
Tableau XII-3 géométrie 117
Tableau XII-4: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 118
Tableau XII-5 réaction et moments dus aux seimes à la base de chaque fut 118
Tableau XII-6 Combinaison des efforts à la base de chaque fût. 119
Tableau XII-7Ferraillage des fûts de la pile. 125
Tableau XII-8Dimensions des éléments de la culée 128
Tableau XII-9 Détermination des sollicitations en statique 130
Tableau XII-10 les Valeurs des réactions d'appui du tablier 131
Tableau XII-11 Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS 131
Tableau XII-12 calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamiques 132
Tableau XII-13 Coefficient de calcul de la poussée dynamique 133
Tableau XII-14 Calcul des poussées dynamiques 133

Tableau XII-15 Les efforts sismiques dus au tablier 134
Tableau XII-16 L'évaluation des actions sismiques de la culée 134
Tableau XII-17 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée..... 135
Tableau XII-18 valeurs des sollicitations M, N, T 135
Tableau XII-19 Evaluation des efforts de la dalle de transition 137
Tableau XII-20 La vérification des conditions de la méthode des bielles. 141
Tableau XII-21 Effort max par le nombre de pieux 144
Tableau XII-22 Tableau Résultat Calcul du coefficient λ 144
Tableau XII-23 sollicitation pour le ferraillage de pieux..... 144

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 ATLANTA – L'Interstade 85 4
Figure I-2 TAIPEI - Un pont s'est effondr 5
Figure 1.II-1 Le projet et de PK 22+540 au PK 22+816 se situe à kaous -JIJEL ... 7
Figure1.II-2 la zone sismique selon RPOA 8
Figure1.II-3 trace en plan 8
Figure1.II-4 Profil en long du projet 9
Figure1.II-5 profil en travers 9
Figure III-1 présentation de lie d'oued 12
Figure V-1 largeur roulable 26
Figure VI-1 Effort de P poutre 37
Figure VI-2 Effort de P poutre+dalle 38
Figure VI-3 Effort de poids propre 38
Figure VI-4 Effort de surcharge AL 39
Figure VI-5 Effort longitudinale de charge Bc 40
Figure VI-6 effort chargement Mc120 41
Figure VI-7 Effort de Convoie exceptionnelle D240 42
Figure VI-8 Effort tranchant de système Bc 43
Figure VI-9 Schéma statique du Bt 44
Figure VI-10 effort tranchant MC120 44
Figure VI-11 Schéma statique du système D240 45
Figure VI-13 section équivalente 49
Figure VI-12 section réelle 49
Figure VI-14 Diagramme des poutres 51
Figure VI-15 surface charge repartie par AUTOCAD 52
Figure VI-16 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 54
Figure VI-17 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 55
Figure VI-18 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 56
Figure VI-19 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 56
Figure VII-1 Coupe transversale du tablier 59
Figure VIII-1Diagramme des contraintes à mi travée. 85

Figure IX-1 Flèche max de la poutre due à poids propre 89
Figure IX-2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la 90
Figure IX-3 Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise. 91
Figure IX-4 Diagramme de moment pour l'entretoise. 92
Figure IX-5 Ferraillage de l'entretoise 93
Figure IX-6 Valeur de Moments à l'ELS 94
Figure IX-7 Valeur de Moment à ELU 94
Figure IX-8 ferraillage de la dalle 95
Figure X-1 Plan de ferraillage 102
Figure XI-1 Sens longitudinal 109
Figure XI-2 Sens transversal 111
Figure XI-3 Réactions d'appui pour le cas à 5 travées 112
Figure XII-1 profil en long 116
Figure XII-2 modélisation chevêtre 120
Figure XII-3 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 120
Figure XII-4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 121
Figure XII-5Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 121
Figure XII-6Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 122
Figure XII-7 Torsion du chevêtre 123
Figure XII-8 armature de construction 125
Figure XII-9ferraillage de fut 126
Figure XII-10Vue de face de la culée 129
Figure XII-11 Moment xx à l'ELS. 139
Figure XII-12 Moment yy à l'ELS. 140
Figure XII-13 Figure Ferraillage pieu des piles 145
Figure XII-14 Figure Ferraillage semelle des piles 145
Figure XII-15ferraillages culés. 146

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

On considère un pays développé que s'il dispose de moyens et d'infrastructures durables dans le domaine du transport. Ce dernier est synonyme de modernité d'efficacité et pour une réelle relance économique d'un pays. C'est aussi sa condition sine qua non de la prospérité.

L'Algérie doit accorder un intérêt particulier à ce secteur qui représente l'une des clés de la richesse en perfectionnant ces ouvrages qu'ils soient à court, à moyen ou à long terme.

Le développement du réseau de transports urbains tend à faciliter le déplacement des biens et des personnes, ce dernier confère une importance particulière a l'infrastructure routière et autoroutière. Le réseau autoroutier algérienne s'étend sur plusieurs wilayas et régions. Qui se compose plusieurs rocades qui ont été réalisées ces dernières années et plusieurs extensions de ces lignes autoroutières sont prévues et sont en cours de réalisation comme la pénétrante de DJEN DJEN – EL EULMA s'étend sur une distance de 110 km,

Tout en contournant JIJEL, selon les données techniques de ce projet.

Cette Autoroute comporte plusieurs ouvrages, dont un d'entre eux qui fait l'objet de notre projet de fin d'études.

Le présent mémoire portera sur « Conception et étude d'un pont a la liaison autoroutière relient le port Djen-Djen à Autoroute EST-OUEST au PK12+440 au PK 845 ».

Le travail effectué s'articule autour de cinq axes principaux :

1. Généralités sur l'ouvrage d'arts.
2. Présentation générale du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaires à la conception, L'évaluation des charges et surcharges et des hypothèses de calcul.
3. La proposition et le dimensionnement de variantes et l'établissement d'un devis et d'une analyse multicritères.
4. L'étude de la superstructure ainsi que le dimensionnement de l'ensemble des composantes du tablier suivi des vérifications qui en découlent.
5. L'étude de l'infrastructure en fonction des caractéristiques du sol.

Pour terminer avec une conclusion générale qui clôture le mémoire

CHAPITRE I :
RECHERCHE BILIOGRAPHIQUE

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGHRAPHE :

I.1 LES EFFONDREMENTS DES PONTS :

Les effondrements des ponts : se produisent lorsque la structure d'un pont s'effondre, souvent en raison de défauts structurels, de surcharges excessives, de dommages dus à des catastrophes naturelles ou d'une combinaison de ces facteurs. Les effondrements de ponts peuvent avoir de graves conséquences en termes de pertes humaines, de dommages matériels et d'impact sur les infrastructures de transport.

I.2 LES CAUSES LES PLUS COURANTES D'EFFONDREMENTS DE PONTS

Sont les suivantes :

- Défauts de conception ou de construction : Des erreurs de conception ou de construction peuvent affaiblir la structure du pont et entraîner des défaillances. Cela peut inclure des erreurs de calcul, des matériaux de mauvaise qualité, des soudures défectueuses, etc.
- Vieillissement et manque d'entretien : Les ponts qui ne sont pas entretenus régulièrement peuvent subir une détérioration structurelle due à l'usure naturelle, à la corrosion, aux conditions météorologiques, etc.
- Surcharge ou trafic excessif : Si un pont est soumis à des charges supérieures à sa capacité de charge maximale, cela peut entraîner des défaillances structurales.
- Catastrophes naturelles : Les tremblements de terre, les inondations, les ouragans et autres catastrophes naturelles peuvent endommager gravement les ponts et provoquer leur effondrement.
- Actes de vandalisme ou de sabotage : Dans certains cas, des actes intentionnels de destruction ou de sabotage peuvent entraîner l'effondrement d'un pont.

Les effondrements de ponts sont généralement rares, car la plupart des ponts sont conçus et construits pour être solides et résistants. Cependant, ces incidents peuvent se produire et soulignent l'importance de l'inspection régulière, de l'entretien adéquat et de la conception robuste des infrastructures de transport.

On va donner quelque exemple des effondrent des pontes

RECHERCHE BIBLIOGHRAPHE

ATLANTA – L'Interstade 85, l'une des principales artères reliant plusieurs États au cœur de la ville d'Atlanta, n'est pas le premier pont à prendre feu et à s'effondrer. Et tandis que les autorités locales et étatiques vantent des mois pour réparer ce pont, à l'échelle nationale, le temps d'attente a été rapide.

Au cours des 20 dernières années, cinq ponts se sont effondrés ou ont été gravement endommagés en raison de la chaleur intense d'un incendie.

En 1989, une section de l'I-78 à Newark, dans le New Jersey, a coulé de plusieurs centimètres après qu'un camion à ordures a pris feu, enflammant un centre de recyclage autorisé à fonctionner sous le pont.

En 2004, un camion rempli de mazout s'est enflammé sur l'I-95, l'artère principale entre New York et Boston, entraînant la démolition et la reconstruction d'une section de 100 pieds. Bien que les travaux aient duré plusieurs mois, les équipes ont pu ouvrir un pont temporaire en une semaine.

Les réparations de ponts les plus impressionnantes ont peut-être eu lieu en Alabama et en Californie.



Figure I:1 ATLANTA – L'Interstade 85

En 2002, un pont le long d'un échangeur majeur à Birmingham, en Alabama, comme Spaghetti Junction à Atlanta, s'est effondré après l'explosion d'un camion-citerne.

La portée de 289 pieds sur l'I-65 a été enlevée, améliorée et reconstruite en 37 jours, sept semaines plus tôt que prévu grâce à un incitatif de 25 000 $ par jour pour chaque jour terminer plus tôt que prévu.

TAIPEI - Un pont s'est effondré mardi dans un port du nord-est de Taïwan, écrasant plusieurs bateaux de pêche dont certains membres d'équipage craignaient qu'ils ne soient pris au piège, ont annoncé les autorités.



Figure I:2 TAIPEI - Un pont s'est effondr

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Chapitre II : PRESENTATION DE PROJET

II.1 PRESENTATION DE PROJET :

Notre projet c'est une conception de l'ouvrage d'art V22.5 l'ouvrage s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen a l'autoroute est ouest au niveau d'El Eulma sur 110 KM.

II.2 Présentation de site :



Figure IIII:1 Le projet et de PK 22+540 au PK 22+816 se situe à kaous -JIJEL

II.3 Donnes de l'ouvrage :

II.3.1Donnes sismologique :

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

II.3.1.1Classifications de la zone sismique :

L'appartenance de séisme dans la zone de JIJEL la **zone II a**

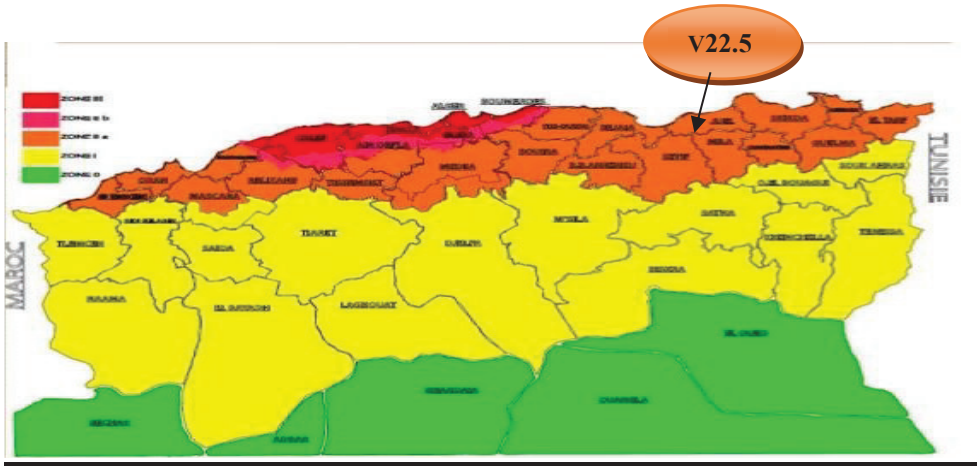


Figure1.II:2 la zone sismique selon RPOA

II.3.2Les données géométriques de l'ouvrage :

- Tracé en plan
- Profil en long
- Profil en travers

II.3.2.1Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation se compose de deux partie une alignement et une courbe de 873 m de rayon

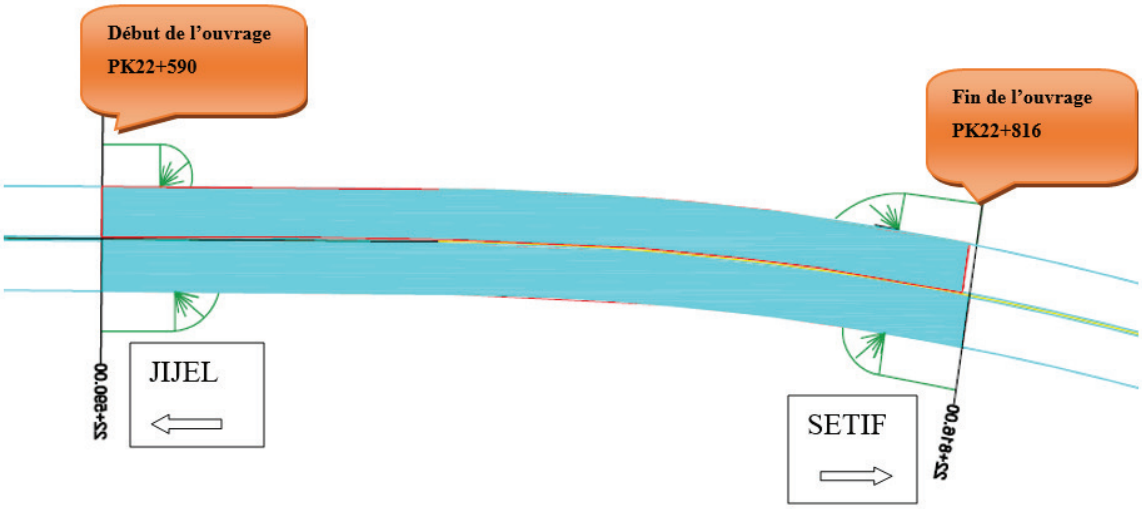


Figure1.II:3 trace en plan

II.3.2.2 Profil en long :

Longitudinalement on a les particularités suivantes :

- Début de projet au PK 22+590
- Fin de projet au PK 22+816

• Il présente une longueur de **227.8** m se compose de deux partie une alignement et une courbe de 873 m de rayon et une pente longitudinale de I= **3** %.

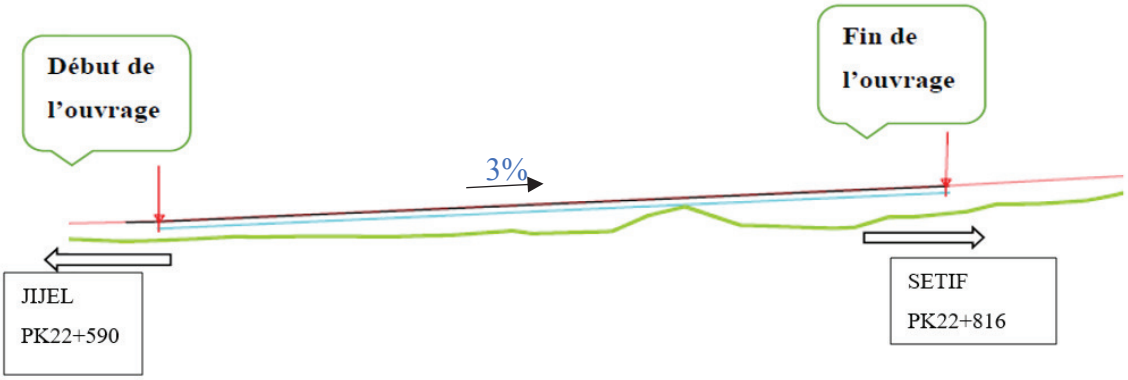


Figure1.II:4 Profil en long du projet

II.3.2.3 Le profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- La largeur roulable :12
- La largeur totale : 13.1 m ;
- Nombre de voies de circulation : 3 voies ;
- Le divers : 2.5 % ;

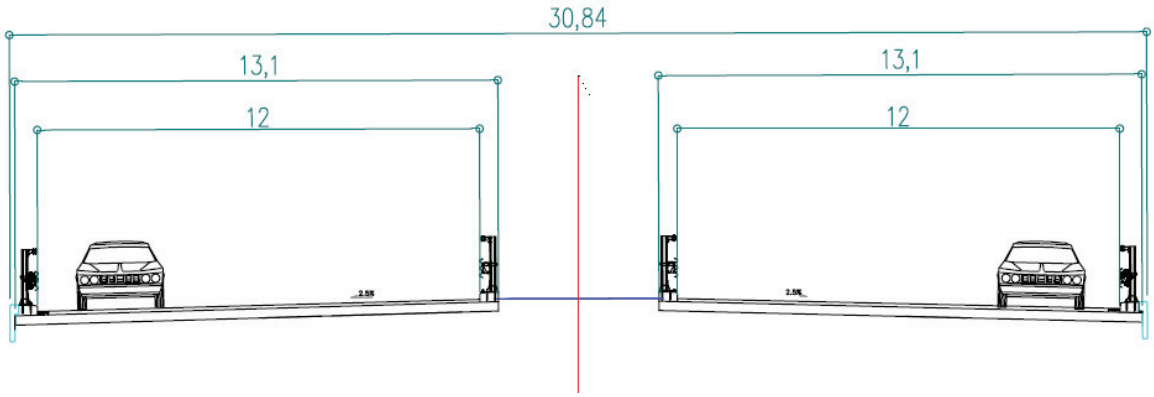


Figure1.II:5 profil en travers

Section hydraulique de projet :

La zone inondable de OUED OGLA DU PK 24+342 AU PK 22+765

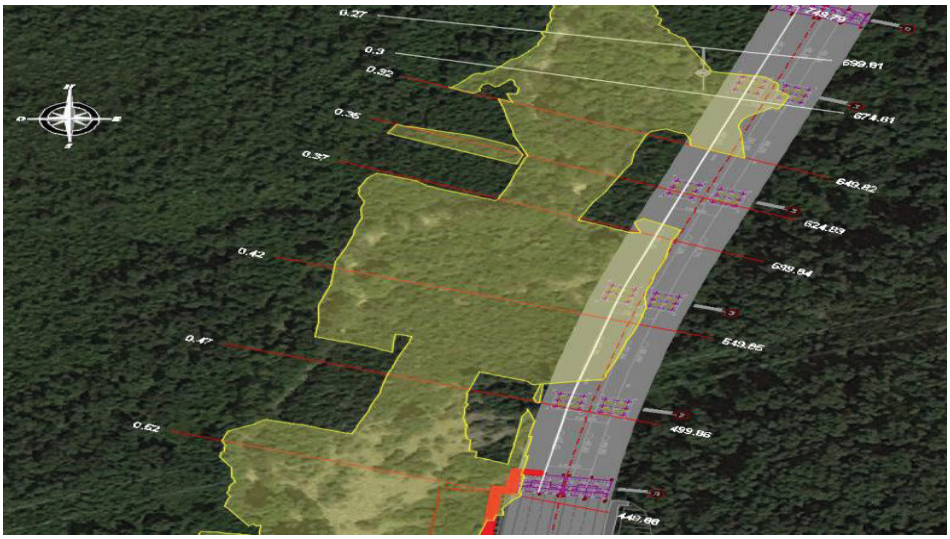


Figure 6.II section hydraulique

CONCLUSION :

On a présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage qui répond à ces paramètres mentionnés.

CHAPITRE III :

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Chapitre III : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va proposer une conception adaptée en tenant compte de critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite, grâce à une analyse multicritères, nous avons opté à une variante pour une étude plus détaillée (APD).

D'après le rapport hydraulique de l'entreprise fait un aménagement d'oued OUGLA le lié d'oued change comme le montre la figue ci-dessous

Donc ont opté un changement sur la linaire de projet on élimine la première trave on fixe notre choix position de culée 01 PK22+590 jusqu'à culée 02 PK22+770

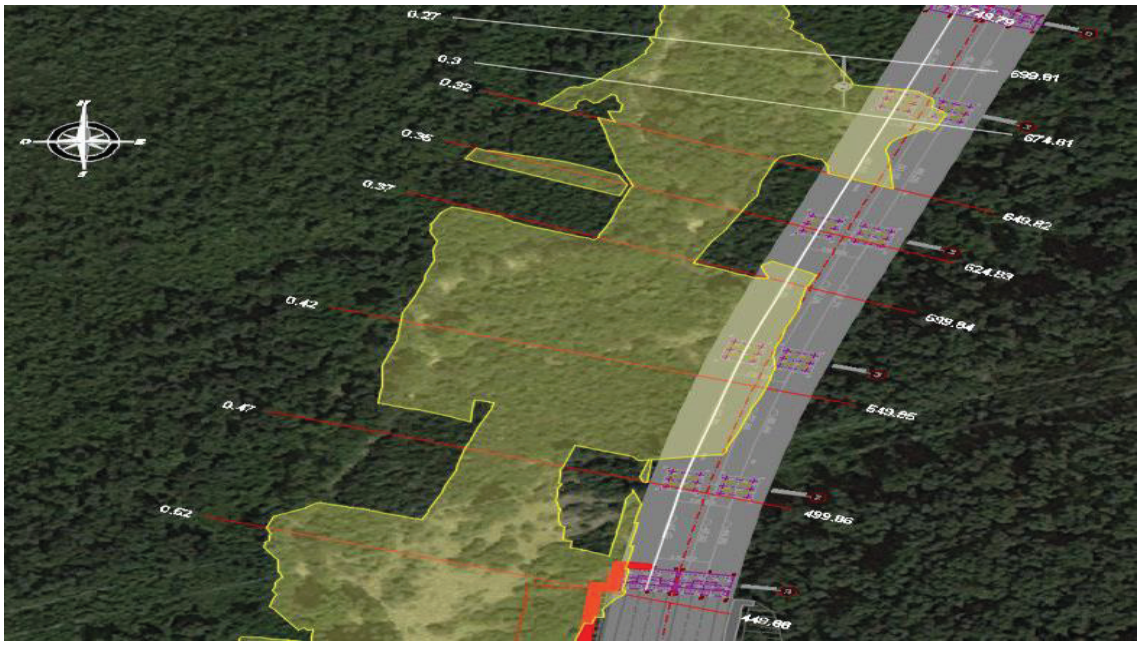


Figure III:1 présentation de lie d'oued

III.2 Choix de l'ouvrage :

III.2.1 Sélection du type de pont :

Après avoir collecté toutes les données liées aux travaux, le concepteur a recherché une solution techniquement réalisable en évaluant son coût et ses aspects architecturaux. Afin de faire le meilleur choix à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit comprendre l'éventail des solutions possibles, ainsi que leurs contraintes, limites et coûts.

III.3 Les paramètres intervenants dans le type de l'ouvrage :

- Les données géométriques (profil en long profil en travers profil en long)
- Le positon des appuis
- Les couts de projet
- Les contraintes sur le site
- La réalisation
- Les caractéristiques économiques et esthétiques

III.4 VARIANTE N°1 : PONT MIXTE (BIPOUTRE METALLIQUE A ENTRETOISE) :

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ce pont est guidée par :

- Le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique
- Le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique
- Les critères d'élancement : Les critères de résistance à la torsion

La structure métallique est composée de deux poutres.

C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.

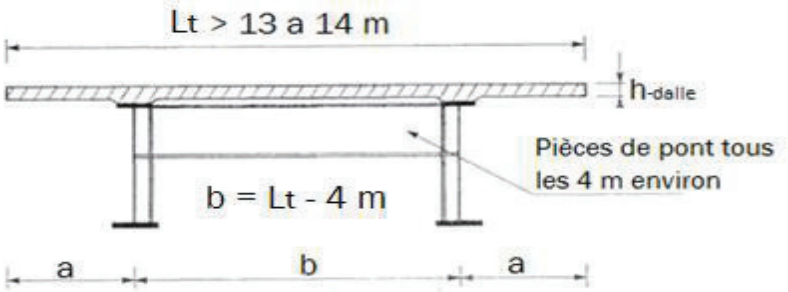
La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes bipoutre, une portée principale de 30 à 130 m, une largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

III.4.1Conception longitudinale :

En propose dans cette variante un pont mixte bipoutre 3 travées principale **65 m** Deux trave de rive = 0.6 * 65 = **39 m**

III.4.2Conception transversale :

Le tablier est de largueur égale à 13.1 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.



Lt =13.1

b= 13.1- 4 =7.1 m

a= 2

- Hauteur de l'entretoise **600 mm** largeur de semelle **b =220 mm**

Epaisseur de la semelle tf = 19 mm Epaisseur de l'âme tw=12 mm

Tableau III-1 prédimensionnement pont mixte (bi-poutres)

Elément	Ratio usuel	Valeur
Largeur de la semelle inferieur	B inf = (0.25 + (Lt/40) +(x/125) (0.92+Lt/150)	1100 mm
Epaisseur de la semelle inf.	20 < ti < 150	ti= 60mm
Largeur de la semelle sup	B inf -200	900 mm
Epaisseur de la semelle sup	20 < ts < 150	ts= 60mm
Épaisseur de la dalle	200 <e< 300	250 mm
Hauteur sur la clé	L /50 < h' < L/40	1800 mm
Hauteur sur pile	H=L/ 24	2700 mm
Epaisseur de l'âme	tw> 12 mm	40 mm

III.5 VARIANTE N°02 : PONT A POUTRE POST TENSION (VIPP) :

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension), sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de métrés en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante reliés entre eux par des entretoises, et un hourdis de mince épaisseur qui supportent la chaussée.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès.

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales dégagent les tirant d'air bien proportionnés du point de vue de rapport hauteur/longueur, Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

III.5.1 Conception longitudinale :

Le choix de la portée dépend la possibilité d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Pour cette variante, nous proposons une coupe longitudinale composée de **6** travées équidistantes avec une longueur de poutre de **37,5** m et une longueur totale de l'ouvrage de **227.8** m.

III.5.2Conception transversale :

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP

Tableau III-2 prédimensionnement pont à poutre (VIPP)

Elément	Ratio usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	30-40	37.5
Hauteur de tablier	L/20< Ht <L/17	2.20 m
Épaisseur de la dalle	20<e<30	25 cm
Hauteur de la poutre	Hp = Ht-e	1.95 m
Entraxe des poutres	1.40m < λ <4.00m	1.9 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et dd l'entraxe des poutres	13.1 m
Nombre des poutres	N= (La/ λ) +1	7 poutres
Largeur de table de compression	b≥0.6 ×Hp	1.3 m
Épaisseur de table de compression	12 cm < e1< 15 cm	15 cm
La largeur de talon	60 cm ≤ Lt ≤ 90 cm	60 cm
Epaisseur du talon	10cm≤ Et ≤ 20 cm	20 cm
Epaisseur de l'âme b0 à mi-travée	/	25 cm
Epaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	

III.6 Analyse multicritère :

L'analyse multicritère est un outil d'aide à la décision qui permet de comparer différents choix en prenant en compte plusieurs critères, cette comparaison s'agirait d'analyser les avantages et les inconvénients des ponts à poutres et des ponts mixtes en utilisant plusieurs critères.

Voici quelques critères qui pourraient être pris en compte dans cette analyse :

1. **Coût** : le coût total de la construction, y compris le coût de la main-d'œuvre, des matériaux, de la maintenance et des réparations éventuelles.
2. **Durabilité** : la durée de vie prévue du pont et sa résistance aux intempéries, à l'usure et aux chocs.
3. **Capacité de charge** : la capacité du pont à supporter des charges lourdes, telles que les véhicules de transport de marchandises.
4. **Temps de construction** : le temps nécessaire à la construction du pont et à sa mise en service.
5. **Impact environnemental** : l'impact du pont sur l'environnement, y compris les émissions de CO2, la consommation d'énergie, la pollution de l'eau et de l'air, etc.
6. **Esthétique** : l'apparence du pont et sa compatibilité avec l'environnement environnant.

Apres l'identifié ces critères, on peut attribuer à chacun d'entre eux une importance relative en fonction des priorités et des besoins spécifiques. Ensuite, on peut évaluer chaque option (pont à poutres et pont mixte) sur chacun des critères, en utilisant des données empiriques et des expertises professionnelles pour étayer l'évaluation.

III.7 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF :

III.7.1 Pont bipoutre mixte :

Tous les détails de calcul des devis pour les deux variantes sont donnés dans les tableaux :

Tableau III-3 Devis pont mixte

Devis pour Pont Bipoutre Mixte				
Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Béton B35 dalle	m3	745,9795	18 000,00 DZD	13 427 000,00 DZD
Acier charpente poutre	Kg	485902,1232	500,00 DZD	242 951 000,00 DZD
Béton B27 Pile	m3	700,72905	15 000,00 DZD	10 510 000,00 DZD
Béton B27 culée	m3	268,734	13 000,00 DZD	3 493 000,00 DZD
Béton B27 semelle	m3	844,032	13 000,00 DZD	10 972 000,00 DZD
Joint chaussé	ml	78,6	150 000,00 DZD	11 790 000,00 DZD
Gard corp	ml	225,78	18 000,00 DZD	4 064 000,00 DZD

Glissière de sécurité	ml	451,78	25 000,00 DZD	11 294 000,00 DZD
Pieux	ml	480	55 000,00 DZD	26 400 000,00 DZD
Acier passive	Kg	497502,679	160,00 DZD	79 600 000,00 DZD

Totale	829 009 000,00 DZD
TVA	19%
TTC	830 584 000,00DZD

III.7.2 Devis pont à poutre (VIPP) :

Tableau III-4 Devis pont à poutre (VIPP)

Devis pour la variante PONT A POUTRE				
Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix
Béton B35 poutre	m3	1308,9384	18 000,00 DZD	23 560 000,00 DZD
Béton B35 dalle	m3	739,4295	18 000,00 DZD	13 309 000,00 DZD
Béton B27 Pile	m3	337,2348	15 000,00 DZD	5 058 000,00 DZD
Béton B27 culée	m3	260,9152	15 000,00 DZD	3 391 000,00 DZD
Béton B27 semelle	m3	986,592	15 000,00 DZD	12 825 000,00 DZD
Totale (Béton)	m3	3633,1099	77 000,00 DZD	58 146 000,00 DZD
Joint chaussé	ml	78,6	150 000,00 DZD	11 790 000,00 DZD
Gard corp	ml	225,78	18 000,00 DZD	4 064 000,00 DZD
Glissière de sécurité	ml	451,78	25 000,00 DZD	11 294 000,00 DZD
Pieux	ml	840	55 000,00 DZD	46 200 000,00 DZD
Acier passive	Kg	676698,978	160,00 DZD	108 271 000,00DZD
Appareil d'appui	Unité	84	10 000,00 DZD	840 000,00 DZD
Acier active	Kg	91625,688	400,00 DZD	36 650 000,00 DZD

Totale	554 514 000,00DZD
TVA	19%
Totale TTC	659 873 000,00 DZD

III.8 CHOIX DE LA VARIANTE :

Tableau III-5 critère de comparaison

	Pont mixte bipoutre	**Pont à poutre précontrainte**
L'économie (3/3)	0	3
L'entretien (2/2)	1	2
L'exécution (3/3)	3	2

L'esthétique (2/2)	1	1
TOTAL (10/10)	5	8

CONCLUSION :

Après avoir analysé et évalué les deux variantes selon les critères de choix mentionnés précédemment, la variante sélectionnée est le "**Pont à poutres en béton précontraintes par post tension**". Cette option répond mieux aux critères de choix en termes de coût et de délai d'exécution

CHAPITRES IV :

Matériaux

Chapitre IV MATERIAUX :

IV.1 BÉTON :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée $f28$. Le béton est dosé à 400 $kg/m3$ de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé est **: γ = 2, 5 $t/m3$**. La résistance caractéristique à la compression :

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique par **" fcj "**.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge **j ≤ 28** et pour un béton non traité thermiquement :

$$fcj=j.4.76+0.86j\times fc28 \text{ si } fc28 \leq 40 \text{ MPa}$$

$$fcj=j.1.4+0.95j\times fc28 \text{ si } fc28 \geq 40 \text{ MPa}$$

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

La résistance caractéristique à la traction :

Cette propriété joue un rôle important dans les problèmes de fissuration, traction et de cisaillement, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " $f$tj " est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$ftj = 0,6 + 0,06 \text{ fcj}$$

fcj (MPa) pour : **fcj < 60 MPa**

BETON UTILISE :

Resistance de béton pour la super structure **fc28=40 MPA**

Resistance de béton pour la super infrastructure **fc28=27 MPA**

IV.1.1 CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON :

La contrainte σ en service et bornée à une valeur appelée contrainte admissible définie par :

IV.1.1.1 Contrainte admissible à la compression :

IV.1.1.1.1 Contrainte Admissibles à l'ELU :

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

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoire.

$\gamma_b = 1{,}15$ en situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à :

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

- **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

- **0.85** lorsqu'elle est inférieure à 1h.

IV.1.1.1.2 Contraintes admissibles à l'E.L. S :

$$\sigma_{bc} = 0{,}5 \times f_{c28} \text{ En service}$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} \text{ En construction.}$$

IV.1.1.2 Contraintes admissibles à la traction :

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, 1.5 f_{tj} ailleurs.

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

IV.1.2 DEFORMATION DU BETON :

IV.1.2.1 Déformation longitudinale du béton :

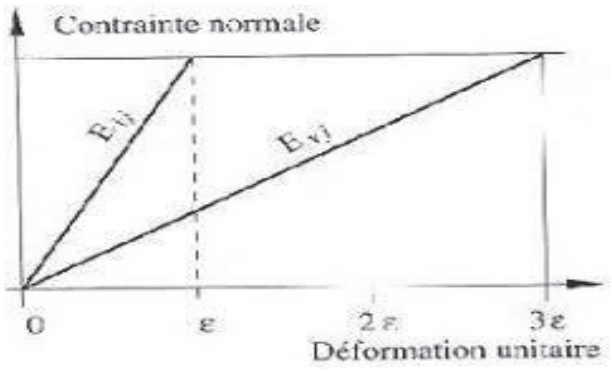
On considère deux modules de déformation longitudinal pour le béton "Eij" définit par les règles BPEL comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$\mathbf{Eij=11000}\times(fcj)1\ /3$$

- Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$$\mathbf{Evj= Eij\ /\ 3=3700}\times(fcj)1\ /3$$



IV.2 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.

IV.2.1ACIERS PASSIF :

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

- **La limite élastique :**

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.

- **Diagramme contrainte déformation :**

Le calcul à E.L.U sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre les contraintes et les déformations, aux différents stades de calcul.

- **Limite d'élasticité :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE50, la limite élastique de ces derniers est de 500MPa.

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

- $\gamma s = 1 \rightarrow situation\ accidentelle$.

- $\gamma s = 1.15 \rightarrow situation\ durable\ ou\ transitoire$.

- **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$

- En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}}$=min {23×fe ;110√5ftj

- En fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}}=min$ {0.5×fe ;90√5ftj}

IV.2.2 ACIER ACTIF

- **PRÉCONTRAINTE :**

Ces qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)

- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.

- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.

- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

MATERIAUX

- Les torons utilisés dans ce projet sont T15S Super TBR (très basse relaxation) de φ=2mm.

- Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes : (NORME EN 10138/6 - 79).

- Résistance ultime fprg = 1860 Mpa.

- Limite élastique fpeg = 1674 Mpa.

- Module d'élasticité Ep = 190000 Mpa.

- Section droite d'un toron Ap = 150 mm²

- Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes μ0 = 0,43.

CHAPITRE V :

CALCULE DES SURCHARGE

Chapitre V : CALCUL DE SURCHARGE

V.1 CALCUL DE SURCHARGE :

V.1.1Caractéristiques du pont :

- **Largeur roulable :**

La largeur roulable est la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures et dans notre pont comporte une glissière de sécurité de chaque côté donc : Lr=12m

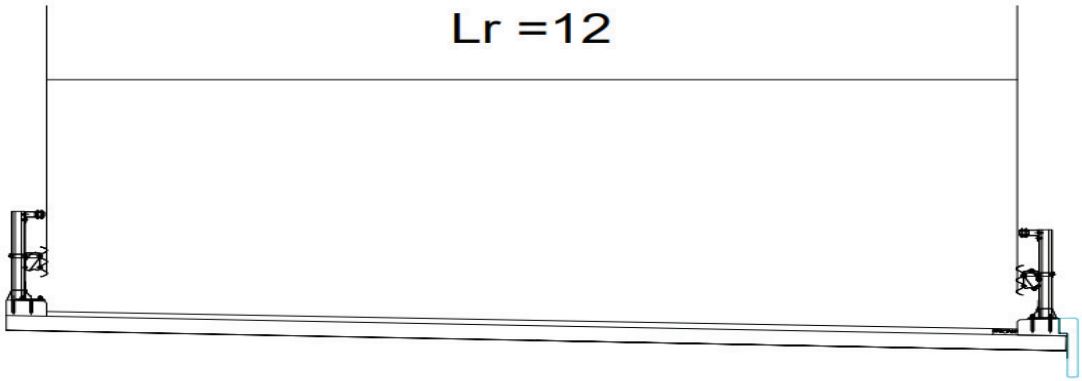
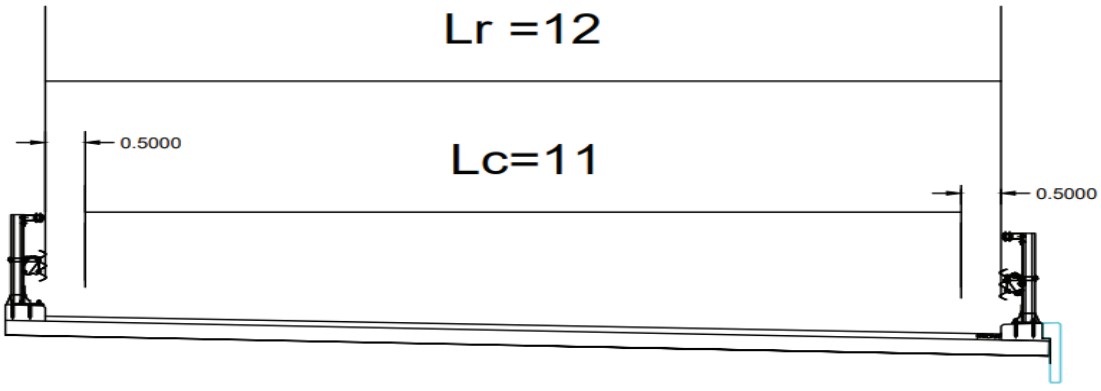


Figure V:1 largeur roulable

- **Largeur chargeable :**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) : LC = Lr – 2(0.5) = 11m



- **Nombre de voies :**

Le nombre de voies est la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable :

Nv = Lc / 3= 3voies

CALCUL DE SURCHARGE

- **Classe de pont**

D'après le RCPR, les pont routes sont ranges en 3 classes en fonction de la largeur roulable et leur destination

Tableau V-1 Classe de ponts

Classe de ponts	Caractéristiques
1er classe	LR ≥7m. Pont urbain ou en zone industrielle. Pont désigné par le CCTP (et LR <7m).
2eme classe	5.5m <LR< 7m.
3eme classe	LR ≤5.5m

Notre pont à une largeur roulable Lr = 12 m donc 1ère classe.

Type des surcharges :

D'après RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- Système de charge A(L)
- Système B : (Bc, Bt).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.

V.1.2 Système de charge A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients a_1 et a_2.

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

Avec : $A(l)=2.3+\frac{360}{L+12}$ ⟶ $A(l)= 9.57KN/m^2=0.957t/m^2$

Avec L : longueur de poutre (37.5m)

Calcule du coefficient a_1 et a_2 :

CALCUL DE SURCHARGE

(a_1) est déterminé à partir de la classe du pont et du nombre de voies chargées

Tableau V-2 coefficient a_1

Nombre de Voies		1	2	3	4	> 5
Classe de Pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Donc a_1=0.9

La charge A1 obtenue par :

$$A1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002\,L \end{cases} = \begin{cases} 8.61 \\ 3.925 \end{cases}$$ Donc **A1=8.61 KN/m2**

(a_2) est le rapport entre la largeur de la voie réglementaire et la largeur de la voie du pont

$$\mathbf{a_2} = \frac{V_0}{V}$$

$$V = \frac{L_c}{N} = \frac{11}{3} = 3.67 \text{ m}$$

Tableau V-3 largeur de voie

Classe de Pont	V_0
Première	3.5m
Deuxième	3m
Troisième	2.75m

V_0=3.5m

Donc $a_2 = \frac{3.5}{3.67} = 0.954$

La charge A2 obtenue par :

A2=a ×A1 donc **A2 = 8.22 KN/m²**

CALCUL DE SURCHARGE

Calcule des charges A(l) :

Tableau V-4 charges AL

N Des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l). a_1 .a_2 (KN/m^2)	L_v (m)	A(l) (KN/ml)
1	37,5	9,57	1	0,95	9,14	3,67	33,50
2	37,5	9,57	1	0,95	9,14	7,33	67,01
3	37,5	9,57	0,9	0,95	8,22	11,00	90,46

V.1.3 Système de charge B :

Coefficient de majoration dynamique :

Les charges dynamiques (mobiles/roulantes) provoquent dans la structure des effets (déplacements, vitesses et accélérations) supérieurs à celles provoqués dans le cas statique (charges immobiles), ce phénomène physique est appelé (l'amplification dynamique). Le règlement RCPR prend cet effet en considération en frappant les valeurs des charges mobiles (les systèmes B et M) par un coefficient δ appelé "coefficient de majoration dynamique" déterminé par la formule :

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètre

G :sa charge permanente

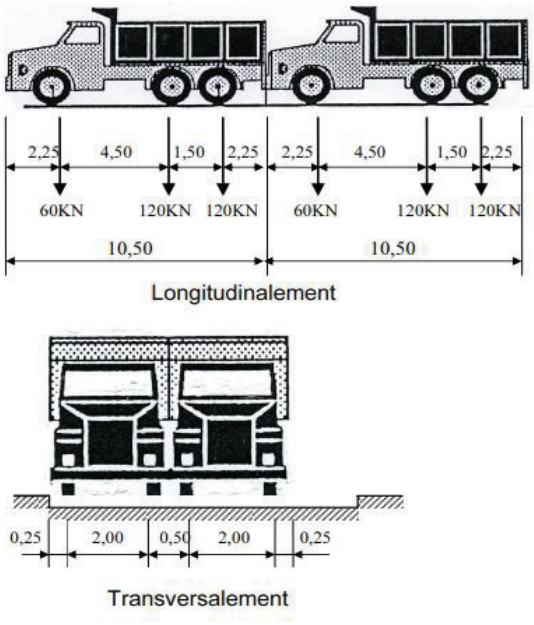
S :la valeur maximale de la charge considérée

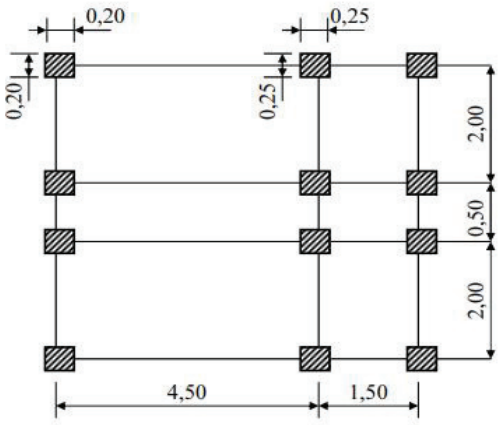
Système Bc : Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 KN comme charge totale. Disposition dans le sens transversal : Le nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être

dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.





En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné par **l'RCPR.**

Tableau V-5 coefficient bc

	Nombres de voies chargée				
Classe de pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**> 5**
Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0.8	-	-	-

Donc :

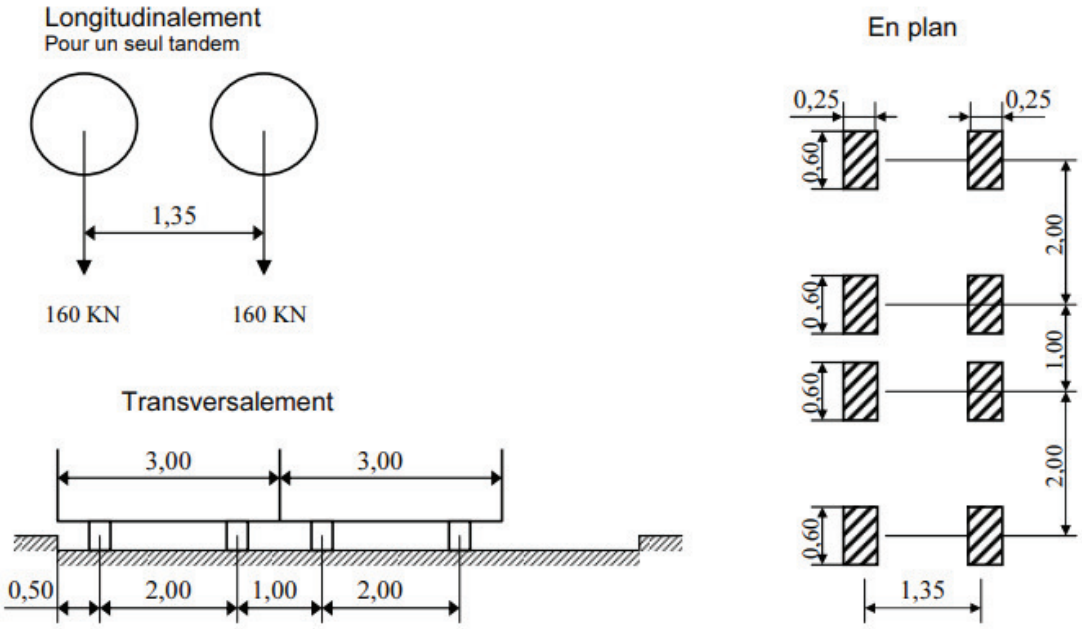
Tableau V-6 chargement bc

N° des voies	Bc (kN)	bc	Bc x bc (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

Avec { L=37.5m ; G=10147.6 KN ; S=1710 KN } ⟶ **δ = 1,071**

V.1.4 Système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques de 320 KN comme charge totale.



En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt donné par l'RCPR.

Tableau V-7 coefficient bt

Classe de pont	bt
Première	1.2
Deuxième	1

Tableau V-8 chargement Bt

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 – 4	640	1,2	768

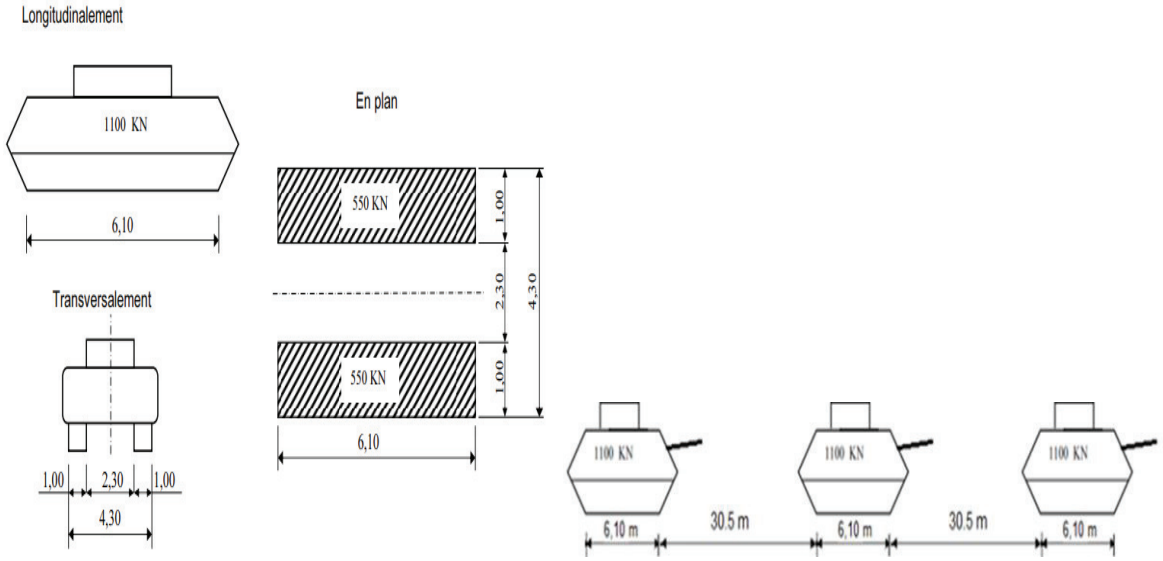
L=37.5m

Avec G=10147.6 KN ⟶ **δ = 1,058**

S=768 KN

V.1.5 Système de charge militaire Mc 120 :

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, la distance libre entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins égale à 30,50m.



Avec { L=37.5m ; G=10147.6 KN ; S=1100 KN } ⟶ **δ = 1.063**

- **Les coefficients de majoration dynamique :**

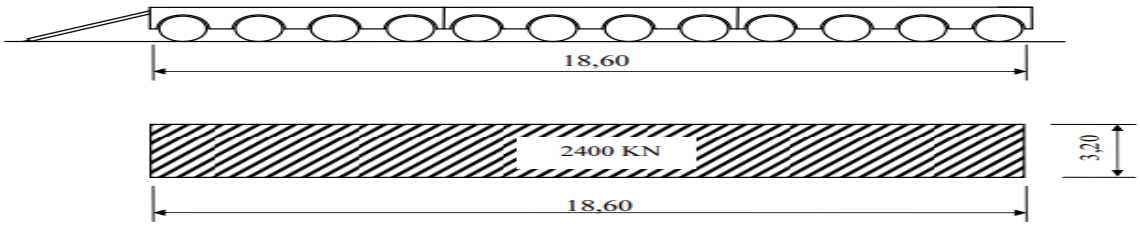
Tableau V-9 les coefficients de majoration dynamique

Système de charge		L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc	**1 Voie**	37,5	10147,6	720	1,058
	2 Voies			1320	1,066
	3 Voies			1710	1,071
Bt	**1 Voie**			384	1,053
	2+Voies			768	1,058
Mc120				1100	1,063

V.1.6 Système de charge exceptionnelle D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total, Ces charges ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

$$D240=\frac{2400}{18.6} \longrightarrow \textbf{D240=129.03 KN/ml}$$



V.1.7 Effort de freinage :

Les charges A et Bc peuvent générer des réactions de freinage. Ces réactions se produisent lorsque des forces agissent à la surface de la chaussée, dans le sens de la circulation ou dans le sens opposé.

Selon le RCPR :

- **L'effort de freinage correspondant à la charge A :**

$$F=\frac{A*S}{20+0.0035*S}$$

S : La surface chargée en m2 $\longrightarrow$ **S(1VOIE) = 37,5*3.67= 137,50m²**

A(L) : La charge correspondante en t/m²

Donc :

Tableau V-10 effort de freinage de la charge AL

N des voies	S (m²)	A(l) (kN/m²)	F (kN)
1	137,50	9,14	61,34
2	275,00	9,14	119,87
3	412,50	8,22	158,20

- **Effort de freinage par la charge de système Bc**

On suppose qu'un seul camion peut freiner par travée et il développe un effort horizontal égal à poids 30 KN.

CHAPITRES VI :

CALCULE DE TABLIER

Chapitre VI : CALCULE DE TABLIER :

VI.1 Introduction :

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous utilisons la répartition longitudinale et transversale de ces dernières dans ce chapitre pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants sous charges permanentes puis sous surcharges appliquées.

Le calcul d'un pont, tout comme celui de toute autre construction, vise à vérifier si le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité requis, en tenant compte de la qualité des matériaux utilisés et du niveau de contrôle prévu pendant sa construction. Pour assurer son bon fonctionnement, le pont doit être capable de résister, avec des marges de sécurité appropriées, aux charges résultant de son poids propre ainsi qu'aux différentes actions d'origine naturelle et fonctionnelle auxquelles il sera soumis.

Ces charges et surcharges appliquées au pont peuvent être classées comme suit :

Les charges permanentes

Les charges variables

Lorsque l'ouvrage est chargé conformément aux réglementations en vigueur, il est nécessaire de déterminer les sections les plus sollicitées (sections dangereuses) à la fois transversalement et longitudinalement.

Pour le calcul longitudinal, on utilise les lois de la statique (Résistance des Matériaux) afin de déterminer les moments. De plus, le théorème de la barre est appliqué pour calculer le moment sous la charge Bc.

Pour le calcul transversal, on évalue le moment transversal à partir du moment longitudinal précédemment calculé en utilisant la méthode de Guyon-Massonnet.

VI.2 Les charges permanentes :

Les caractéristique géométrique la travée :

Tableau VI-1 caractéristique géométrique

	Valeur	Unité
L poutre =	**37,5**	m
La portée =	**36,5**	m
Nbre poutres =	**7**	m
Epaisseur dalle =	**0,25**	m
Largeur dalle =	**13,1**	m

Les charge permanentes dans le projet étudier sont résume dans ce tableau :

Tableau VI-2 les valeurs des charge permanente

Poids :	Charge	Unité
Poids propre d'une poutre :	781.66	KN
Poids propre d'une entretoise :	229	KN
Poids de la dalle :	3070.3125	KN
CP	8770.93	KN
Poids trottoirs + corniches :	420.375	KN
Poids du revêtement :	900	KN
Poids des glissières et du garde-corps :	56.25	KN
CCP	1376.625	KN
G	10147.6	KN
G	270.6	KN/mL

VI.3Calcul des éléments de réductions dus aux charges

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

$$M(x)= Ra.X - \frac{Q \times X^2}{2} \qquad Et \qquad T(x)=Ra-Q.x$$

VI.3.1 Poutre seule

Réactions aux appuis **RA = RB = 39.055t**

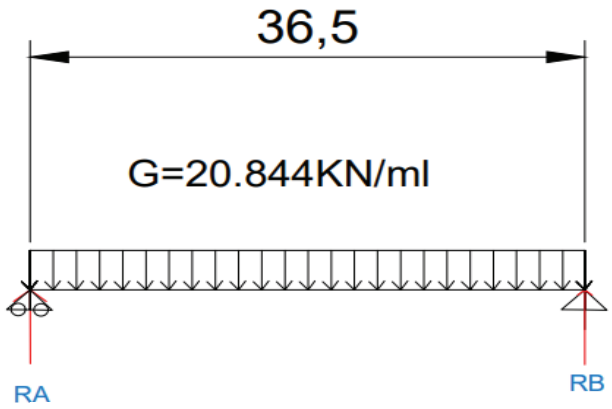


Figure VI:1 Effort de P poutre

Tableau VI-3 Moment fléchissant due au P poutre

Section	Longueur	T p(t)	M p(t)
0	0.0	39.055	0.0
L/4	9.125	19.52	267.28
L/2	18.25	0.0	236.37

VI.3.2 Poutre + dalle :

$P_{poutre+dalle}$ = 20.844+1.875 KN/m

$P_{poutre+dalle}$ = 32.719 KN/ml

$$RA=RB = \frac{Q \times L}{2} = \frac{36.5 \times 32.719}{2}$$

RA=RB = 597.12 KN

$M(x)= RA\times x - P_{p+d}\times \frac{x^2}{2}$

$T(x) = RA - P_{p+d}\times x$

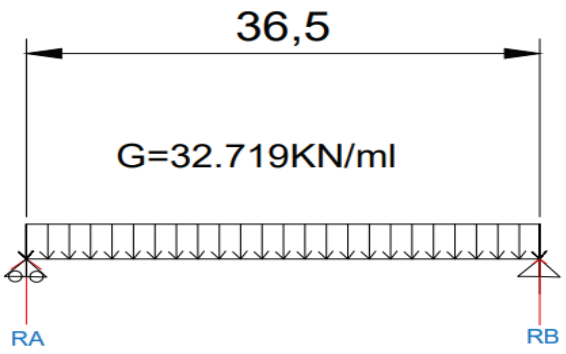


Figure VI:2 Effort de P poutre+dalle

Tableau VI-4 Moment fléchissant due au P poutre+dalle

Section	Longueur	T p(t)	M p(t)
0	0	597.12	0.00
L/4	9.125	298.56	4086.77
L/2	18.25	0.00	5448.70

VI.3.3 Poids propre totale :

Poids propre G = 270.6 KN/ml

Réaction $RA = RB = \frac{G\times L}{2} = \frac{270.6\times 36.5}{2}$

RA=RB = 4938.45 KN

$M(x) = RA\times x - G\times \frac{x^2}{2}$

$T(x) = RA - G\times X$

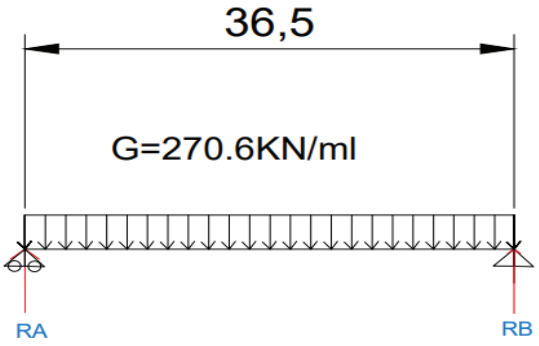


Figure VI:3 Effort de poids propre

Tableau VI-5 valeurs d'Effort tranchant et Moment fléchissant due au poids propre

Section	Longueur	T (KN)	T0	M (KN.m)	M0
0	0	4938.45	705.49	0.00	0
L/4	9.125	2469.225	352.74	33793.41	4827.63
L/2	18.25	0.00	0.00	45063.356	6437.622

VI.4 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

VI.4.1 La surcharge A(l) :

Calcule des réactions R_A et R_B :

1 voie :
Charge Q = 33.5 KN/ml.
2 voies :
Charge Q = 67.01 KN/ml
3 voies :
Charge Q = 90.64 KN/ml

Ra=Rb=AL×L/2

$M(x) = Ra.\ X - \frac{Q \times X^2}{2}$

$T(x) = RA - Q\ x$

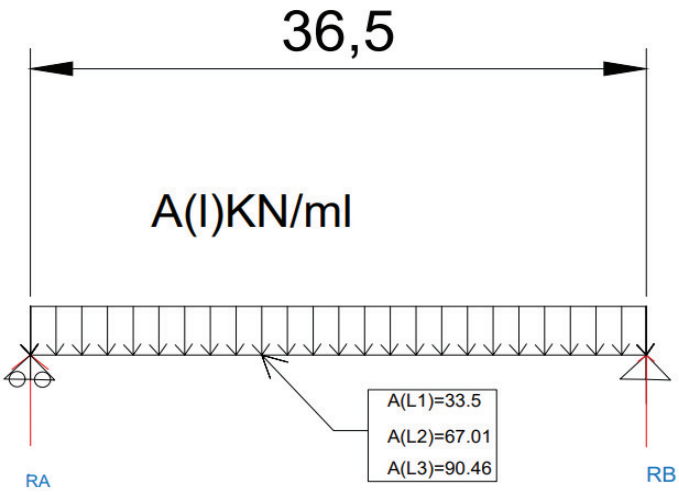


Figure VI:4 Effort de surcharge AL

$$RA_1 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{33.5 \times 36.5}{2} = \mathbf{611.375\ KN}$$

$$RA_2 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{67.01 \times 36.5}{2} = \mathbf{1222.93\ KN}$$

$$RA_3 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{90.46 \times 36.5}{2} = \mathbf{1650.895\ KN}$$

Tableau VI-6 Effort tranchant et Moment fléchissant surcharge AL

Voie	A(L)(KN/ml)	T KN	T0 =T/7 KN	M(KN.m)	M0=M/7(KN.m)
1	33.5	611.375	87.34	5578.797	796.97
2	67.01	1222.93	174.70	11159.213	1594.17
3	90.46	1650.895	235.71	15064.417	2152.06

VI.4.2 Moment max du system de charge BC

Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximal dans une poutre au passage d'un convoi, se produit au droit d'un essieu. Tel que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées sur la poutre par rapport au milieu.

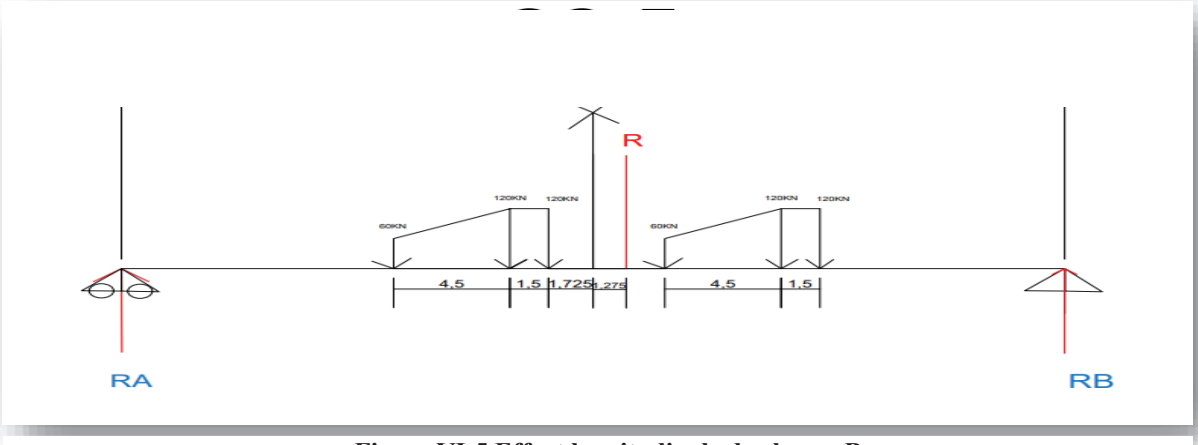


Figure VI:5 Effort longitudinale de charge Bc

La position de la résultante **R** du convoi :
Σ (Pi x di) = Xr × Σ Pi = Xr × R
120x 4.5 + 120x 6 + 60 x 10, 5 + 120x 15 +120x 16.5 = Xr × R
R. x = 5670 kN.m
R =Σ Pi = 600 kN ⇒ **x = 9,45 m**
2a = x - 6 = 3,45 m ⇒ **a = 1,725 m**

Σ M/B=0 ⇒ R_A36.5 = 600×16.525 ⇒ R_A=271.6kN

Σ M/o=0 ⇒ M= R_A x16.525 -60x6-120x1.5

M= 3948.851 KN

M bc_{1V}= M × bc× δbc × 1 = 3948.851×1.2× 1,058× 1 = 5013.46 KN.m
M bc_{2V}= M × bc × δbc × 2 =3948.85 ×1.10× 1,066× 2 = 9260.843 KN.m
M bc_{3V}= M × bc × δbc × 3 = 3948.85 ×0.95× 1,071× 3 =12053.27 KN.m

Tableau VI-7 Effort tranchant moment fléchissant de système Bt

	M(KN.m)	M0=M/7 (KN/M)
1 voie	5013.46	716.20
2 voies	9260.843	1322.97
3 voies	12053.27	1721.89

Moment max du Système de charge Bt :

- ***Un seul tandem :***

M (*L*/2) =160 x18.25 -160 (1.35/2)
M=2812 KN.m

- ***Deux tandems :***

M=5624KN.m

Tableau VI-8 Moment fléchissent sous charge Bt

	M (KN)	bt	δ	M(KN)	M0=M/7
Un seul tandem	2812	1.2	1.053	3553.24	507.60
Deux tandems	5624	1.2	1.058	7140.23	1020.03

VI.4.3 Moment max du Convoie Mc120 :

A cause de la symétrie
RB= RA=**550 kN**

$\Sigma M/o=0 \Rightarrow M=RA \times 18.25-180.3\times\frac{3.05^2}{2}$

$\Rightarrow$ M=**9198.88 KN.m**

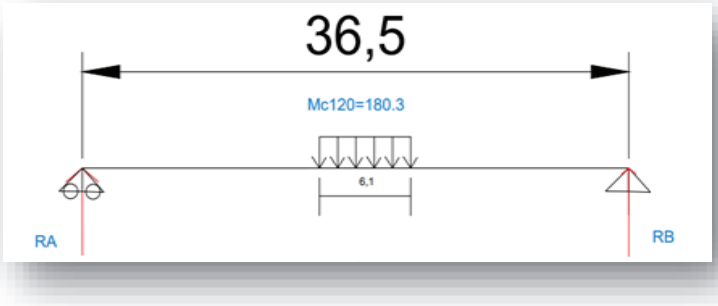


Figure VI:6 effort chargement Mc120

Tableau VI-9 Valeur des efforts et Moment Mc 120

La charge (KN/ml)	M(KN.m)	δ	M(KN.m)	M0=M/7
180.3	9198.88	1.063	9778.41	1396.92

VI.4.4 Convoie exceptionnelle D240 :

RB= RA=**1200 kN**

$\Sigma M/o=0 \Rightarrow M=RB \times 18.25-129.03 \times \frac{9.3^2}{2}$

$\Rightarrow$ M=**16320.098 KN.m**

Moment revenant à chaque poutre :

M0=M/7=2331.44 KN.m

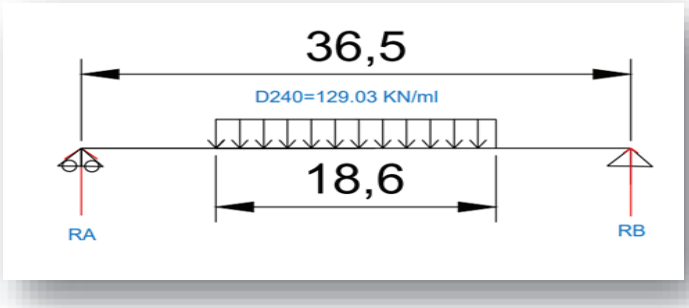


Figure VI:7 Effort de Convoie exceptionnelle D240

Tableau VI-10 Moment fléchissent sous charge D240

La charge KN/ml	M(KN.m)	δ	M(KN.m)	M0=M/7
129.03	16320.098	1	16320.098	2331.44

Tableau VI-11 Moment Mmax des convois

		Mmax (KN.m)	M0 (KN.m)
Poids propre	G	45063.356	6437.622
AL	1 voie	5578.797	796.97
	2 voies	11159.213	1594.17
	3 voies	15064.417	2152.06
BC	1 voie	5013.46	716.20
	2 voies	9260.843	1322.97
	3 voies	12053.27	1721.89
Bt	1 tandem	3553.24	507.60
	2 tandems	7140.23	1020.03

Mc120	9778.41	1396.92
D240	16320.098	2331.44

VI.5 Effort tranchant max Bc

VI.5.1 Effort tranchant max Bc:

ΣM/A=0 ⇒RB ×36.5-120×36.5 -120×35 -60×30.5 -120×26 -120×24.5-60×20 =0
⇒ RB=484.11 kN ⇒ T(x=0) =473.73 kN
Une voie de Bc : Tmax= 484.11 x 1,2 x1,058 x 1= 614.626 KN. D'où :
$T_0 = T_{max}/7 = 614.626 /7 = 87.8$ KN.
Deux voies de Bc : T max= 484.11 x 1,10 x1,066 x 2 = 1135.33 KN. D'où :
$T_0 = T_{max}/7 = 162.19$ KN.
Trois voies de Bc : T max= 484.11 x0,95x 1,071x3 = 1477.67 KN. D'où :

$T_0 = T_{max}/7 = 211.096$KN.

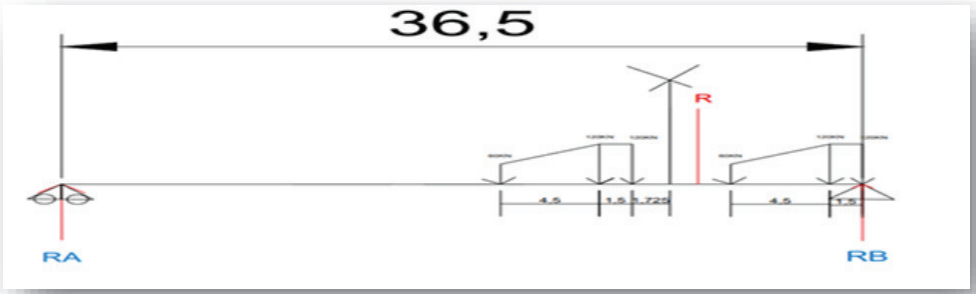


Figure VI:8 Effort tranchant de système Bc

Tableau VI-12 effort tranchant système Bc

	T (KN)	T0=T/7(KN)
1 voie	614.626	87.8
2 voies	1135.33	162.19
3 voies	1477.67	211.096

VI.5.2 Effort tranchant max Bt :

Σ M/A=0 ⇒RB x36.5 -160x36.5 -160x 35.15 =0

⇒RB =314.08 kN

⇒T(x=0) =314.08 kN

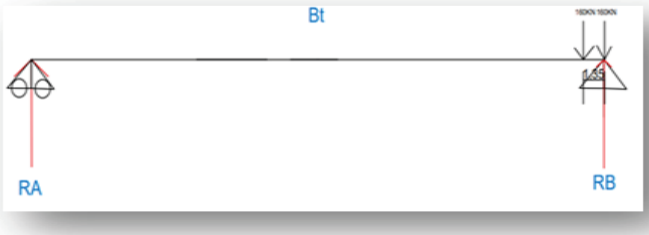


Figure VI:9 Schéma statique du Bt

- **Un tandem** :
  T max=314.08x1.2x1.053=396.87 KN
  D'où T max /7 =56.696 KN
- **Deux tandems** : T max=1.2x314.08x 2 x1.058 =797.52 KN
  T0 = Tmax/7=113.93 KN

Tableau VI-13 Effort tranchant de système Bt

	T (KN)	T0=T/7(KN)
Un seul tandem	396.87	56.696
Deux tandems	797.52	113.93

VI.5.3 Effort tranchant max Mc120

ΣM/A=0

⇒ RB ×36.5-1100× (36.5-3.05) =0

⇒ RB = (36795/36.5) =1008.08 KN

⇒ T(x=0) =1008.08 kN

T_{max}= 1008.081.063=1071.589 KN, T0= 153.084 KN

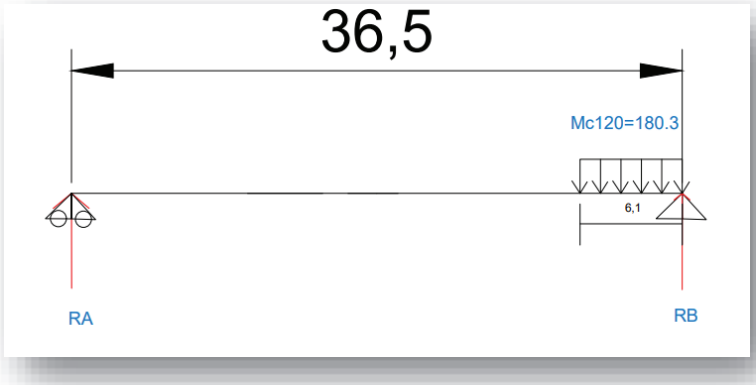


Figure VI:10 effort tranchant MC120

Tableau VI-14 Valeur d'effort tranchant Mc120

La charge (KN/ml)	T(KN)	δ	T(KN)	T0=T/7
180.3	1008.08	1.063	1071.59	153.084

VI.5.4 Effort tranchant max D240 :

ΣM/A=0

⇒ RB ×36.5-2400× (36.5-9.3) =0

⇒ RB = (65280/36.5) =1788.493 KN

⇒ T(x=0) =1788.493 Kn

T0=T/7= 255.50 KN

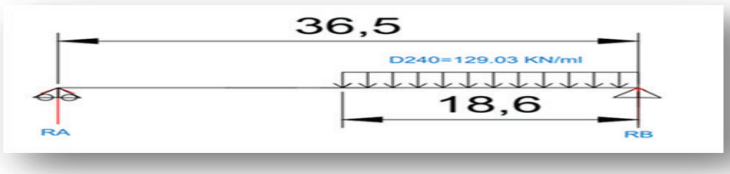


Figure VI:11 Schéma statique du système D240

La charge (KN/ml)	T(KN)	δ	T(KN)	T0=T/7
129.03	1788.493	1	1788.493	255.499

Tableau VI-15 Effort tranchant max dus aux charges et surcharge

		Tmax (KN.m)	T0 (KN.m)
Poids propre	**G**	4938.45	705.49
AL	1 voie	611.375	87.34
	2 voies	1222.93	174.70
	3 voies	1650.895	235.71
BC	1 voie	614.626	87.8
	2 voies	1135.33	162.19
	3 voies	1477.67	211.096
Bt	1 tandem	396.87	56.696
	2 tandems	797.52	113.93
Mc120		1071.59	153.084
D240		1788.493	255.499

VI.6 :Calcul transversal

VI.6.1 La méthode de GUYON-MASSONET :

VI.6.2 Définitions de méthode :

La méthode de GUYON-MASSONET est une méthode de calcul des ouvrages d'art, notamment des ponts. Elle a été développée par les ingénieurs Guyon et Massonet dans les années 1960 et est basée sur la théorie de l'élasticité.

Cette méthode consiste à modéliser la structure du pont sous forme d'un ensemble de poutres et de plaques, en prenant en compte la géométrie et les matériaux utilisés pour la construction. Les charges (poids propre, charges d'exploitation, etc.) sont également prises en compte dans le modèle.

Le calcul se fait ensuite par résolution d'équations différentielles qui permettent de déterminer les déformations et les contraintes dans chaque élément du modèle. Ces résultats permettent ensuite de déterminer les contraintes maximales dans la structure, qui doivent être comparées aux limites admissibles pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

La méthode de GUYON-MASSONET est une méthode classique de calcul des ouvrages d'art, qui a été largement utilisée dans le passé. Cependant, elle présente certaines limites en termes de précision et de prise en compte des phénomènes dynamiques, qui peuvent être importants dans le cas de ponts soumis à des vibrations, par exemple. De nos jours, d'autres méthodes de calcul, telles que la méthode des éléments finis, sont souvent utilisées pour les ouvrages d'art complexes.

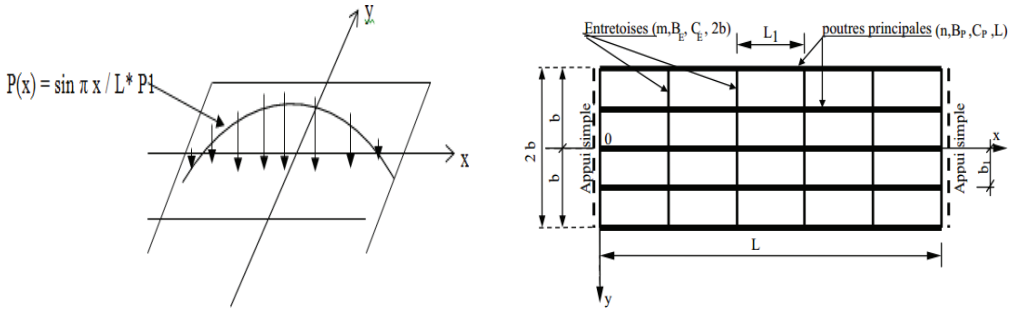
VI.6.3 Principes fondamentaux de la méthode

La méthode est basée sur deux hypothèses

• Le grillage de poutre réelle est assimilé à une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion dont l'équation aux dérivées partielles est :

$$\rho p \times \frac{d^4 w}{dx^4} + (\gamma p + \gamma E) \times \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + \rho E \times \frac{d^4 w}{dy^4} = P(x, y)$$

• La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoïdale dans le



VI.6.4 Détermination des coefficients

VI.6.4.1Paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{(\rho p / \rho E)}$$

- p : poutre
- e : $entretoise$

La dalle fictive qui modélisera le pont et fera l'objet de notre étude, aura une largeur de 2b,

Comptant un nombre entier de distances entre axes des poutres. Elle est alors supérieure à la

Largeur réelle du pont.

$$2b = nb0$$

- b : demi largeur de l'ouvrage = 6.65m
- b0 : entraxe des poutres 1.90m
- n : nombre de poutre (7poutres)

Tableau VI-16 Paramètre d'entretoisement

Indice	Nom	Formule	Valeur
B_1	Entraxe des poutres	/	1.90
I_0	Inertie de la section sur appuis avec hourdis	D'après AUTOCAD	0.4241
I_m	Inertie de la section à mi- travée avec hourdis.	D'après AUTOCAD	0.3396
I_p	Inertie équivalente	$I_p = I_0 + (I_m - I_0)\frac{8}{3\pi}$	0.3524 m^4
ρ_p	Rigidité flexionnelle unitaire des poutres	$\rho_p = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1}$	0.18547 E
L_1	Entraxe des entretoises	/	36.5

$I_D = I_E$	Inertie de la dalle	$I_D=(L_1 \times hD^3)/12$	1.302 m^4
E	Rigidité flexionnelle unitaire des entretoises.	$\rho E = \rho D = \frac{E \times I_D}{L1}$	1.302 E

Donc : $\boldsymbol{\theta = 0.6294}$

VI.6.4.2 Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\sqrt{\rho p . \rho E}}$$

Tableau VI-17 Paramètre de torsion α

Indice	Nom	Formule	Valeur
G	Module de déformation transversale du béton	$G=\frac{E}{2\times(1+\vartheta)}$ Pour ϑ =0.2	0.4167 E
Cp	Rigidité torsionnelle de la poutre	$Cp= [\frac{B1\times d^3}{2} + \sum h \times b^3] \times \frac{G}{3}$	9.40710^{-3}E
γp	Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre	$\gamma p = \frac{Cp}{B1}$	4.951110^{-3}E
Cd	Rigidité torsionnelle de la dalle	$2\times G \times I_D$	1.08508710^{-3}E
γE	Rigidité torsionnelle unitaire de entretoises	$\gamma E=\frac{Cd}{L1}$ L1=1m	1.085087×10-3E
			α=0.194

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).
ϑ: coefficient de poisson égal à 0.2
B1 : entraxe des poutres
d : épaisseur de la dalle
Id : inertie de la dalle $=1^3/12=1.30210^{-3}m^4$

VI.6.5 Calcul de la section simplifiée :

Afin de simplifier les calculs, nous substituons la section réelle par une section équivalente.

La section réelle de la poutre est égale à 7658 m^2

d $= \frac{La\ section\ de\ la\ table\ de\ compression}{\text{La largeur de la table de compression}} = \frac{0.2652}{1.3} = 0.204m$

d'$= \frac{la\ section\ du\ talon}{la\ largeur\ du\ talon} = \frac{0.1944}{0.6} = 0.324$m

h=1.9-0.204-0.324=1.372m

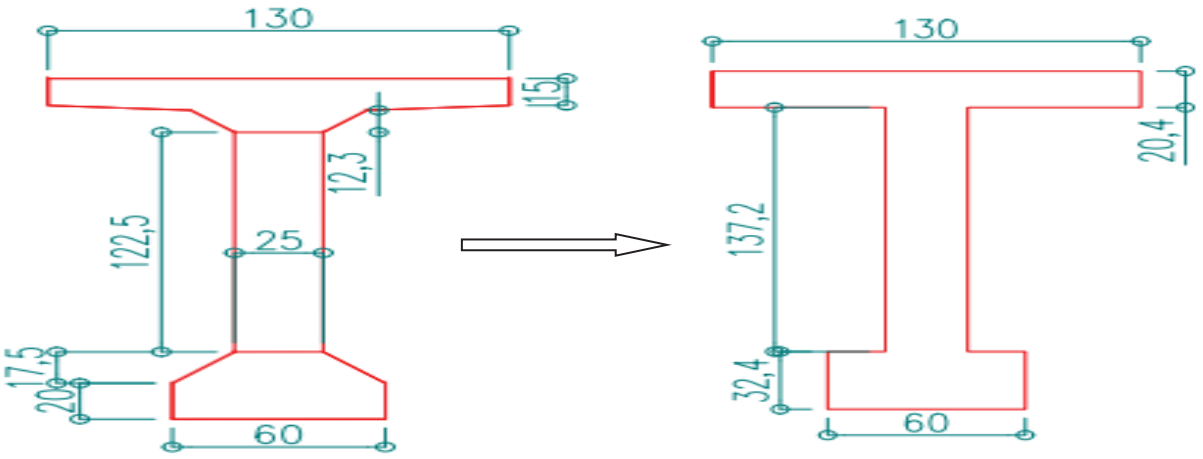


Figure VI:12 section réelle **Figure VI:13 section équivalente**

VI.6.6 Répartition du moment fléchissant

Calcul du coefficient de répartition transversale Kα

Le coefficient de répartition transversal du moment fléchissant kα dépend bien sûr des paramètres α et θ, ainsi que des excentricités des poutres y et des charges e.

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où 0 < α < 1 on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

$K\alpha = K\,0 + (K\,1 - K\,0)\,\alpha^{\beta}$ si $0.3 < \theta < 1$

Avec $\beta = 1 - e^{[(0.065-\theta)/0.665]}$

Donc :

$$K\alpha = K\,0 + 0.391 \times (K\,1 - K\,0)$$

Le tableau de Guyon-Massonnet ne contient pas de valeur calculée pour θ égale à **0.629.**

Par conséquent, il est nécessaire d'effectuer une interpolation entre les valeurs de θ égales à 0.6 et 0.65 pour obtenir les valeurs correspondantes à θ égal à 0.629.

Pour ce faire on utilise les formules suivantes :

$$K0\ (0.629) = K0\ (0.60) + \frac{(0.629-0.60)}{(0.65-0.60)} \times [(K0\ (0.65) - K0\ (0.60))]$$

$$K1\ (0.629) = K1\ (0.60) + \frac{(0.629-0.60)}{(0.65-0.60)} \times [(K1\ (0.65) - K1\ (0.60))]$$

Tableau VI-18 Valeur du coefficient de répartition transversale Kα

Θ=0,629	**K α(ALPHA)= 0.194**								
e / y	**-b**	**3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0	0,4475	0,7379	1,0291	1,2836	1,4039	1,2836	1,0291	0,7379	0,4475
b/4	0,0724	0,3670	0,6748	0,9927	1,2836	1,4536	1,4004	1,2321	1,0403
b/2	-0,1599	0,0925	0,3644	0,6748	1,0291	1,4004	1,7043	1,8427	1,9144
3b/4	-0,3160	-0,1237	0,0925	0,3670	0,7379	1,2321	1,8427	2,4978	3,0896
b	-0,4447	-0,3160	-0,1599	0,0724	0,4475	1,0403	1,9144	3,0896	4,4898

VI.6.7 Calcul du coefficient Kα pour chaque poutre

Tableau VI-19 valeur du coefficient Kα pour chaque poutre

Θ=0.629	**K α(ALPHA)=0.194**								
e / y	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
P1	0,4475	0,7379	1,0291	1,2836	1,4039	1,2836	1,0291	0,7379	0,4475
P2	0,0222	0,3077	0,6078	0,9240	1,2286	1,4421	1,4660	1,3640	1,2291
P3	-0,3716	-0,2068	-0,0165	0,2397	0,6125	1,1492	1,8737	2,7535	3,6945
P4	-0,3994	-0,2483	-0,0710	0,1761	0,5497	1,1078	1,8892	2,8813	3,9969

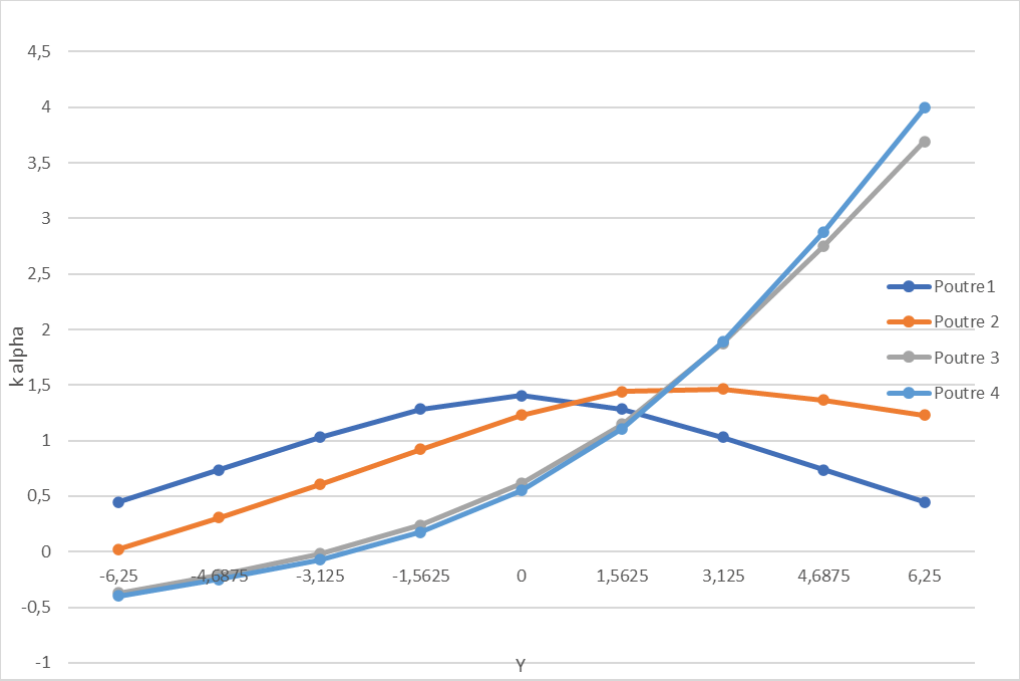


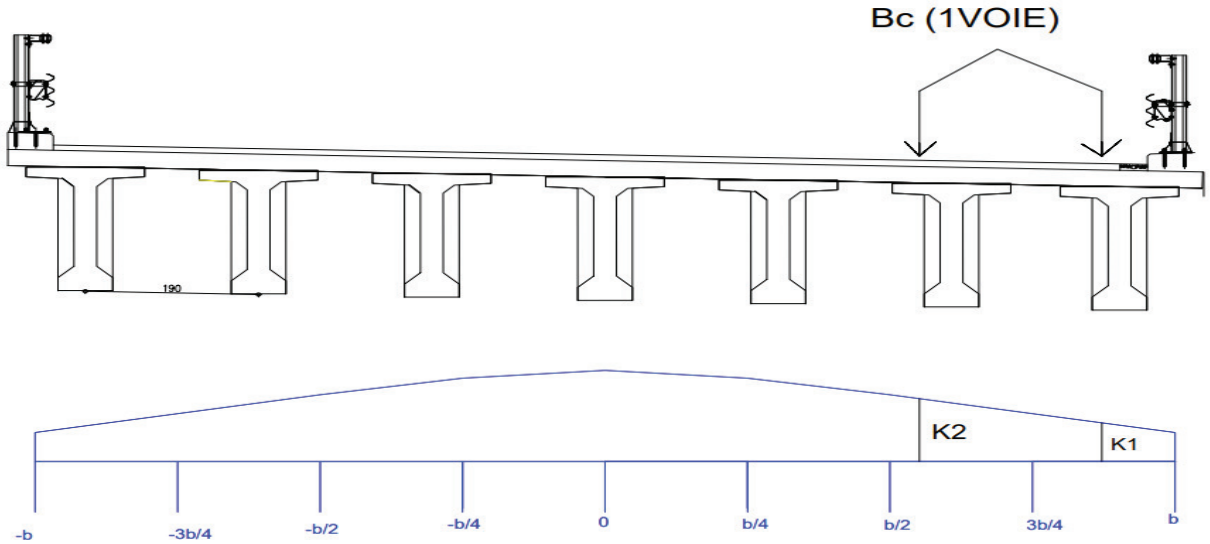
Figure VI:14 Diagramme des poutres

VI.6.8 Calcul de coefficient Kα moy :

Après avoir tracé les lignes d'influences, il y a lieu de disposer convenablement les surcharges, on a :

- **Pour les surcharges concentrées :**

La méthode consiste à lire directement la valeur sur le graphe, puis à calculer la moyenne des valeurs des charges correspondantes. Ainsi, on peut obtenir une estimation représentative en prenant en compte plusieurs valeurs trouvées pour les charges



Kα moy= $\frac{\sum Pi \times Ki}{\sum Pi} = \frac{Ki}{n}$

Avec : n = Nombre de charge

- **Pour les surcharges réparties :**

Kαmoy = (surface de la ligne d'influence surchargée) / (Largeur chargée)

La surface de la ligne d'influence surchargée peut être calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes. Mais on peut aussi tracer la ligne d'influence par AUTOCAD et le logiciel calcule la surface facilement.

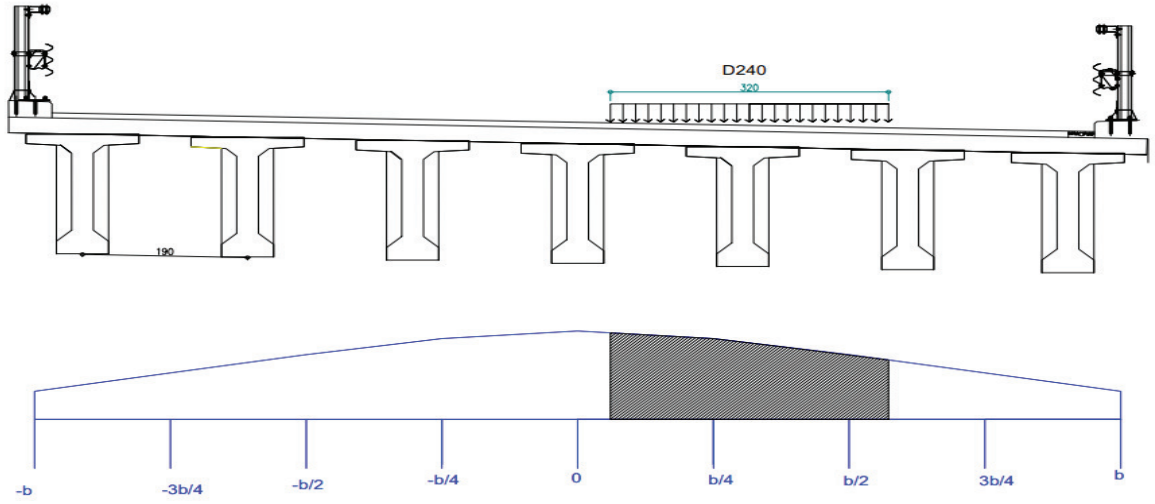


Figure VI:15 surface charge repartie par AUTOCAD

Tableau VI-20 Valeurs de $K\alpha\ moy$ pour les charges

Convois		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
A(L)	01 voie	0.91803	1.4109	2.2184	2.285
	02 voies	1.1259	1.3219	1.4685	1.4745
	03 voies	1.0798	1.0738	0.9714	0.95796
Bc	01 voie	0.785	1.375	2.63	2.755
	02 voies	0.99	1.3925	1.9975	2.05
	03 voies	1.1017	1.2967	1.5	1.515
Bt	01 voie	0.785	1.375	2.63	2.755
	02 voies	1.02	1.375	1.8975	1.9425
Mc120		0.9847	1.4143	2.0237	2.0678
D240		1.125	1.4357	1.595	1.583

Une fois qu'on aura déterminé Kαmoy on passe à calculer les moments fléchissent réels par la formule suivante :

Mréel= Kαmoy × M0

Tableau VI-21 Tableau des moments réel max

		M0	Poutre01		Poutre02		Poutre03		Poutre04	
			Kα moy	Mreel	Kα moy	Mreel	Kα moy	Mreel	Kα moy	Mreel
G		6437,6	1	6437,6	1	6437,62	1	6437,62	1	6437,62
A(L)	01voie	796,97	0,92	731,64	1,41	1124,45	2,22	1768	2,3	1821,08
	02voies	1594,2	1,13	1794,9	1,32	2107,34	1,47	2341,04	1,5	2350,61
	03voies	2152,1	1,08	2323,8	1,07	2310,88	0,97	2090,51	1	2061,59
Bc	01voie	716,21	0,79	562,22	1,38	984,787	2,63	1883,63	2,8	1973,15
	02voies	1323	0,99	1309,7	1,39	1842,25	2	2642,65	2,1	2712,1
	03voies	1721,9	1,1	1897	1,3	2232,78	1,5	2582,84	1,5	2608,67
Bt	01voie	507,6	0,79	398,47	1,38	697,95	2,63	1334,99	2,8	1398,44
	02voies	1020	1,02	1040,4	1,38	1402,54	1,9	1935,51	1,9	1981,41
Mc120		1396,9	0,98	1375,5	1,41	1975,66	2,02	2826,95	2,1	2888,55
D240		2331,4	1,12	2611,2	1,43	3333,9	1,59	3718,58	1,58	3690,61

Combinaisons des charges : les combinaisons de charge sont retirées du Règlement des

Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008) (art 6.2.2)

Tableau VI-22 Combinaison de charge pour moment max

	COMBINAISON	Putre01	Putre02	Putre03	Putre04
ELS	G+1,2A(L)	9226,17475	9210,67992	9246,87366	9258,35171
	G+1,2Bc	8714,03739	9116,96105	9608,79931	9692,1469
	G+1,2Bt	7686,13872	8120,6715	8760,23031	8815,31193
	G+Mc120	7813,16912	8413,28596	9264,569	9326,17318
	G+D240	9048,768	9771,502	10156,186	10128,21
ELU	1,35G+1,6A(L)	12408,86	12388,2003	12436,4586	12451,7626
	1,35G+1,6Bc	11726,0102	12263,2418	12919,0261	13030,1562
	1,35G+1,6Bt	10355,4787	10934,8557	11787,6008	11861,0429
	1,35G+1,35Mc120	10547,7783	11357,936	12507,1682	12590,3338
	1,35G+1,35D240	12215,8368	13191,5277	13710,8511	13673,0835

Conclusion :

La poutre la plus sollicité c'est la poutre 03 sous la combinaison :

À ELS G+D240=10156,186 KN.m

À ELU 1,35(G+D240) = 13710, 8511KN.m

VI.6.9 Vérification Automatique :

Après avoir effectué les calculs manuels des sollicitations et la répartition transversale sur toute la largeur du tablier en utilisant la méthode de GUYON MASSONNET, on procédera à la vérification des valeurs à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysés Professional 2020. Le calcul des sollicitations avec le logiciel ROBOT repose sur une méthode entièrement numérique (la méthode des éléments finis), qui consiste à discrétiser le corps en de petits éléments ayant des dimensions bien définies.

Les résultats obtenus sont les suivant (représenter dans les figures suivants) :

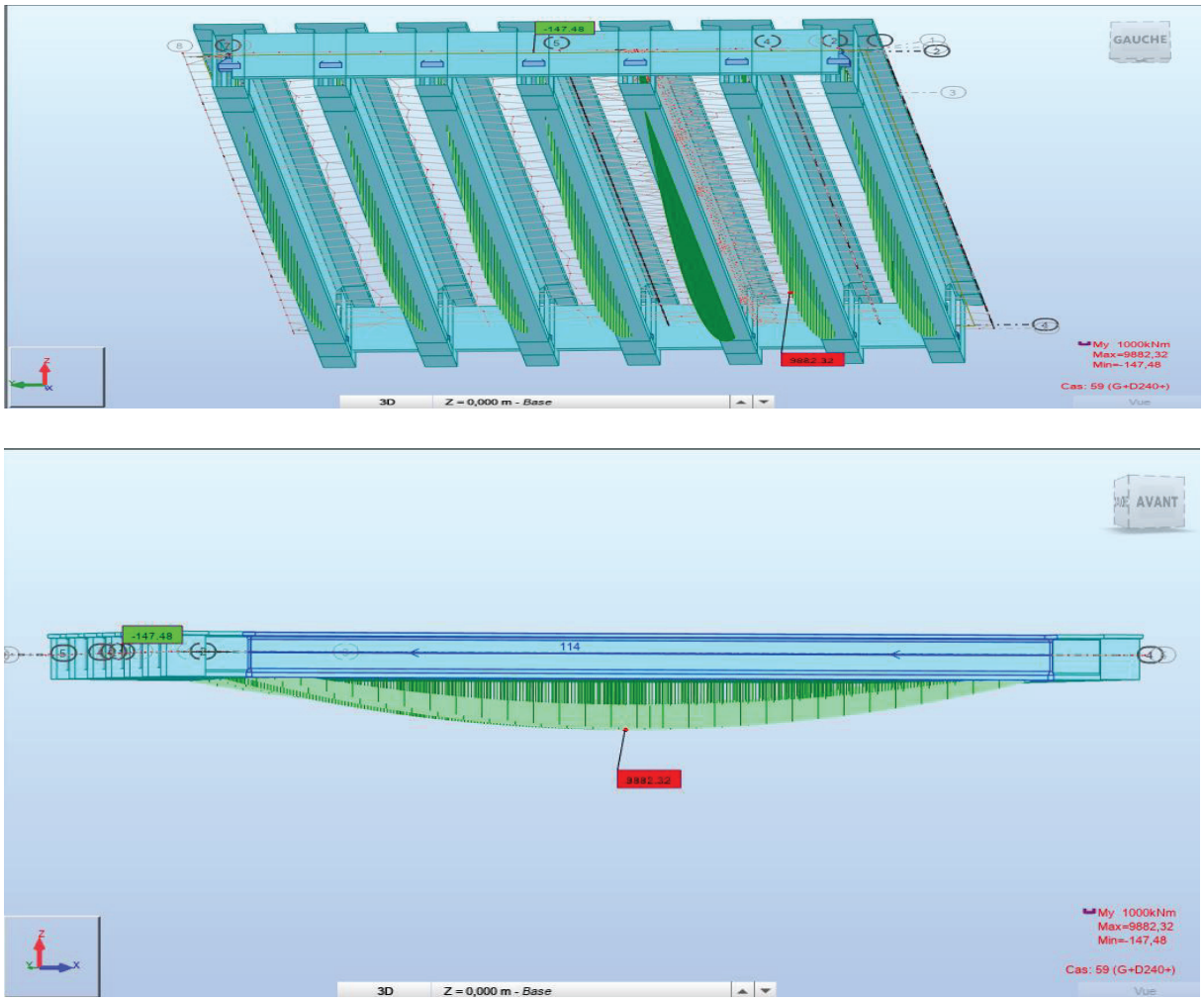


Figure VI:16 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

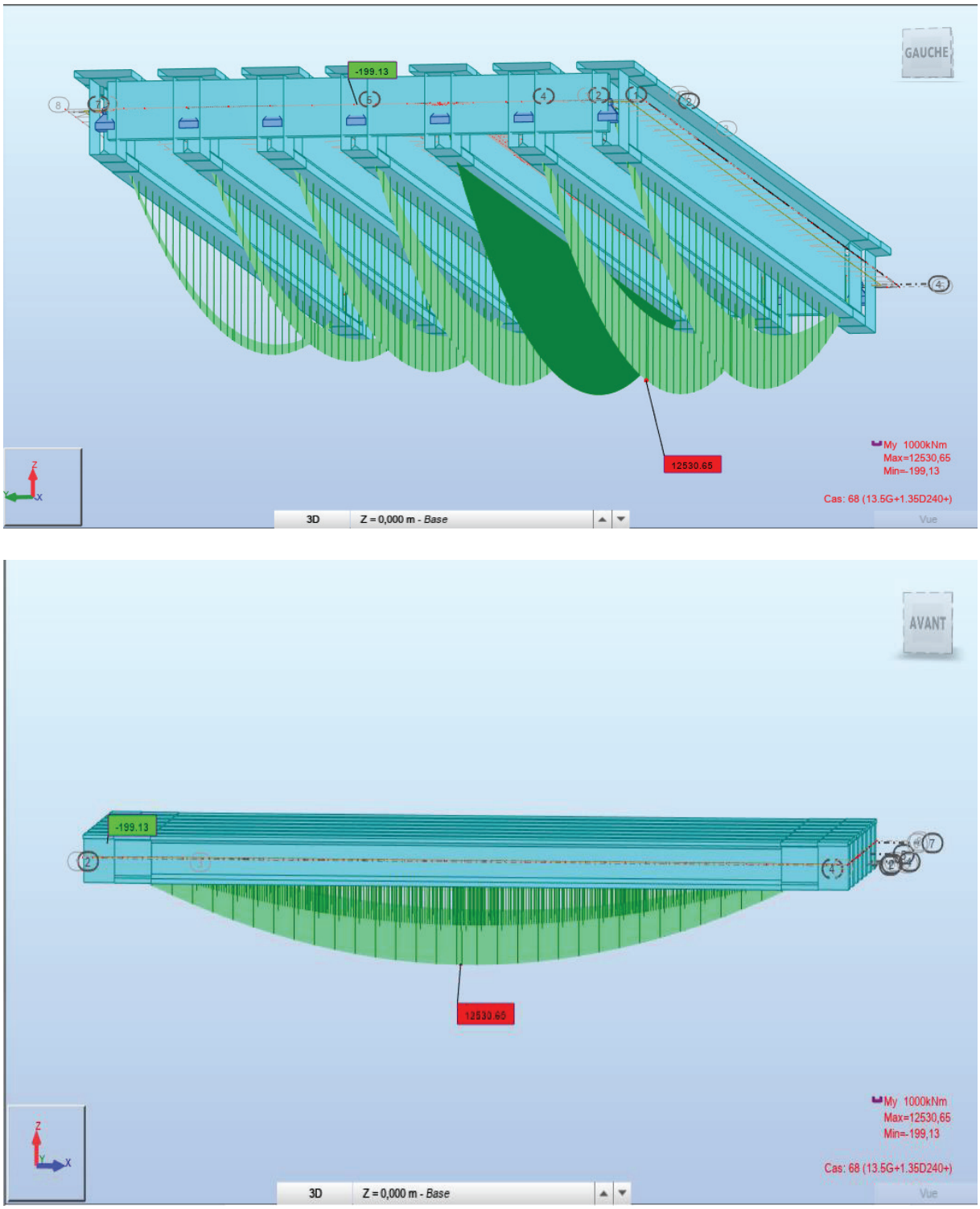


Figure VI:17 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La poutre la plus sollicité c'est la poutre 03 sous la combinaison :

À ELS G+D240=9882.32 KN.m

À ELU 1,35(G+D240) = 12530.65 KN.m

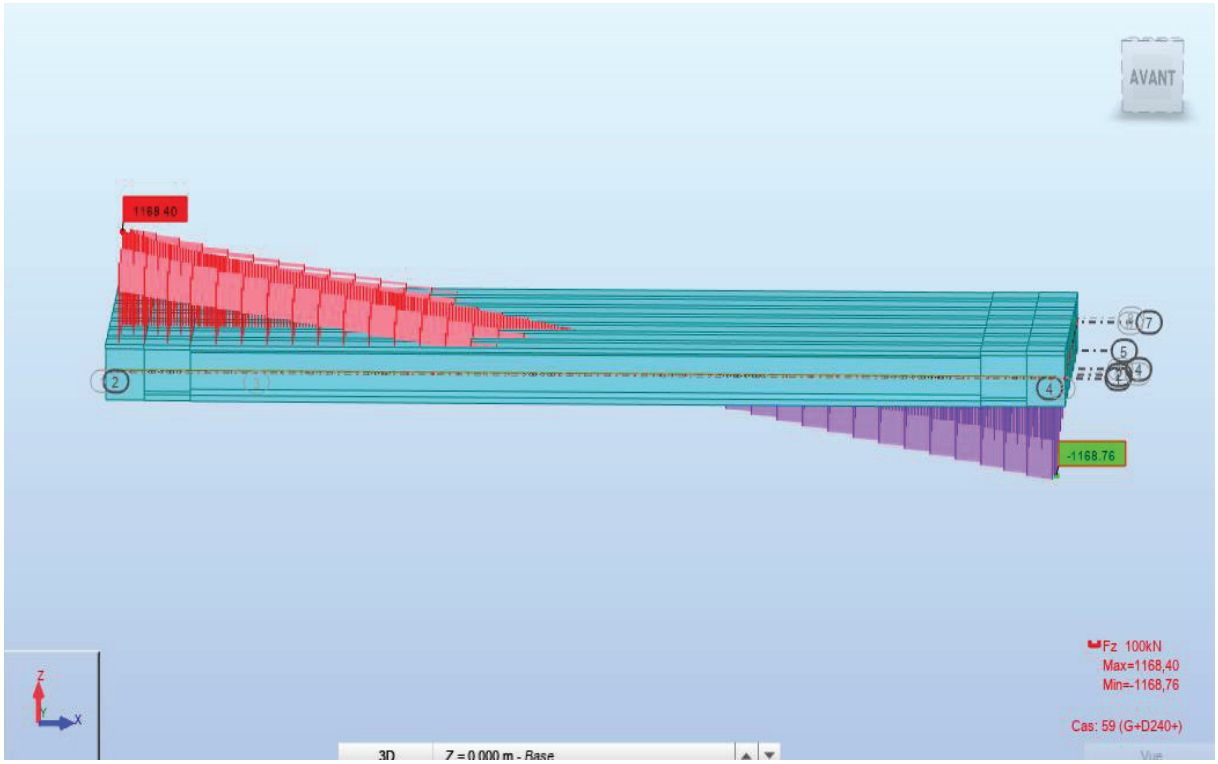


Figure VI:18 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

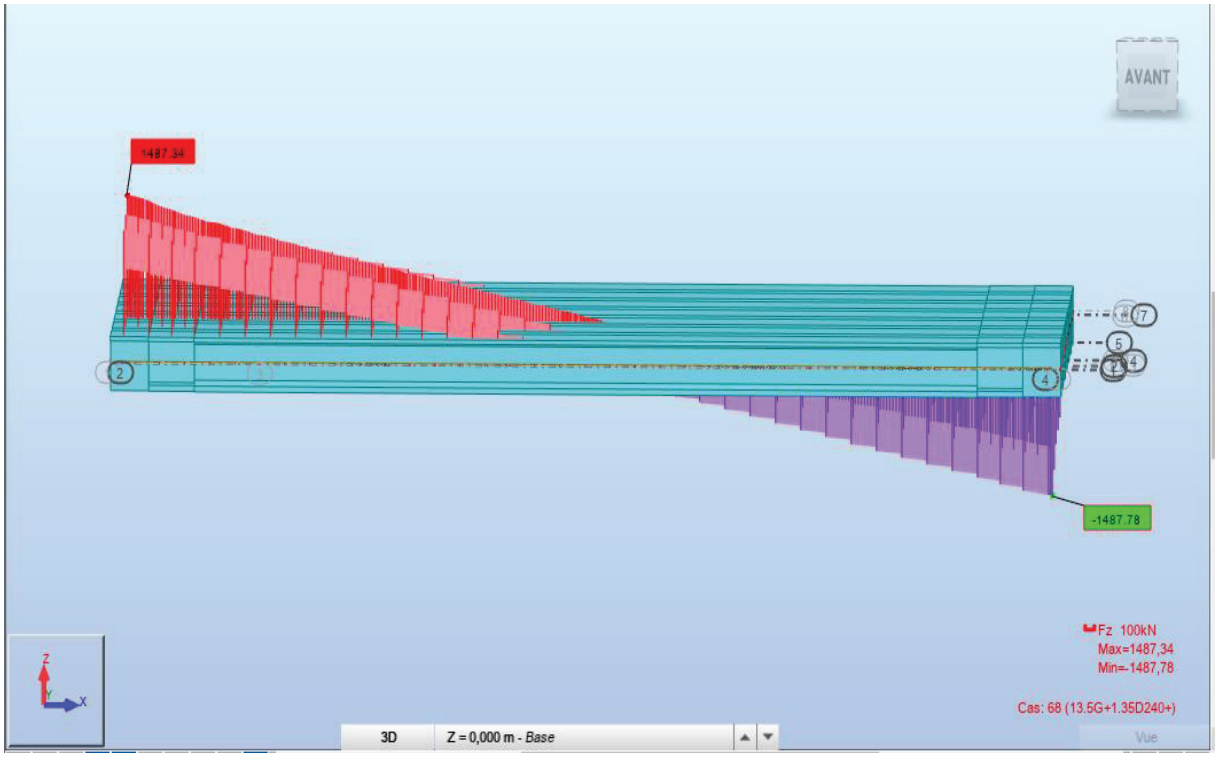


Figure VI:19 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La poutre la plus sollicité c'est la poutre 03 sous la combinaison :

À ELS G+D240=1168.76 KN

À ELU 1,35(G+D240) = 1487.78 KN

Tableau VI-23 récapitulatif et comparatif des moments maximaux

		Calcul manuel		Vérification automatique	
		Valeur	Sous combinaison	Valeur	Sous combinaison
ELS (2 ,8%)	**Moment Fléchissant max (KN.m)**	10156,186	G+D240	9882.32	G+D240
ELU (9,4%)	**Moment Fléchissant Max (KN.m)**	13710,8511	1,35(G+D240)	12530.65	1,35(G+D240)

Étant donné que l'erreur trouvée se situe dans la marge admise, c'est-à-dire inférieure 10%,

Conclusion : après avoir analysé les éléments de réduction tels que les moments fléchissant, nous avons observé que les résultats des deux méthodes de calcul étaient similaires, avec une légère différence. Cette différence s'explique principalement par les variations dans les hypothèses de calcul utilisées par chaque méthode

CHAPITRES VII

CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLI

Chapitre VII : CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

VII.1INTRODUCTION

La configuration géométrique des poutres est assez complexe, ce qui contribue à obtenir des propriétés mécaniques optimales. La poutre est composée d'une partie supérieure appelée table de compression, qui constitue les fibres supérieures, et d'un talon large qui constitue les fibres inférieures. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

VII.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

Notre tablier est constitué de 7 poutres de 37,5 m surmonté par une dalle de 25cm, d'où une coupe transversale a été mentionné précédemment

La Largeur totale du tablier La=13.1 m.

Nombre de poutre n = 7 poutres, Espacement des poutres λ=1.9 m.

Epaisseur de l'hourdis eh=0.25m.

Revêtement =0,08 m.

Dévers d = 2,50%

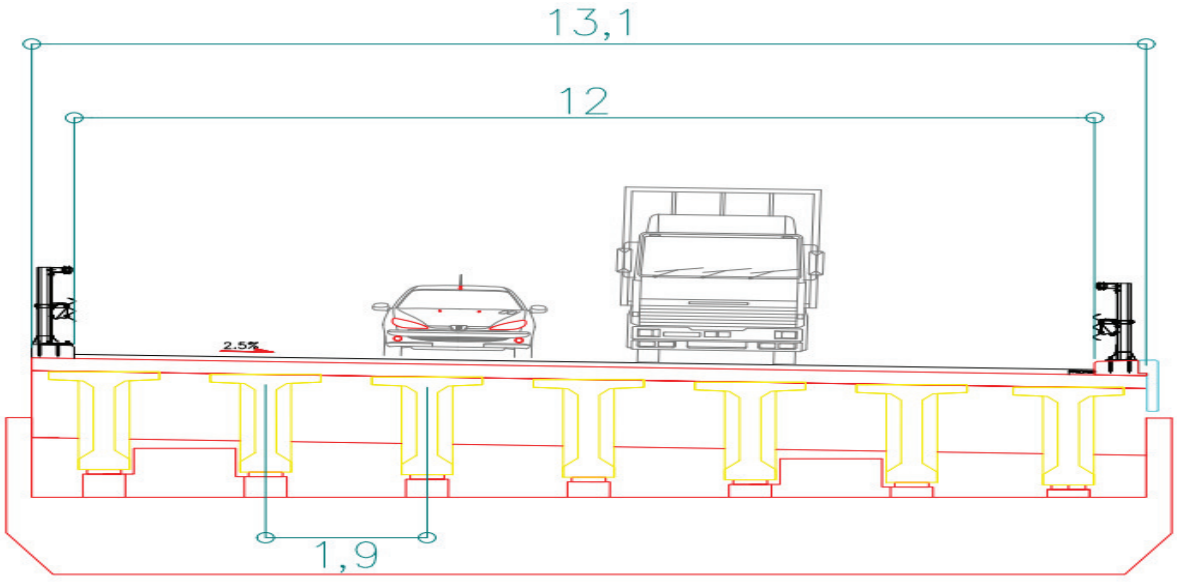


Figure VII:1 Coupe transversale du tablier

VII.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

Les poutres sont divisées en trois sections transversales distinctes, et les caractéristiques géométriques de chaque section sont répertoriées dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1 Formule de détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Formule	Définition
B_{brute} =x. y	Section brute de l'élément
$I_{\Delta}=bh^3/36$ $I_{\Delta}=bh^3/12$	Le moment d'inertie par rapport à l'axe Passant par le centre de gravite : • Pour une section triangulaire • Pour une section rectangulaire
V'=CG V=H- V'	Distance de la fibre supérieur et inferieur par rapport de CG
$I_G= I_{\Delta}-B. V'^2$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par CG
$B_{nette}=0.95B_{brute}$	Section nette de la poutre
$P= I_G/ V' \times V \times B_{brute}$	Rendement géométrique de la section

VII.4Section d'about :

Tableau VII-2 caractéristique géométrique de la section d'about

Section sans hourdis	
H(m)	1.9
$B_{brute}(m^2)$	1.2562
V'(m)	1.031
V(m)	0.869
$I_G(m^4)$	0.4241
ρ (%)	0.3768

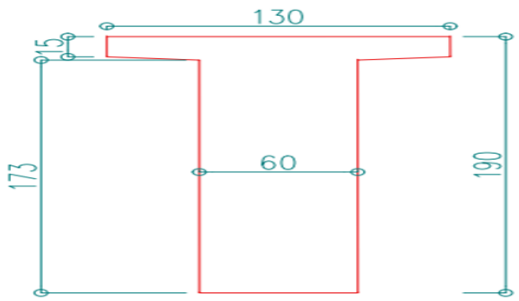
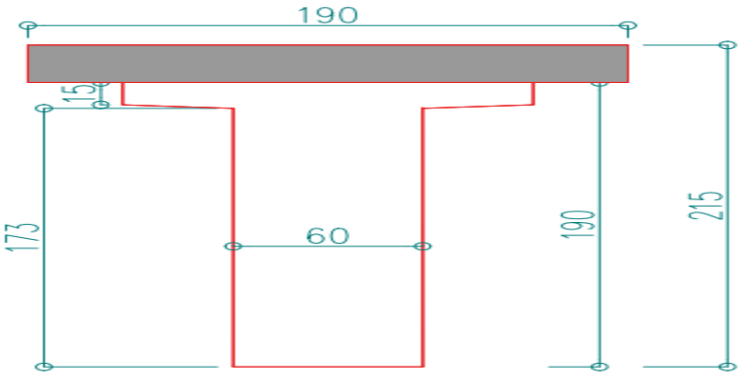


Tableau VII-3caractéristique géométrique de la section d'about avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2.15
$B_{brute}(m^2)$	1.7312
V'(m)	1.3051
V(m)	0.8449
$I_G(m^4)$	0.7704
ρ (%)	0.4036



VII.5 Section intermédiaire

Tableau VII-4 caractéristique géométrique de la section intermédiaire

Section sans hourdis	
H(m)	1.9
$B_{brute}(m^2)$	0.9955
V'(m)	1.0411
V(m)	0.8589
$I_G(m^4)$	0.3735
ρ (%)	0.4196

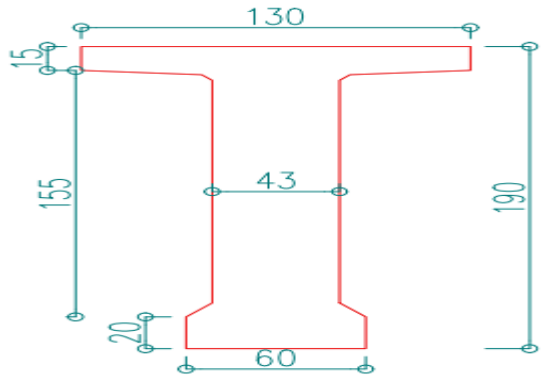
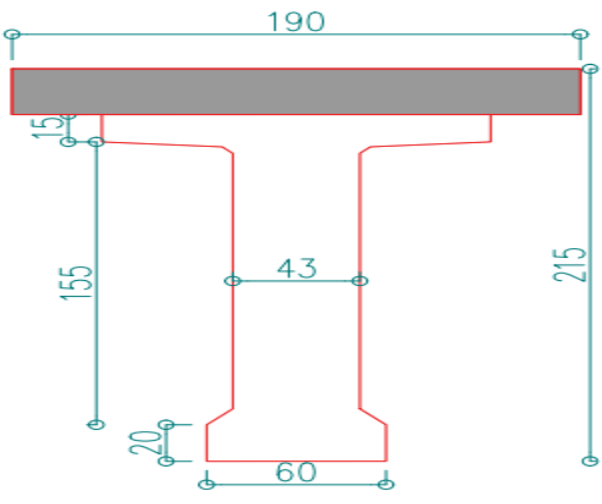


Tableau VII-5 caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec

Section avec hourdis	
H(m)	2.15
$B_{brute}(m^2)$	1.4705
V'(m)	1.3589
V(m)	0.7911
$I_G(m^4)$	0.6873
ρ (%)	0.4348



VII.6 Section Médiane :

Tableau VII-6 caractéristique géométrique de la section médiane

Section sans hourdis	
H(m)	1.9
$B_{brute}(m^2)$	0,7658
V'(m)	1,0571
V(m)	0.8429
$I_G(m^4)$	0,3396
ρ (%)	0.4977

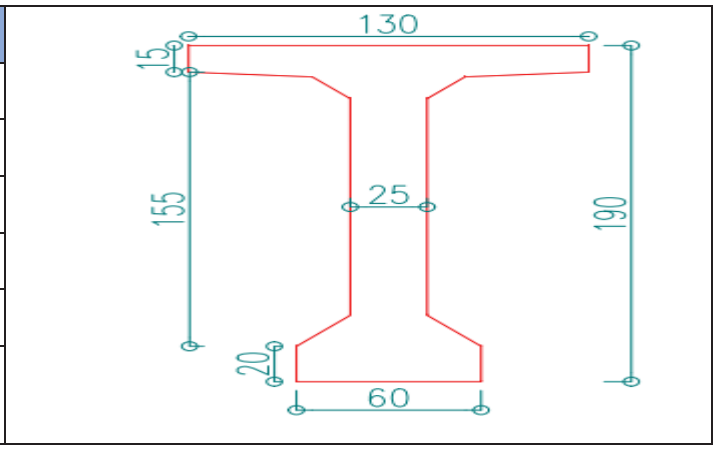
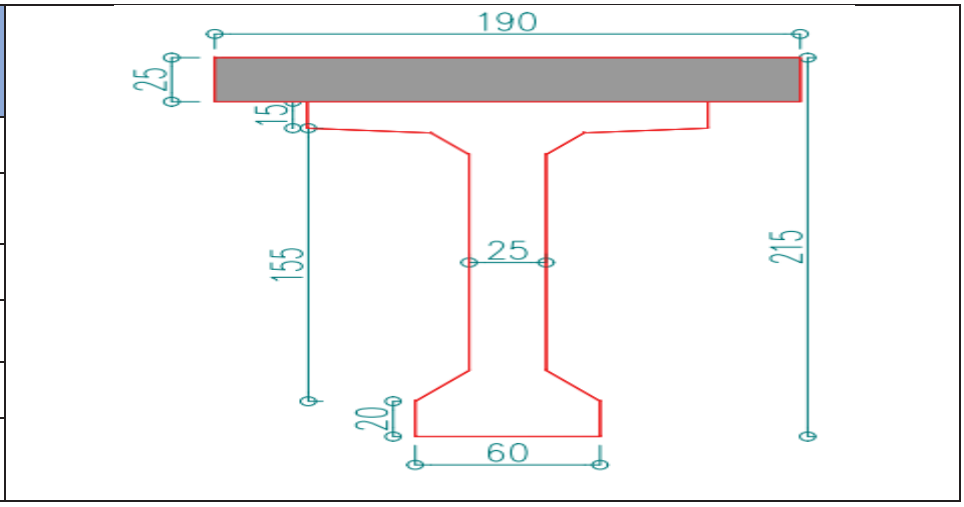


Tableau VII-7 caractéristique géométrique de la section médiane avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2.15
$B_{brute}(m^2)$	1,2408
V'(m)	1,4278
V(m)	0.722
$I_G(m^4)$	0,6166
ρ (%)	0.4821



CONCLUSION :

Les informations fournies dans ce chapitre seront utiles pour analyser à la fois la superstructure et l'infrastructure du projet.

CHAPTRE VIII :

ETUDE DE PRECONTRAINT

Chapitre VIII ETUDE DE PRECONTRAINTE

VIII.1Introduction :

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction. Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'**effort de précontrainte** (ou, en abrégé, la **précontrainte**).

VIII.2 PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION :

La précontrainte par post-tension est une méthode utilisée dans la construction pour renforcer les structures en béton. Dans ce procédé, des câbles en acier sont placés dans le béton après sa coulée et son durcissement. Les extrémités des câbles sont ensuite ancrées dans des points d'appui solides, appelés ancrages, situés aux extrémités de la structure.

Une fois les câbles en place, ils sont tendus à l'aide de vérins hydrauliques ou mécaniques. Cette tension exercée sur les câbles crée une force de compression qui est transmise au béton. Cette compression permet de compenser les forces de traction qui s'exerceront sur la structure lorsqu'elle sera soumise à des charges.

La précontrainte par post-tension présente plusieurs avantages. Elle permet de réaliser des structures plus légères, plus résistantes et plus durables. Elle offre également une plus grande flexibilité de conception, permettant la réalisation d'ouvrages avec de plus grandes portées et de formes plus complexes.

En résumé, la précontrainte par post-tension consiste à tendre des câbles en acier dans le béton après sa coulée afin de créer une compression qui renforce la structure et la rend capable de supporter des charges importantes.

VIII.3 LES PHASES DE PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinaux, cadre…….
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs

VIII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VIII.4.1 Donnés de calcul :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de **la poutre avec et sans dalle** à la section **about et médiane** qui sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 Caractéristique de section

	About		Médiane	
	Poutre seul	**Poutre+ dalle**	**Poutre seul**	**Poutre+ dalle**
B (m^2)	1,12	1,49	0,7008	1,0898
υ' (m)	0,92	1,16	0,9587	1,2858
υ (m)	0,83	0,84	0,7913	0,7142
I_G (m^4)	0,31	0,57	0,2561	0,4682
i^2(m)	0,28	0,38	0,37	0,43
ρ	0,36	0,39	0,48	0,47

Les câbles utilisés sont des câbles 12**T15S standards** ayant les caractéristiques dans le tableau suivant :

Tableau VIII-2 Caractéristiques des câbles 12T15S

Cable	T15S	**D gaine**	**0.08 m**
Nombre du toron	12	**f**	0.18 (rd^{-1})
Ap 1 toron	150 mm2	**∅**	0.002 (m^{-1})
Ap 1 toron	0.00015 m^2	**g**	6 mm
Ap	0.0018 m^2	**μ_0**	0.43
fprg	1860 MPA	**ρ_{1000h}**	2.5
F_{p0}	221.4 KN	**fe**	500 MPA
fpeg	1674 MPA	**Ep**	190000 MPA

Les données de l'ouvrage et les caractéristiques du béton sont définies dans les tableaux suivants.

Tableau VIII-3 Données de calcul

Données de l'ouvrage	
$H_{(P)}$	1.9 m
$H_{(P+D)}$	2.15
L_{poutre}	37.5 m
$L_{porté}$	36.5 m
$N_{poutres}$	7
E_{dalle}	0.25m
Ec	0.03 m
λ	1.9 m
L_T	1.3 m
b_{about}	0.6 m

Caractéristiques du béton	
F_{csup}	40 MPa
F_{cinf}	27 MPa
F_{t28}	3 MPa
σ_{bc}	24 MPa
σ_{bt}	-4.5 MPa
Résulta logiciel	
M_{gp}	3.97 MN.m
M_{max}	9.883 MN.m
M_{min}	6.013 MN.m
V_M	1.16876 MN
V_m	0.73284 MN

VIII.5 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VIII.5.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

L'objectif de dimensionnement de précontrainte déterminer la force effective P (après soustraction des pertes de tension) qui doit régner dans la section étudiée afin que les contraintes limites soient admissibles.

Cette force est donnée par la relation suivante : **PMIN = Sup (PI ; PII)**

$$\mathbf{PI} = \frac{\Delta M \times B \times V \times V'}{I \times (V+V')} \text{ , Section sous critique.}$$

$$\mathbf{PII} = \frac{Mmax}{\frac{I}{B \times V'} + V' - d'} \text{ , Section sur critique.}$$

Sachant que :
B : l'aire de la section.
V et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.
I : le moment d'inertie de la section
ρ : le rendement géométrique de la section.
d': distance entre le centre de gravité des câbles et de la fibre inférieure, **d'= 0.1 × h**
σ_{bt1} et σ_{bt2} Les contraintes limites de traction.
Voici ci-dessous les résultats obtenus après calcul.

Tableau VIII-4 Evaluation de P_{MIN}

Détermination de P min		
σ_{bt1}	-3,00	MPa
σ_{bt2}	-4,50	MPa
d'	0,22	m
PI	-0,61	MN
PII	5,50	MN
P_{MIN}	5,50	MN

VIII.5.2 Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{PMin}}{\mathbf{P0}}$

P0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15S** peut créer, **ΔP** est estimé à 25 % de pertes,

$$\mathbf{P_0 = min}\ \{(\mathbf{0.8} \times f_{prg} \times \mathbf{A_p})\ ;\ (\mathbf{0.9} \times f_{peg} \times \mathbf{A_p})\}.$$

Le résultat est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII-5 Détermination du nombre de câble.

ΔP0 =	25 %	**Donc on choisit trois câbles de 12 T15S de classe 1860**
T0 =	1488 MPA	
P0 =	2,66 MN	
n ≥	2,76 Câbles	

VIII.5.3 La pré-vérification des contraintes :

Comprend quatre phases, dont la première survient après 7 jours (mise en tension à 50 %). La deuxième phase intervient après 28 jours (mise en tension à 100 %). La troisième phase se déroule après le coulage de la dalle, tandis que la dernière phase a lieu en service. Dans ce qui suit, nous nous concentrerons uniquement sur les vérifications des phases clés, à savoir la deuxième et la quatrième phase.

Les vérifications se font à mi-travée et les conditions à vérifier sont comme suit :

- Au niveau de fibre inférieure : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
- Au niveau de fibre supérieure : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e0 - M) \times \frac{v'}{I}$ et $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e0 - M) \times \frac{V}{I}$; avec : $e_0 = v' - d$

VIII.5.4Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes

<u>Première phase</u> : après 7 jours :

Tableau VIII-6 valeur première phase

Fc7	26.49 MPA
Ft7	2.19 MPA
σ *bt*2	-1.53 MPA
σ *bt*1	-3.28 MPA
σ bc	15.89 MPA
ΔP	10 %

Deuxième phase : après 28 jours :

Tableau VIII-7 Valeur Deuxième phase

Fc28	40 MPA
Ft28	3.00 MPA
σ *bt*2	-2.1 MPA
σ *bt*1	-4.50 MPA
σ bc	24.00 MPA
ΔP	15 %

3ème phase : Après coulage de la dalle

Tableau VIII-8 3 -ème phase

Fc28	**40 MPA**
Ft28	**3.00 MPA**
σ *bt*2	**-2.1 MPA**
σ *bt*1	**-4.50 MPA**
σbc	**24.00 MPA**
ΔP	**25 %**

Quatrième phase : En service

Tableau VIII-9 4 -ème phase

Fc28	**40 MPA**
Ft28	**3.00 MPA**
σ *bt*2	**-2.1 MPA**
σ *bt*1	**-4.50 MPA**
σbc	**24.00 MPA**
ΔP	**10 %**

D'où on obtiendra les résultats suivants :

Estimation des contraintes et interprétation des résultats

Phase	e_0	M	P	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
	(m)	(MN.m)	(MN)	(MPa)	(MPa)	
Phase 1	0,84	3,47	3,59	5,80	3,28	Condition Vérifier
Phase 2	0,84	3,47	7,17	2,99	17,37	C.V
Phase 3	1,21	5,02	6,78	1,72	12,86	C.V
Phase 4	1,21	9,88	5,98	7,90	-1,28	C.V

Remarque :

Les trois câbles seront placés à l'about de poutre car les conditions sont vérifiées à cet endroit les données prises pour le calcul sont celles de la poutre seule à mi-travée).

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \geq -1{,}5\, f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \leq 0{,}6\, f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

- $\sigma_{Sup} \geq \sigma_{bt1} \rightarrow n \leq 6.29$
- $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \rightarrow n \leq 3.34$

VIII.5.5 Le tracé des câbles de précontrainte

Le tracé des câbles de précontrainte comprend la déviation dans les plans vertical et horizontal. Il présente une forme géométrique qui suit le diagramme du moment fléchissant pour compenser l'effet des charges appliquées, ce qui lui confère une forme parabolique. Un alignement droit sur une distance d'un mètre à partir de l'ancrage précède la parabole.

La disposition des câbles à la section d'about et à la section intermédiaire respectera les conditions imposées par l'emplacement de la plaque d'ancrage (précontrainte Freyssinet) ainsi que les dispositions constructives des câbles conformément au BPEL.

Pour le calcul du rayon de courbure, on peut supposer que la pente du câble est négligeable, ce qui permet d'utiliser une parabole du deuxième degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

l **:** est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

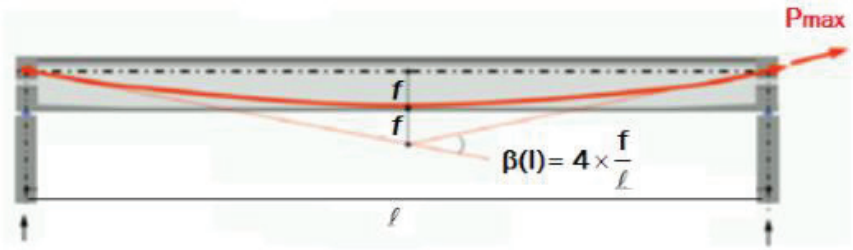
f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

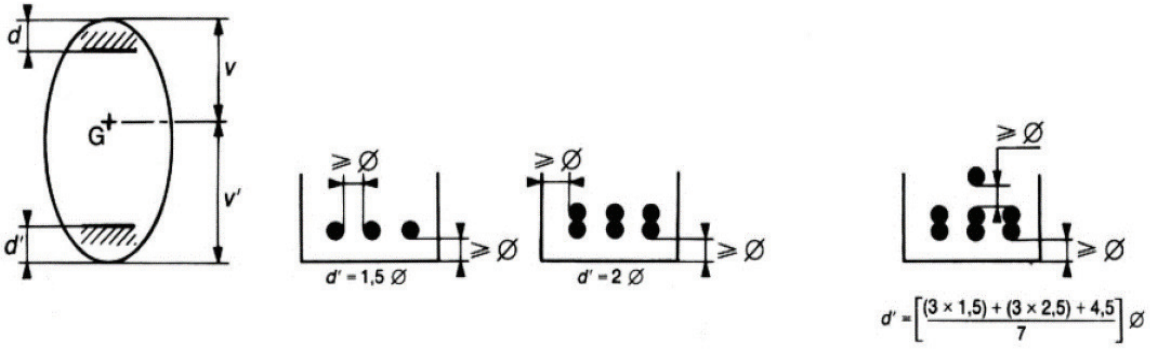


L'angle de déviation sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation : $\boldsymbol{\beta}(\boldsymbol{l}) = \mathbf{4} \times \frac{f}{l}$

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$



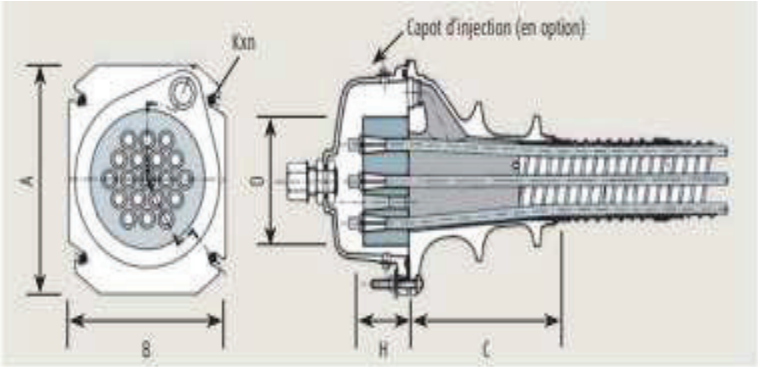
Le positionnements des câbles qu'il faut respecter :

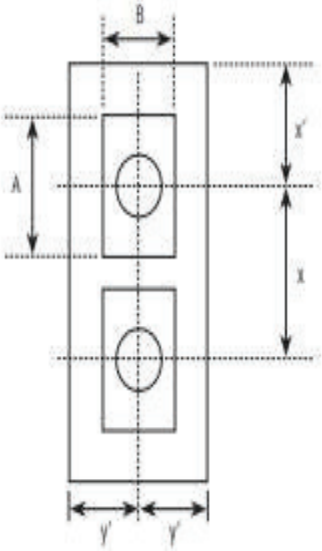


• Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = l/2, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.

• Pour x=0.15(espace de 0.15 m pour le cachetage), on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage

On opte pour des plaques d'ancrages A×B =240mm×200mm





Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4

- La condition à vérifier pour le placement des plaques d'ancrages :

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)

Distances a et b

Unités	a = b (mm) $f_{cm,j}$ (MPa) 24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

L'angle de relevage α à x = 0.15 est donné par la formule suivante :

$$\arcsin\left(\left(\frac{VM-V}{P}\right)\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{Vm-V}{P}\right)$$

V : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about, $\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0.8 \times h$
$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service, $\bar{\tau} = (0.4 \times ftj \times (ftj + \sigma x))^{1/2}$
σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\sigma x = P/Bn$
Bn : surface nette de la section d'about + hourdis, $Bn = Bp+d - n \times B_{Gaine}$.
bn : largeur nette de la section d'about + hourdis, $bn = b0 - n \times \Phi$.
n : nombre de gaines par lit.
b0 : largeur brute.
B_{Gaine} : surface de la gaine.
Φ : diamètre de la gaine, **Φ = 8 cm.**

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-10 Caractéristiques du tracé des câbles

bn	0.52 m
Bn	1.72 m^2
P	5.98 MN
σx	3.48 MPA
$\bar{\tau}$	2.79 MPA
V	2.49 MPA

L câble	**37.5**
L réel	**1**
L Pb	**35.5**

-12,82 **≤ α ≤** **32,68**

L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m partir de son ancrage

Tableau VIII-11 l'angle de relevage

α_{C1} =	4,21	**α_{C2} =**	5,75	**α_{C3} =**	6,82			
N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1	18,75			
C1	35,5	4,21	0,83	0,76	0,12	0,64	247,54	0,072
C2	35,5	5,75	1,17	1,07	0,2	0,87	181,22	0,098
C3	35,5	6,82	1,51	1,39	0,36	1,03	152,88	0,116

VIII.6 CALCUL DES PERTES :

VIII.6.1 PRTES DE TENSION INSTANTANEES

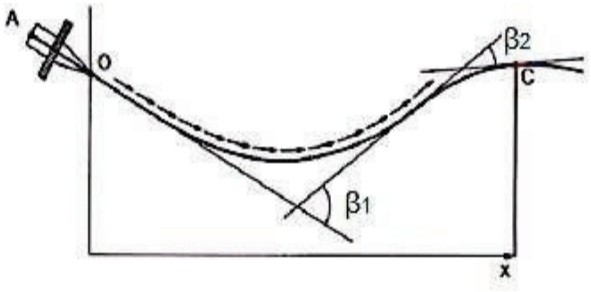
Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta \sigma_{Pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta \sigma_{Pi}(x)$.

VIII.6.1.1 PERTES PAR FROTTEMENT



Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma p(x) = \sigma_{p0} \times e^{(-(f\times\beta+\varphi\times x))}$$

σ_{p0}: La tension à l'origine;
e : La base des logarithmes népériens ;
f : Coefficient de frottement en courbe (**rd**$^{-1}$). ;
β : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;
ϕ : Coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
x : La distance de la section considérée (m).
La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\sigma p(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{(-(f\times\beta+\varphi\times x))})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

les valeurs moyenne des ceoffecition φ

Cas	Nature des armatures	f : 3 ⩽ R ⩽ 6 (m)	f : R ⩾ 6 (m)	φ (m^{-1})
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26-R}{100}$	0,20	

φ = 0,002 (m^{-1})
f = 0,18
σ_{p0} = 1488 MPa

Tableau VIII-12Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	18,75	0,072	0,050	73,15	79,12	5,32%
C2	18,75	0,098	0,055	79,81		
C3	18,75	0,116	0,058	84,41		

VIII.6.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage :

Lorsqu'un ancrage est utilisé pour fixer quelque chose en place, il peut y avoir des pertes d'énergie ou de force dues au recul. Le recul se produit lorsque la force exercée sur l'ancrage est transmise à l'objet fixé, mais une partie de cette force est également transmise au système d'ancrage lui-même.

Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est : $\Delta\sigma g(x) = 2\times\sigma p0 \times k\,(d- x)$

Avec :

K(x) : En fonction de l'abscisse x : $K(x) = f\times \beta + \varphi \times x$;

ℓ **:** Longueur de la moitié de la poutre ;

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $d = \sqrt{\frac{E_{prg}}{\sigma p0k}}$

k : Constante :

$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

g : Intensité du recul d'ancrage, **g = 4 mm**

- **La valeur des pertes due au recul à l'ancrage :**

Tableau VIII-13 la Valeur des pertes due au recul à l'ancrage

N° câble	N° câble	N° câble	d (m)
C1	18,75	0,0027	16,88
C2	18,75	0,0029	16,14
C3	18,75	0,0031	15,68

$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
0	135.06 MPA
0	141.25 MPA
0	145.37 MPA

VIII.6.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donnée :

$$\boldsymbol{\sigma_e = \frac{1 \times Ep}{2 \times Eij} \times \sigma_{bi}}$$

Avec :

σ_{bi} : contrainte parabole du béton : $\boldsymbol{\sigma_{bi}} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{MP \times e}{I_G}$

P : Effort de précontrainte P = n x AP ($\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy}$)

A_P : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{IJ} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_P : moment dû au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de la section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-14 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

Mg =	3,47	MN
Eij =	37619,47	MPa
e =	0,83	m
B =	0,77	m²
IG =	0,34	m⁴
n cable =	3	

$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$	16.69	MPA
$\boldsymbol{\sigma_e}$	42.16	MPA
$\boldsymbol{\sigma_e}$	2.83	%

VIII.6.2 Pertes de tension différées

Pertes par retrait : Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, du a une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [r(t) - r(t1)]$$

ε_r : Retrait total du béton (en climat humide zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie)

- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

t1 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte

r(t) : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps Très souvent, on peut négliger r(t1) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$$

Tableau VIII-15 Valeur des Pertes par retrait

E_p	190 000 MPA
ε_r	210^{-4}
$\Delta\sigma_r$	38,00 MPA
$\Delta\sigma_r$	2.55 %

VIII.6.2.1 Perte par fluage

Lorsqu'une pièce est précontrainte et exposée à des charges permanentes qui varient dans le temps, la perte finale de tension résultant du fluage du béton est évaluée comme suit :

$$\Delta\sigma fl = 2.5\ \Delta\sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

σ_b=Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application

j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{MP \times e}{I_G}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-16 Valeur des Pertes par fluage.

M_P	6,01 MN.m
I_{nette}	0,6166 m^4
B	1,2408 m^2
V'	1,4278 m
e_0	1,20 m
P	5,98 MN
σ_{bi}	7,09 MPa
$\Delta\sigma fl$	89,56 MPa
$\Delta\sigma fl$	6,02%

VIII.6.2.1.1 Perte par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_P = \frac{6}{1000} \times \rho_{1000}\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i$$

σ_i : contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000 h (2.5% dans notre cas)

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture

μ_0 Étant un coefficient pris égal à : 0,43

Pour les armatures à très basse relaxation (TBR). (Notre cas)

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-17 Pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_P$	62,49 MPA
$\Delta\sigma_P$	4,20%

VIII.6.2.2 :Perte de tension différée totale

La formule utilisée pour calculer la relaxation suppose une longueur constante de l'armature. Cependant, la perte due à la relaxation est réduite par l'effet du raccourcissement causé par le retrait et le fluage du béton.

Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6.

Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} = 12{,}07\%$$

VIII.6.3 Pertes totales :

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau VIII-18 Résultat pertes totales

$\Delta\sigma_{inst}$	121,28	8,15%
$\Delta\sigma_{diff}$	179,63	12,07%
$\Delta\sigma_{totale}$	300,91	20,22%

VIII.6.4VERIFICATION DES CONTRAINTES

Il est nécessaire de vérifier, pour chacune des quatre phases mentionnées précédemment, que les contraintes normales et tangentielles induites par cette structure respectent les normes en vigueur, en ne dépassant pas les contraintes limites prescrites.

VIII.6.4.1 :Contraintes admissibles

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VIII-19 Contraintes Admissibles

	j> 28 jours	j = 7 jours	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$(MPA)	24	15,89	Exécution /Q. Rares / Q. Féquente
$\overline{\sigma_{bt1}}$(MPA)	-4,5	-3,28	
$\overline{\sigma_{bt2}}$(MPA)	-2,1	-1,53	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$(MPA)	-3	-2,19	Q. Rares

VIII.6.4.2 Caractéristiques nettes des sections :

Les vérifications seront effectuées pour quatre sections spécifiques, à savoir x = 0,5, L/4, 3L/8 et L/2. Pour cela, les caractéristiques nettes de ces sections (après déduction de la gaine) seront nécessaires. Ces caractéristiques peuvent être estimées à l'aide du logiciel AUTOCAD 2018 et sont fournies dans le tableau suivant :

Tableau VIII-20 Caractéristiques nettes des sections

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**
H (m)	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15	1,90	2,15
B_{nette} (m^2)	1,24	1,72	0,751	1,226	0,751	1,226	0,75	1,23
v_n (m)	0,871	0,845	0,831	0,710	0,826	0,707	0,823	0,705
v'_n (m)	1,029	1,305	1,069	1,440	1,074	1,443	1,077	1,445
I_{nG} (m^4)	0,423	0,769	0,334	0,602	0,330	0,597	0,329	0,595
ρ (%)	37,99	40,63	50,05	48,03	49,58	47,69	49,41	47,62

VIII.6.4.3 Justifications de la poutre a l'ELS

Le calcul des contraintes se fait à l'ELS et les justifications à l'ELS se font pour deux valeurs caractéristiques de la précontrainte P1 et P2

$$P_1 = 1.02 \times P_0 - 0.8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0.98 \times P0 - 1.2 \times \Delta P$$

Avec P_0=2 ,66

Tableau VIII-21 Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	d_x=0,5	d_x=L/4	d_x=3L/8	d_x=L/2
Phase 1	3	50	4,08	3,94	3,71	1,17	0,46	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,15	7,61	7,03	1,17	0,46	0,28	0,23
Phase 3	3	100	14,19	7,23	6,45	1,17	0,46	0,28	0,23
Phase 4	3	100	20,22	6,84	5,88	1,17	0,46	0,28	0,23

VIII.6.4.4Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec ;

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$$

Tableau VIII-22Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,14	0,61	0,79	0,85	-0,14	0,61	0,79	0,85
MEls		0,00	2,60	3,25	3,47	0	2,603	3,254	3,471
P1 (MN)		3,94	3,94	3,94	3,94	7,61	7,61	7,61	7,61
P2 (MN)		3,71	3,71	3,71	3,71	7,03	7,03	7,03	7,03
σp (MPa)	**σsup**	0,00	6,48	8,14	8,69	0,00	6,48	8,14	8,69
	σinf	0,00	-8,34	-7,78	-11,37	0,00	-8,34	-10,58	-8,44
σP1 (MPa)	**σsup**	4,32	-0,69	-2,54	-3,13	8,35	-1,34	-4,91	-6,06
	σinf	1,82	12,88	15,35	16,20	3,51	24,91	29,69	31,33
σP2 (MPa)	**σsup**	4,07	-0,65	-2,40	-2,96	7,72	-1,24	-4,54	-5,60
	σinf	1,71	12,15	14,48	15,28	3,25	23,02	27,44	28,95
	σsup	4,32	5,78	5,60	5,56	8,35	5,14	3,23	2,63

σMax (MPa)	**σinf**	1,82	4,54	7,57	4,83	3,51	16,57	19,11	22,90
σMin (MPa)	**σsup**	4,07	5,82	5,75	5,73	7,72	5,24	3,60	3,09
	σinf	1,71	3,81	6,70	3,91	3,25	14,68	16,86	20,51

Tableau VIII-23 Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4

		Phase 3				**Phase 4**			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,13	0,98	1,16	1,22	0,13	0,98	1,16	1,22
MEls		0,00	3,70	4,68	5,02	0	4,8607	9,251	9,88
P1 (MN)		7,23	7,23	7,23	7,23	6,84	6,84	6,84	6,84
P2 (MN)		6,45	6,45	6,45	6,45	5,88	5,88	5,88	5,88
σp (MPa)	**σsup**	0,00	4,36	5,55	5,95	0,00	5,73	10,97	11,72
	σinf	0,00	-8,84	-11,32	-12,20	0,00	-11,62	-22,37	-24,02
σP1 (MPa)	**σsup**	3,14	-2,43	-4,04	-4,54	2,97	-2,30	-3,82	-4,30
	σinf	5,86	22,76	26,15	27,29	5,55	21,55	24,75	25,84
σP2 (MPa)	**σsup**	2,80	0,37	-0,45	-4,06	5,19	0,71	-0,85	-3,70
	σinf	5,24	20,33	23,36	24,38	4,77	18,51	21,27	22,20
σMax (MPa)	**σsup**	3,14	1,94	1,51	1,41	2,97	3,44	7,15	7,42
	σinf	5,86	13,91	14,83	15,09	5,55	9,93	2,39	1,82
σMin (MPa)	**σsup**	2,80	4,74	5,1	1,89	5,19	6,44	10,11	8,02
	σinf	5,24	11,49	12,04	12,18	4,77	6,89	-1,10	-1,82

VIII.6.4.5 Justification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles se fait par phase (les mêmes phases que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). L'objectif est de s'assurer que les effets d'un effort tranchant combinés aux effets du moment fléchissant et de l'effort

normal ne compromettent pas la sécurité de la structure. Pour cela, les inégalités suivantes doivent être vérifiées :

$$\boldsymbol{\tau}^2 \leq 0.4 \quad .f_{tj}\left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_1}^2$$

$$\boldsymbol{\tau}^2 \leq \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0.6.f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \overline{\tau_2}^2$$

Si $\sigma_x < 0{,}4.\ f_{cj}$ on a ; $\overline{\tau_1} \leq \overline{\tau_2}$ donc on vérifier juste que $\tau < \overline{\tau_1}$

τ : Contrainte tangentielle

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité, avec $\boldsymbol{\sigma_x} = \frac{P}{B_n}$ et $P = \sum_{i=1}^{3} P_i \cos \alpha_i$

P : Effort de précontrainte

B_n : Surface nette de la section considérée.

Qui donne :

Tableau VIII-24 Effort de précontrainte

		Pcos α	**Psin α**
P1	2,12	2,11	0,16
P2	2,12	2,11	0,21
P3	2,12	2,10	0,25
	Somme	6,33	0,62

→ **P=6.33**

B_n= 1,72 m^2

σ_x= 3,69 MPA

La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$, avec $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i . \sin \alpha_i$

V_{red} : Effort tranchant réduit

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis)

b_n : Largeur nette de la section

I_n : Moment d'inertie nette de la section

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-25 Contrainte tangentielle « τ ».

$\overline{\tau_1}$(MPA)	2,83	τ(MPA)< $\overline{\tau_1}$(MPA) Condition vérifier
V_{ser}(MN)	1,169	
V_{red}(MN)	0,55	
$S_n(m^3)$	0,59	
$I_n(m^4)$	0,77	
b_n(m)	0,52	
τ(MPA)	0,81	

VIII.6.4.6 Armatures des zones tendues :

Dans les parties de section où le béton est tendu et sous réserve que la zone tendue présente une hauteur supérieure à 5 centimètres, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL)

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma}\right)$$

Avec :

B_t : Aire de la section du béton en traction.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes.

Tableau VIII-26 contraintes de traction

B_t =	0,1845 m²
σ_{Bt} =	1,82 MPa
N_{Bt} =	0,203 MN

→ A_s= 8,54 cm²

Donc : (8HA12=9.05cm²)

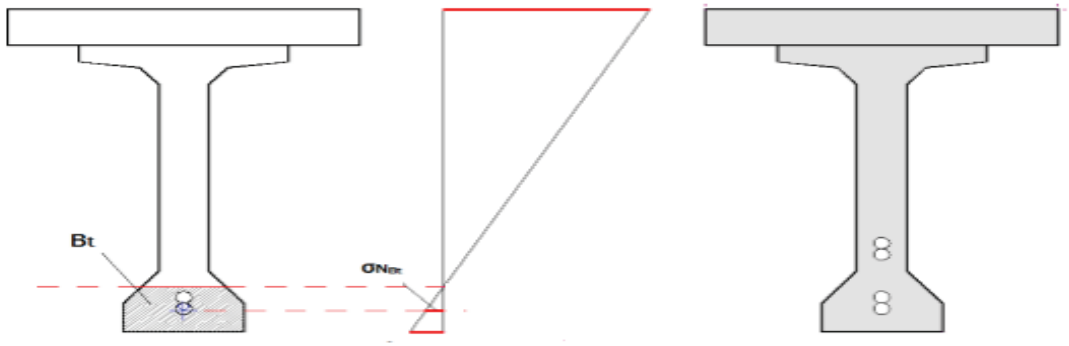


Figure VIII:1Diagramme des contraintes à mi travée.

VIII.6.4.7 Justifications de la poutre a l'ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan 2\,\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ avec } \beta_u \geq 30°$$

β_u étant toutefois borné inférieurement à 30°.

σ_x , σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_{u_{red}}(y)}{I_n . b_n}$

Tableau VIII-27 Détermination l'angle βu

V_{ult} =	1,49 MPa
V_{red} =	0,87 MPa
Sn =	0,59 m³
I_n =	0,77 m⁴
b_n =	0,52 m

Bn	1,72 m²
σ_x	3,69 MPA
τ_u	1,28MPA
β_u	17,39

On prend : $\boldsymbol{\beta u} = \mathbf{30°}$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times \tan \beta_u$$

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

s_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Tableau VIII-28 les valeurs pour déterminer At

τ_u =	1,28 MPa
f_e =	500,00 MPa
f_{t28} =	3,00 MPa
b_n =	0,52 m
γ_s =	1,15

$\frac{A_t}{S_t}$ =1,93 cm²

On prend S_t=20 cm donc $A_t \approx 0.4 cm^2$

Nous retiendrons donc un cadre HA 10 avec un espacement 20 cm

VIII.6.4.8 Justifications du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPA}$$

Tableau VIII-29 contrainte de compression

τ_u(MPA)	1,28	1,28<6.67 Condition vérifier
f_{c28} (MPA)	40,00	

CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi et cette précontrainte nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante. On va dans le chapitre suivant faire une étude sur notre tablier (hourdis, équipement…ets)

CHAPITRES IX :

CALCUL DE DEFORMATION

ET ETUDE DE L'HOURD

Chapitre IX : CALCUL DE DEFORMATION ET ETUDE DE L'HOURDI

IX.1CALCUL DES DÉFORMATIONS :

IX.1.1 Introduction :

La principale fonction de la dalle d'un pont à poutres est de transmettre les charges appliquées sur le pont aux poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau.

IX.1.2 Déformations et contre-déformations :

La déformation causée par le poids propre est déterminée à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019. Les déformations sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre-déformations).

IX.1.3 Flèches due au poids propre :

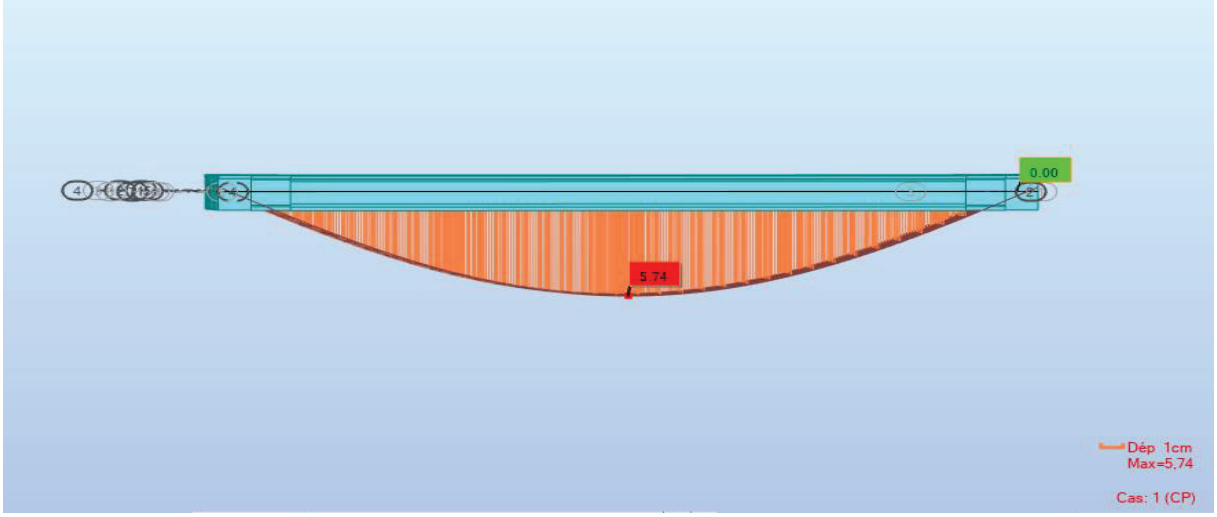


Figure IX:1 Flèche max de la poutre due à poids propre

On remarque que la flèche maximale de la poutre due au poids propre vaut 5.74 cm

f_G = **5.74 cm**

IX.1.4 Contre flèche de précontrainte :

Tableau IX-1 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

	$P_{cable\ Moy}$	e_0	e_1
Données de calcul	**6.71**	0,14	0,85

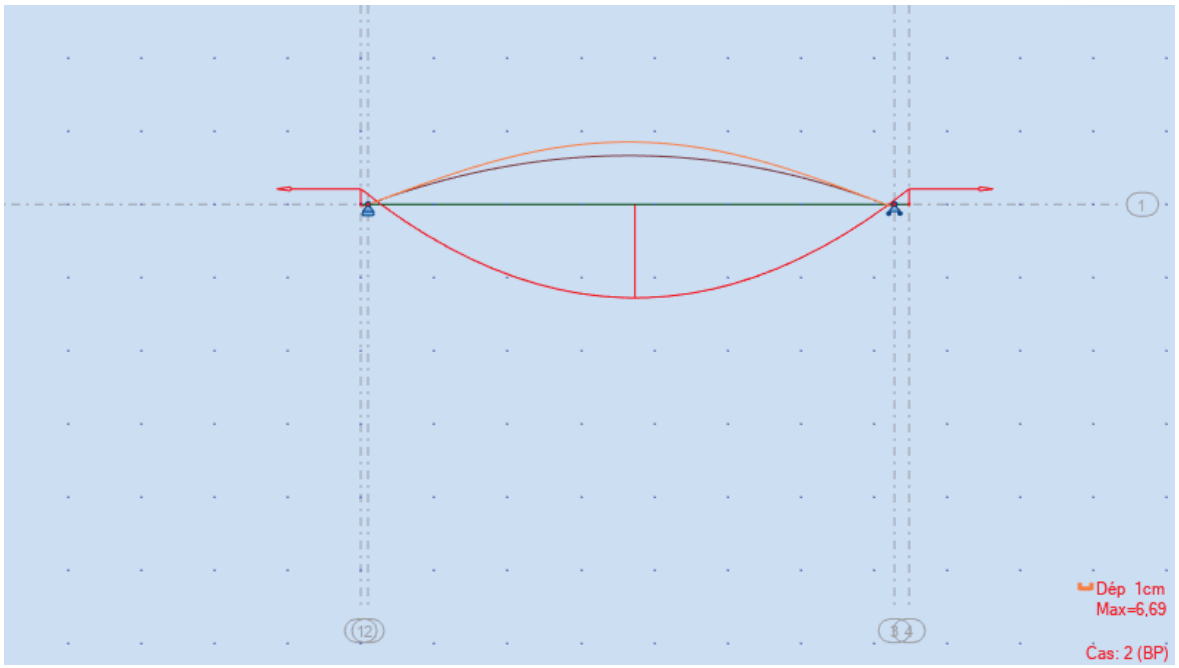


Figure IX:2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à :

$$f_p = -6.69 \text{ cm}$$

IX.1.5Flèche de construction :

$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4\ (6.69 - 5.74) = 0.95$ cm $\rightarrow$ **$f_c = 0.95$ cm**

IX.1.6Flèche maximale à ELS :

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

IX.2 Etude de l'entretoise :

IX.2.1Définitions :

Une entretoise en béton est un élément structurel utilisé pour renforcer ou stabiliser une structure en béton. Elle est généralement composée d'un matériau solide, comme le béton armé, et est utilisée pour connecter ou maintenir en place différents éléments d'une structure. Les entretoises en béton sont souvent utilisées dans la construction de bâtiments, de ponts et d'autres ouvrages d'ingénierie civile pour assurer la résistance, la durabilité et la stabilité de la structure.

- **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation :**

Lorsque le tablier d'un pont est soumis aux charges d'exploitation, les efforts qu'il génère sont directement transférés aux appuis, ce qui limite la sollicitation des entretoises. Par conséquent, la quantité de ferraillage requis est relativement faible. Dans le dimensionnement des entretoises, ce cas spécifique est généralement négligé car il ne nécessite pas une attention particulière.

IX.2.2 Evaluation des efforts :

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 7 appuis espacée de 1.9 m et supporte une charge uniformément répartie. Est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{Tablier}$ = **270.6 KN/ml.**

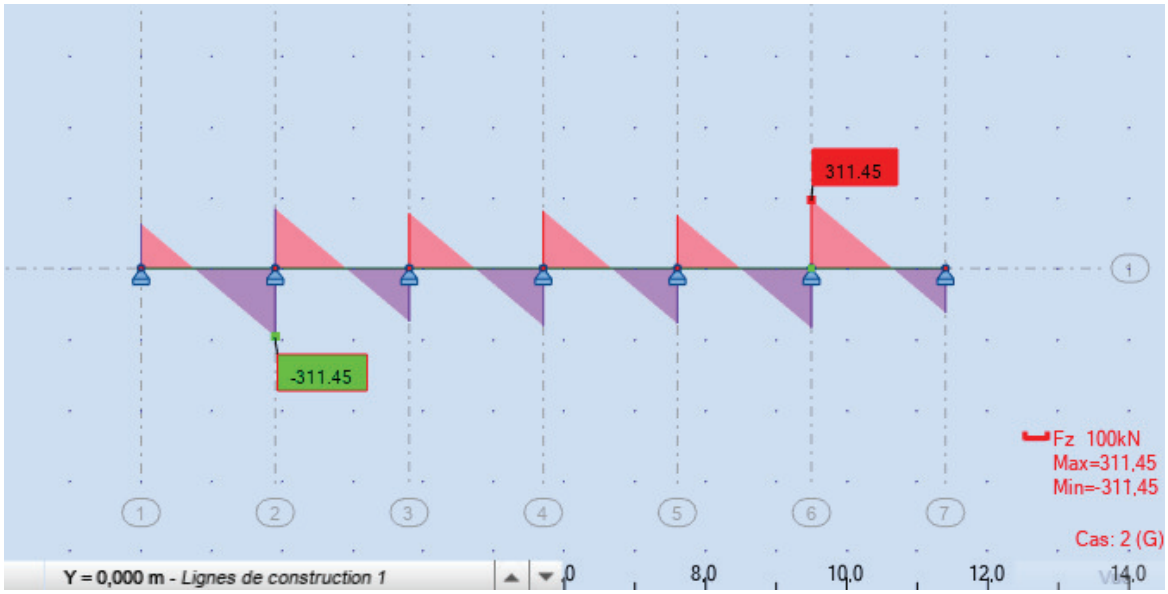


Figure IX:3 Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

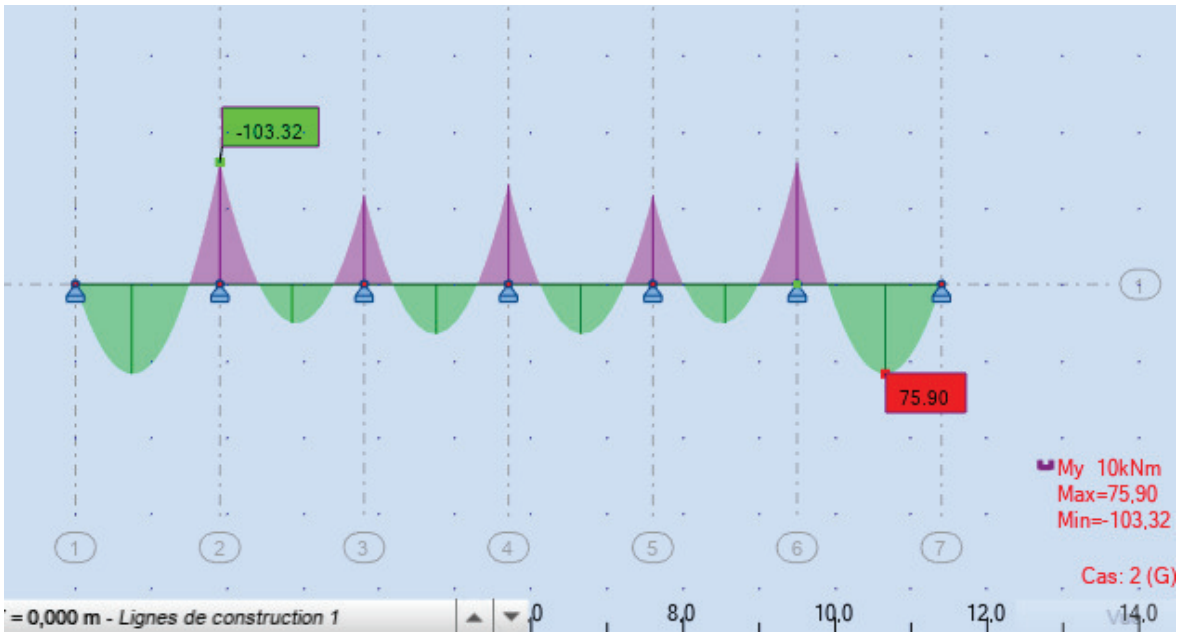


Figure IX:4 Diagramme de moment pour l'entretoise.

IX.2.3 Ferraillage :

Selon le logiciel robot expert 2010 on définir la section d'acier :

IX.2.3.1 Ferraillage nappe supérieure :

- **Armatures principales :**

As = 4.1 cm2

On opte pour **3 HA 14** (As = 4.62cm2) ; avec un espacement de 10 cm.

- **Armatures de peau :**

Les armatures de construction égalent à 1/3 de la section As. On opte pour 3 **HA 8**

IX.2.3.2Ferraillage nappe inférieure :

- **Armatures principales :**

As = 4.1cm2

On opte pour 3 HA14 (As = 4.1 cm²) ; avec un espacement de 10 cm.

- **Armatures de peau :**

Les armatures de construction égalent à 1/3 de la section As. On opte pour **3 HA 8**

IX.2.3.3 Cadres transversales (effort tranchant) :

On opte pour des cades de HA12.

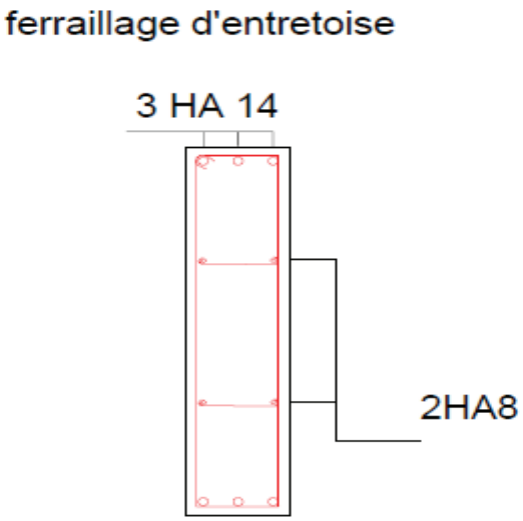


Figure IX:5 Ferraillage de l'entretoise

IX.3 ETUDE DE L'HOURDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé qui fonctionne en flexion simple le long des deux directions longitudinale et transversale. Son rôle principal est d'agir en tant qu'entretoise, assurant ainsi la répartition transversale des forces. De plus, cette dalle doit supporter certains équipements du pont (CCP) et transmettre ces charges aux poutres, qui à leur tour les transmettent aux fondations. La dalle est soumise à deux types de flexion :

Flexion longitudinale : la précontrainte appliquée aux poutres reprend ces forces.
Flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprend ces forces.
Dans cette étude, nous nous concentrons sur la flexion transversale pour déterminer la section d'acier nécessaire pour la dalle. Le calcul a été effectué à l'aide du logiciel "Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2019 - Version Étudiant" pour dimensionner les armatures de la dalle dans les deux sens pour une portée de 1 mètre linéaire.

Les dimensions de l'hourdis sont les suivantes

- L'épaisseur : 0.25 m
- Largeur : 13.1 m
- Longueur : le long de l'ouvrage.

IX.3.1 Evaluation des efforts :

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous sous la forme de graphiques qui représentent les moments de flexion et les efforts tranchants. Ces résultats sont basés sur les combinaisons les plus défavorables pour l'état limite de service (ELS) et l'état limite ultime (ELU).

A L'ELS :

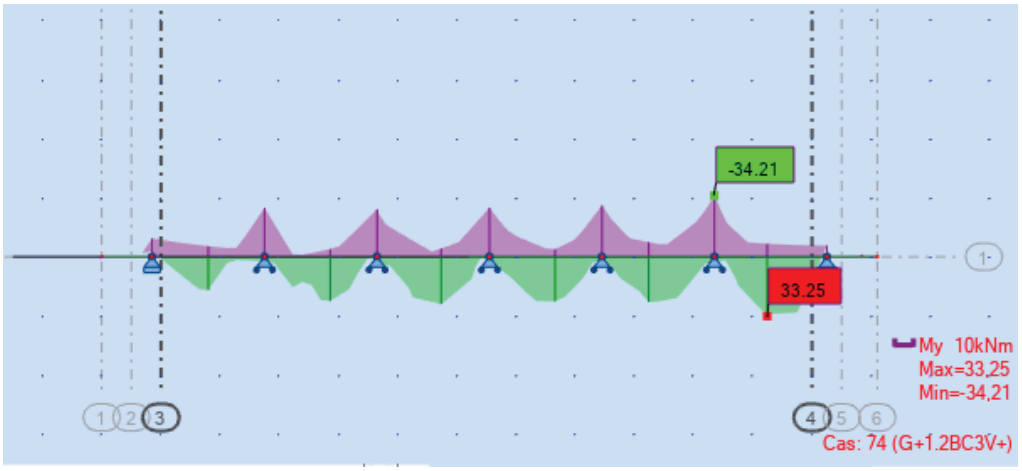


Figure IX:6 Valeur de Moments à l'ELS

Donc les moments max à l'ELS sont :
Fibre supérieure : M_{ELS} =34.21 KN.m
Fibre inférieure : M_{ELS} = 33.25 KN.m

A l'ELS

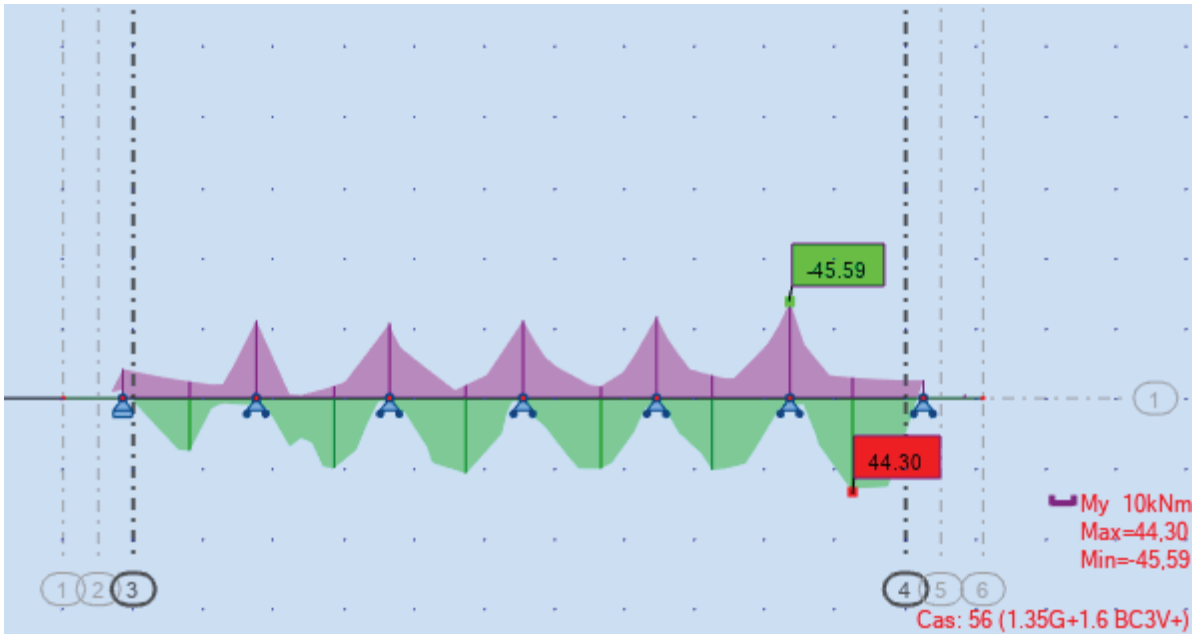


Figure IX:7 Valeur de Moment à ELU

Les moments max à l'ELU sont :
Fibre supérieure : M_{ELU} = 44.59 KN.m
Fibre inférieure : M_{ELU} = 46.30 KN.m

IX.3.2 Ferraillage

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010,
Les résultats sont présentés ci-dessous :

IX.3.2.1 Ferraillage nappe supérieure (sur appui) :

- **Armature transversale :**

As = 5.4cm2

On opte pour **5 HA12** (As = 5.65 cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As

On opte pour **4 HA8** (As = 2.01cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

IX.3.2.2 Ferraillages nappe inferieure (mi-travée) :

- **Armature transversale :**

As = 5.4 cm2

On opte pour 5 HA 12 (As = 5.65 cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

- **Armature longitudinale de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As

On opte pour **4 HA 8** (As = 2.01cm2) ; avec un espacement de 20 cm.

Conclusion :

Comme mentionné précédemment dans l'introduction, afin d'assurer le bon fonctionnement d'un pont, il est essentiel de réaliser un dimensionnement approprié ainsi qu'un ferraillage adéquat des hourdis et des poutres. Ce processus vise à répondre aux principales fonctions du tablier, à savoir supporter et transmettre les charges aux piles et aux fondations. Dans ce chapitre, nous avons effectué les étapes nécessaires pour atteindre cet objectif.

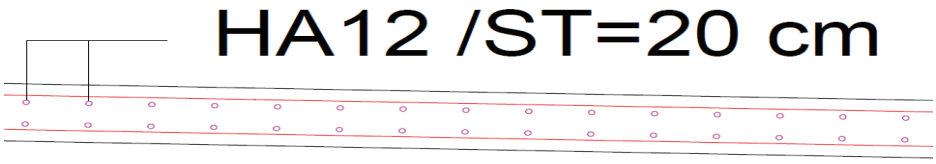


Figure IX:8 ferraillage de la dalle

CHAPITREX.

EQUIPEMENTS DU PONT

Chapitre X : EQUIPEMENTS DU PONT

X.1INTRODUCTION : On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.

X.2DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS :

Un appareil d'appui désigne un dispositif utilisé dans la construction des ponts et des structures similaires pour supporter et répartir les charges entre différentes parties de la structure. Il est conçu pour permettre les mouvements et les déformations résultant des variations thermiques, des charges dynamiques ou des tassements différentiels du sol, tout en assurant la stabilité et la sécurité de la structure. Les appareils d'appui sont généralement composés de matériaux élastiques et résistants tels que le caoutchouc, l'acier ou les polymères et sont placés stratégiquement pour absorber les forces et les contraintes qui se produisent pendant l'utilisation du pont

Pour les appareils d'appui, le choix se porte généralement sur des appareils de type B en élastomère fretté. Ces appareils sont composés de couches d'élastomère, généralement en néoprène, empilées avec des tôles d'acier intercalées, agissant comme des frettes. Ce type d'appareils d'appui est largement préféré en raison de sa facilité de mise en place, de son ajustement et de son contrôle.

- La vérification de la condition du non-écrasement permet la détermination des dimensions de l'appareil d'appui

  $\sigma_{max}=\frac{R_{max}}{a\times b} \leq \sigma_{adm}=20MPA$

  R_{max} : la réaction d'appui maximale à l'ELU

  a, b : les dimensions de l'appareil d'appui avec « a » étant le plus grand côté.

  σ_{adm} : la contrainte admissible.

R_{max}	1,48778 MN
$a \times b \geq$	743,89 cm^2

L'épaisseur des feuilles d'élastomère est définie en fonction des dimensions de l'appareil d'appui selon le catalogue de dimensionnement

On prendra : $a \times b \approx 350 \times 350$ mm^2

• La vérification de la condition de non-flambement pour déterminer la hauteur de l'élastomère : **a/10 ≤ T ≤ a/5.**

Avec **a= 350mm**

35,00	**≤**	**T**	**≤**	**70,00** **mm**

T est l'épaisseur de l'appareil d'appui

Lorsqu'il s'agit de déterminer les épaisseurs des couches de l'appareil d'appui, on examine les contraintes de traction des frettes selon les conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2mm$$

Avec :

σ_e =235Kg /mm^2

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{10^6 \times 1,48778}{350 \times 350} = 12,15 \text{ MPA}$$

G est le module d'élasticité statique, G = 0.9 MPa.

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a \times b)} = 9,72$$

Donc : t_s= 1,86 mm

On prendra :

Feuillets d'élastomère : t_i =	10 mm
Frettes métalliques de : t_s =	3 mm
Enrobage des chants :	4 mm
Enrobage extérieur : (min) haut et bas	2,5 mm

T : épaisseur de caoutchouc

N =nombre de couche

Tb : épaisseur totale de l'appareil d'appui

$T=t_i \times n+2.5\times 2= 10\times 5+2.5\times 2= 55mm$

$Tb= T+(n+1) \times t_s=55+6\times 3=73mm$

X.3VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI

La reprise des charges verticales, horizontales et les rotations de la part des appareils d'appuis mènent à l'apparition de déformation qui s'accompagnent de contraintes qui sont nécessaire à limiter pour éviter toute dégradation. Il y a quatre types de vérification pour les

appareils d'appuis en élastomère fretté, ces vérifications se fait selon le RPOA 2008 et on trouve :

X.3.1 Résistance à la compression

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPA}$$

Résultats :

N_{max}= 1,48778 MPA

σ_{ap}= 12,15 $\leq$ 20 MPA ⟹ Condition vérifiée

Sécurité au flambement

On doit vérifier que : $\gamma_s \times P_U \leq Pc$, Avec :

γ_s : coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.

Pu : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : charge critique de flambement,

$$Pc = 4.\ G.B.\ S^2.d\ /h$$

Tel que :

G : module de cisaillement, G = 0.9 MPa.

B : aire nominale en plan de l'appui, B = a × b

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère, $d = t_i + t_s$.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet,

$$S = \frac{a \times b}{2.ti.(a + b)}$$

Tableau X-1vérification flambement appareil d'appuis

S	d	h	B	Pc	Pu
8,75	0,013m	0,073m	0,12m^2	6,01MN	1,49MN
4,46MN ≤6,01M N					
Condition vérifiée					

X.3.2 Limitation de la distorsion

La distorsion δ, rapport du déplacement horizontal ɣ à l'épaisseur totale de l'élastomère T doit être limité à :

$p=\frac{Pu}{Pc} \leq 0.25$; $\delta \leq 0.7+4(\delta_0-0.7)(0.25-p)$

$p=\frac{Pu}{Pc} \geq 0.25$; $\delta \leq 1.4(1-2p)$

Avec :

$\delta_0=\frac{c}{h_c}$, borné par :$[0.7 < \delta 0 < 2]$

c : le petit côté de l'appareil d'appui, c = 0.35 m

h_c: épaisseur totale de l'élastomère, hc = T = 0.05 m.

On prend $\delta_0=2$

p= 0,247≤ 0.25

$0.7+4(\delta_0-0.7)(0.25-p) = 0,7133$

$$\delta=\tan(\gamma)=\frac{y}{T}$$

y= 0,115373 m, T=0.055m

δ=2.098

$\delta=2.098 > 0.7+4(\delta_0-0.7)(0.25-p) = 0,7133$

Condition non vérifiée : on fait des dispositifs de non distorsion, on pose les plaques métalliques verticalement.

X.3.3 Condition du non-glissement :

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition : **H** < **f**.**N**.

Tel que :

H : l'effort horizontal.

N : l'effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement, $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$.

	Appareil d'appui pille	Appareil d'appui culée
H (MN)	0,373	0,36
N(MN)	0,72	0,72
σ_m (MPA)	5,92	5,92
f	0,20	0,20
f. N	0,15	0,15
Vérification	H >f. N	H >f. N
La condition de non-glissement n'est pas vérifiée : pour l'appareil d'appui transversal dans ce cas-là, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement		

X.4 DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur (chevêtre de cette dernière vers la pile), ainsi que rattraper le dévers du tablier.

X.4.1Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

A = b + 200 ; **A** : largeur de dé d'appuis et b largeur d'appareils d'appuis

B = a + 200 ; **B** : longueur de dé d'appuis et à longueur d'appareils d'appuis

h ≥ 2 B0 / P0 ; **h** : Hauteur de dé d'appuis ou **B0 = A × B** et **P0 = 2 (A + B).**

Cas piles et culées	A(mm)	B(mm)	$B_0(m^2)$	$P_0(m)$	h (m) ≥
	550	550	0.3025	2.2	0.275

X.4.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

X.4.2.1 Armatures de chainage :

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général. Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de pile.

$$A_C = \frac{0.25 \times N}{\sigma_S}$$

N : réaction maximale**. N=1,48778 MN**

σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. σ_s **= 500/1.15 = 435 MPa**

X.4.2.2 Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge.

$$A_h=\frac{0.125\times N}{\sigma_S}$$

X.4.2.3Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s=\frac{0.04\times N}{\sigma_S}$$

X.4.2.4 Frette inférieure :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i=\frac{0.1\times N}{\sigma_S}$$

Tableau X-2 calcule et ferraillage de dé d'appuis

A_C (cm^2)	A_h(cm^2)	A_s(cm^2)	A_i(cm^2)
8.55	4.275	1.368	3.42
5 HA 16	4 HA 12	2 HA 10	4 HA 12

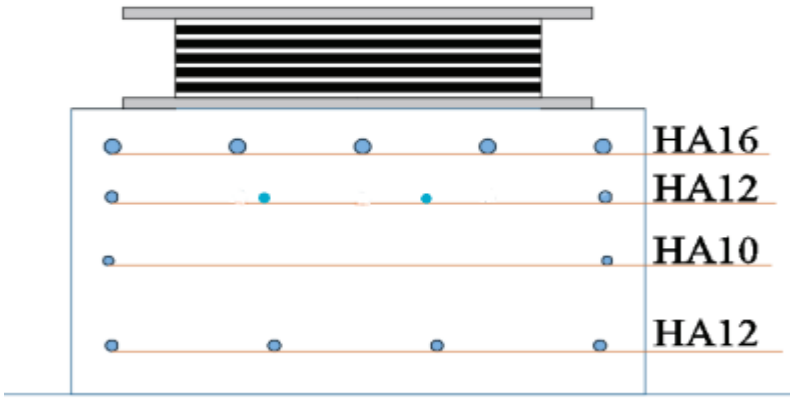


Figure X:1 Plan de ferraillage

X.5 Joint de chaussée :

Les ponts subissent des changements de taille dans le sens longitudinal en raison des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations causées par l'utilisation. Il est nécessaire de permettre une dilatation libre du tablier en laissant un espace à l'une ou aux deux extrémités. Les joints de chaussée sont conçus et construits pour maintenir la continuité de la circulation. La dimension des joints est généralement calculée comme si le pont était situé dans une zone non sujette aux séismes.

Sa réalisation, en revanche tient compte du déplacement sismique pour minimiser les

Désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement).

Dimensionnement : (D'après le RPOA)

Les deux paramètres constituant les éléments pour le dimensionnement de joint sont :

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = WD + 0{,}3WT + WS/3$$

Où :

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage), **WD = 1 cm**.

WT : souffle thermique, **WT = 0.63 cm.**

WS : souffle sismique, **WS = 10 cm.**

Donc le souffle total est de : **W = 4.5 cm**

X.5.1Type de joint :

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 4.5 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens).

Le modèle pris est en fonction du souffle calculé, on a choisi le joint W0Sd50.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de15 à 65 mm.

Conclusion

Par ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifier chaque élément des équipements de la superstructure qui jouent un double rôle fondamental pour garantir le confort des usagers et la sécurité de l'ouvrage d'un côté et de relie la superstructure et l'infrastructure de l'autre côté.

CHAPITRE XI.Etude sismique

Chapitre XI : ETUDE SISMIQUE

XI.1 INTRODUCTION :

Les normes de construction initiales pour la conception d'un pont sont basées sur des situations non sismiques. Ensuite, des normes supplémentaires exigées par le Règlement sur la Prévention des Ouvrages d'Art (RPOA) sont appliquées spécifiquement aux ponts situés en zones sismiques. Dans ce chapitre, l'objectif est de calculer les charges induites par diverses actions sismiques afin de vérifier la stabilité de la structure et éviter son effondrement. Cette étude se concentre sur les actions sismiques longitudinales, verticales et transversales

XI.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le RPOA suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

Classe de pont ⟶ **Groupe : (ouvrage très important)**

Zone sismique ⟶ **Wilaya de JIJEL zone II.a (Sismicité moyenne)**

Coefficient d'accélération de zone ⟶ **A = 0.25**

Classification du site ⟶ **S3 (site meuble)**

XI.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

➢ Principe et critères d'utilisation

La méthode simplifiée utilisée pour la grande majorité des ouvrages courants implique une analyse dynamique. Dans cette méthode, les déplacements différentiels sont pris en compte de manière statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction concernée. Cependant, lors du calcul des efforts, la masse du mode fondamental est remplacée par la masse totale du modèle

L'application de la méthode monomodale est régie par les critères ci-dessous :

XI.3.1 Critère 01 : Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

« La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre) » - RPOA 2008

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.

M modale > 70 % M totale cette condition est vérifiée si M pile < 0.43 M totale

M = G + α.Q Tel que : Q = 0 Pont non urbain (RPOA 2008)

M totale = M tablier × Nombre de travée = 61 101,83 KN

On a : $\mathbf{M_{pile\ i} = M_{chevêtre} + (M_{fut} \times 3)}$

$\mathbf{M_{pile\ i} = 8430{,}87\ KN}$

M piles < 0.43 M total ⟶ **8430,87 KN<26273,785**

La condition est vérifiée.

XI.3.2 Critère 02 : Angle de biais :

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Condition vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).

XI.3.3 Critère 03 : Angle de courbure

L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Condition vérifiée (il s'agit d'un pont de grand rayon presque droit).

XI.3.4 Critère 04 : Symétrie transversale

« La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal » - RPOA 2008.

$$\mathbf{e_0 = |X_m - X_e| < 5\%\ L}$$

Avec :

Xm : Centre de masse du tablier

Le tablier étant parfaitement symétrique de plus, il est complètement isolé par des appuis, donc le centre de masse se situe au milieu de l'ouvrage.

$$\mathbf{X_m = \frac{L\ totale}{2} = 112.9\ m}$$

Xe : Centre élastique des appuis

$$\mathbf{X_e = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum k_i}}$$

- **Détermination de la raideur longitudinale du système :**

La raideur du système comprend la raideur des appuis ainsi que la raideur des appareils d'appui sur culées.

- **Raideur de la culée (KC) :**

Puisque la culée est infiniment rigide, donc la raideur à prendre en compte est celle des appareils d'appui. Elle se calcul comme suit :

$$Kc=\frac{1}{\frac{1}{K_{culee}}+\frac{1}{K_{appareil\ d'appui}}}$$

$K_{culée} = \infty$

$$K_{app}=\frac{G.a.b}{e}\times n$$

Avec :

$n_{A\text{-}Apps}$: Nombre d'appareils d'appuis de l'élément porteur (n = 7)

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.2 MPa)

(a, b) : Dimensions en plan de l'appareil d'appui (350×350)

e : Epaisseur totale de l'élastomère de l'appareil d'appui (e = 0.055 m)

On aura : K app =18,71 MN/m et donc KC =18,71 MN/m

- **Raideur des piles (KP) :**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$Kp=\frac{1}{\frac{1}{K_{fut}}+\frac{1}{K_{appareil\ d'appui}}}$$

K app = 37.42 MN/m Avec $n_{A\text{-}Apps}$ = 14

Les fûts sont encastrés dans la semelle et articulés en tète donc le calcul se fait comme en RDM :

$$K_{fut}=\frac{3.E.I}{h^3}\times n$$

Avec :

n : Nombre de fût composant la pile (n = 3)

E : Module de déformation instantanée du béton (E_{ij} = 33 000 MPa)

I : Moment d'inertie longitudinal d'un seul fut ($I = \frac{\pi.d^4}{64}$ = 0.25 m4)

Tableau XI-1 Raideur des fûts pour chaque pile

Piles	Hmoy (m)	D (m)	I (m4)	n Fût	kFût (MN/m)
P1	2,77	1,5	0,25	3	3470,82
P2	4,43	1,5	0,25	3	848,52
P3	5,37	1,5	0,25	3	476,37
P4	6,06	1,5	0,25	3	331,48
P5	7,93	1,5	0,25	3	147,93

Tableau XI-2 Valeurs des raideurs de structure

Piles	kFût (MN/m)	k Ap-d'appui (MN/m)	nA-Apps	Kappuis (MN/m)
P1	3470,82	2,67	14	37,02
P2	848,52	2,67	14	35,84
P3	476,37	2,67	14	34,69
P4	331,48	2,67	14	33,62
P5	147,93	2,67	14	29,86

$$X_e=\frac{\sum K_i \times X_i}{\sum k_i}=\frac{(18{,}71\times 0)+(37{,}02\times 37.5)+(35{,}84\times 75)+(34{,}69\times 112.5)+(33{,}62\times 150)+(29{,}86\times 187.5)+(18{,}71\times 225)}{18.71+37.02+35.84+34.69+33.62+29.86+18.71}$$

X_e=119.25 m

$e_0 = |Xm - Xe| = 6.35\ m < 5\%\ L$ ⟹ **La condition est vérifiée.**

XI.4Calcul sismique Longitudinalement

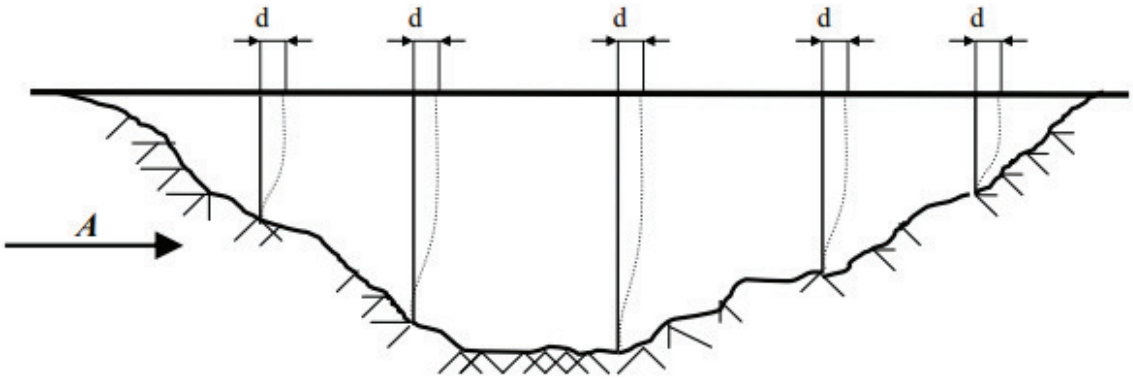


Figure XI:1 Sens longitudinal

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{6110183\ kg}{208{,}46\times10^{6}N/m}} = 1.08\ s$$

K : Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis (∑ **Ki**)

M : Masse totale du tablier

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F qui vaut : **F = M. Sa (T)**

Sa (T) étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T et Sa (T) = Sae (T) pour le calcul élastique. (RPOA 2008).

$$Sa = \begin{cases} A*S*g*(1+(T/T1)*(2.5\eta-1)) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5*A*\eta*S*g & T1 \le T \le T2 \\ 2.5*A*\eta*S*g*(T2/T) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5*A*\eta*S*g*(3T2/T^2) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s^2)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **(T1 = 0,2s et T2 = 0,50s)**

S : Coefficient de site S3 **(S = 1,2)**

η : Facteur de correction de l'amortissement. $\eta=\sqrt{(7/(2+\xi))}$

ξ : Taux d'amortissement (**ξ = 5**), donc **η=1**

Donc Sa est donnée par la 3eme branche

T2=0,50s ≤ T=1.08 s ≤ 3.0s ⟶ **Sa (T) = 3,42 m/s²**

- **Effort longitudinal globale :**

$$F = M.\ Sa\ (T) = 6\ 110{,}18 \times 3{,}42 = 20895{,}54\ KN$$

- **Répartition des efforts sismiques sur chaque appui** :

$$Fi = \frac{K_i}{K} \times F$$

Tableau XI-3 les valeurs efforts longitudinales globales

Piles	Kappui	KT	F	Fappui
	(MN/m)	(MN/m)	(kN)	(kN)
C1	18,71	208,46	20895,5	1875,4
P1	37,02	208,46	20895,5	3710,8
P2	35,84	208,46	20895,5	3592,4
P3	34,69	208,46	20895,5	3477,6
P4	33,62	208,46	20895,5	3370,3
P5	29,86	208,46	20895,5	2993,6
C2	18,71	208,46	20895,5	1875,4

- **Répartition des efforts**

Evaluation des déplacements :

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 . Sa\ (T) = 0{,}10\ m$$

XI.5 Transversalement

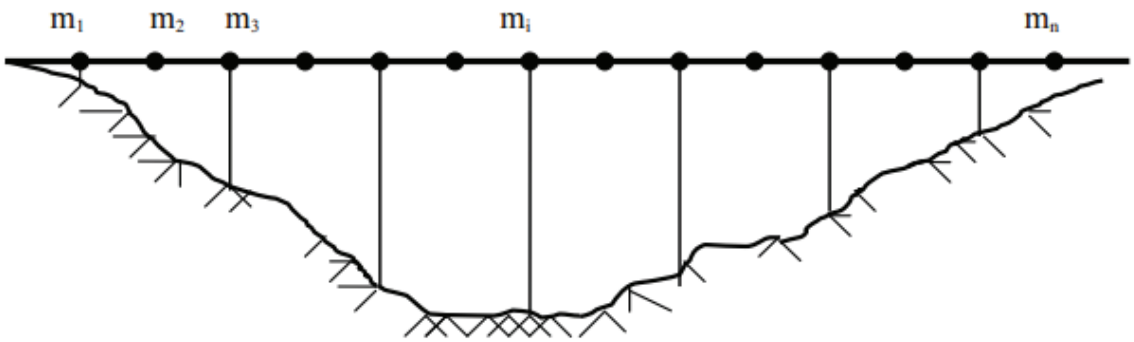


Figure XI:2 Sens transversal

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si $\frac{L}{B} \leq 5$.

Etant donné que notre pont ne satisfait cette condition, car $\frac{L}{B} = \frac{225.8}{13.1} > 5$ donc on aura un tablier flexible.

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de calculer le déplacement des appuis sous une charge sismique comme la méthode de Rayleigh, la méthode des travaux virtuels ou le modèle de la pile indépendante. Ce sera cette dernière que nous traiterons dans notre cas.

XI.5.1Détermination de la raideur trans de la structure :

Piles	Hmoy (m)	I (m4)	kFût (MN/m)
P1	2,77	89,10	415037,41
P2	4,43	89,10	101464,79
P3	5,37	89,10	56964,42
P4	6,06	89,10	39637,72
P5	7,93	89,10	17689,15

Appui	K	M	T	sa	Fi
	(MN/m)	Kg	s	m/s²	KN
P1	37,41	1 149 699,59	1,10	3,34	3 841,98
P2	37,40	1 171 689,41	1,11	3,31	3 878,00
P3	37,39	1 184 141,47	1,12	3,29	3 897,99
P4	37,38	1 193 281,81	1,12	3,28	3 912,45
P5	37,34	1 218 053,47	1,13	3,24	3 950,54
C1/C2	18,71	507 377,88	1,03	3,56	1 804,82

$F_i = M_i . Sa_i$

Condition à vérifier :

$$0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

VERIFICATION	
T1/T2	0,9904
T2/T3	0,9946
T3/T4	0,9960
T4/T5	0,9892

⟶ **La condition est vérifiée.**

XI.6VERTICALEMENT

Selon le Guide AFPS 92, lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé. Cependant, il est important de calculer les réactions d'appui sous l'effet du séisme vertical afin de vérifier les dispositifs d'appui, en particulier pour éviter les risques de soulèvement ou de déplacement des dispositifs en élastomère fretté.

Lorsque le tablier du pont repose simplement sur ses appuis sans être encastré, les réactions d'appui R_i peuvent être calculées facilement en utilisant la relation suivante :

$$R_i = a.b.\mu.L$$

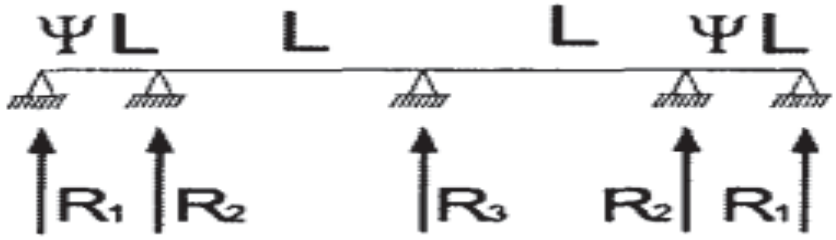


Figure XI:3 Réactions d'appui pour le cas à 5 travées

Où :

L : La longueur de la travée principale (L = 37.5 m)

μ : La masse linéique du tablier comprenant les équipements (μ = 27060,2 Kg/ml)

a : Accélération du sol ⟶ a= 3.94

Tableau XI-4 Tableau paramètre a

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires (L=1, μ =1, R(T)=1 pour toute période T).

Tableau XI-5 Tableau paramètre b

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Ψ=1 :(travée identique)

b_c = 0,24 (pour les culées)

$b_{p\ 1\ et\ 5}$ = 0,64 (pour la pile P1 et P5)

$b_{p\ 2}$ et 4 = 0,9 (pour la pile P2 et P4)

$b_{p\ 3}$ == 0,9 (pour la pile P3)

$R_{culée}$ = (3.94×0.24×27060.2×37.5×10^{-3}) =959,553 KN

$R_{p\ 1\ ,\ 5}$ =(3.94×0.64×27060.2×37.5×10^{-3})= 2558,808 KN

$Rp_{2,4} = (3.94 \times 0.9 \times 27060.2 \times 37.5 \times 10^{-3}) = 3598{,}324$ KN

$R_{p\,3} = (3.94 \times 0.9 \times 27060.2 \times 37.5 \times 10^{-3}) = 3598{,}324$ KN

Dou: $FV = 2Rc + 2\,R_{p\,1,5} + 2Rp_{2,4} + R_{p\,3}$ =17831.694 KN

L'effort vertical est de **17831.694 KN**

XI.6.1 EFFORT DE L'ACTION SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$Elong = Ex + 0.3 \times (Ey + Ez)$$

$$E1 = Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ey$$

Tableau XI-6 Efforts sismiques pour la pile selon combinaisons du RPOA

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
VL (MN)	4,32	0,00	0,00	4,32	1,30	1,30
VT(MN)	0,00	4,89	0,00	1,47	4,89	1,47
ML	33,43	0,00	0,00	33,43	10,03	10,03
MT	0,00	38,53	0,00	11,56	38,53	11,56
N (MN)	0,00	0,00	0,87	0,26	0,26	0,87

Conclusion

L'étude sismique revêt une grande importance lors de la construction d'un pont, car elle permet de comprendre les sollicitations subies par les appuis, en particulier les piles, pendant un mouvement sismique. Les valeurs obtenues lors de cette étude sont également utilisées pour l'analyse des équipements du pont et pour le dimensionnement des armatures des appuis tels que les piles et les culées. En résumé, l'étude sismique fournit des informations cruciales pour assurer la sécurité et la stabilité du pont face aux séismes

CHAPITRE XII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre XII ETUDE DE L'INFRASTRICTURE :

XII.1INTRODUCTION :

L'étude de l`infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art.

Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont.

XII.2 ETUDE DE LA PILE :

Les piles d'un pont sont des appuis intermédiaires destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol support et doivent être conçues pour représenter l'esthétique d'un pont en harmonie avec le tablier.

XII.2.1 Conception de la pile/documents SETRA

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (fûts) avec section circulaire, qui permet d'économie de la matière.

Tableau XII-1Implantation et hauteurs des piles

N° pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts(m)	H_{moy} fûts(m)	Hmoy colonne (m)
P1	Profonde	3	1.5	2,77	4.27
P2	Profonde	3	1.5	4,43	5.93
P3	Profonde	3	1.5	5,37	6.87
P4	Profonde	3	1.5	6,06	7.56
P5	Profonde	3	1.5	7,93	9.43

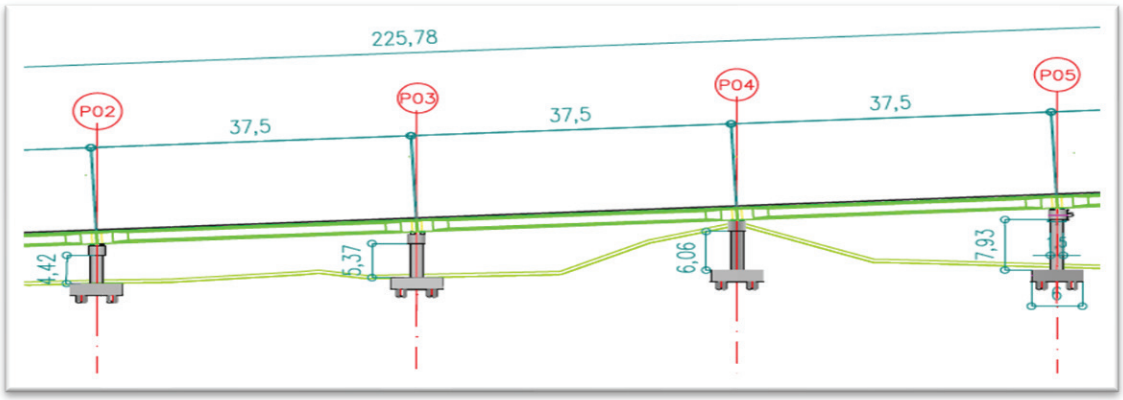


Figure XII:1 profil en long

XII.2.1.1Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70$$

lf : longueur du flambement de la pile la plus haute :

lf = 2× l_0 :2 (l_0 est la hauteur du fût=7.93m).

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

$i_x = \sqrt{\frac{I_X}{S}}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{\frac{I_Y}{S}}$ (longitudinal)

Tableau XII-2Vérification du flambement des piles la pile haute.

	lf (m)	i_x	i_y	λ_X	λ_Y	Donc pas de risque de flambement autour de x-x et y-y
Pile 05	**15.86**	**0.433**	**0.433**	**36.627**	**36.627**	

Géométrie :

Tableau XII-3 géométrie

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1,80	6,00	13,20
Chevêtre	1,50	2,00	13,10

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	7,93	3	1,50

XII.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier juste **la pile 5** (la plus haute)

XII.2.2.1Efforts statiques

Tableau XII-4: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	M_{FV} /o	M_{FH} /o
Fûts	1051,01	/	0,00	3,97	0,00	
Chevêtre	982,50	/	0,00	8,68	0,00	
G Tablier	10147,56	/	0,00	9,43	0,00	
Hf+r	/	140,84	/	9,43		1328,16
HT°	/	88,73	/	9,43		836,74
Somme	12181,07	229,58	/	/	0,00	2164,90
(Al)	2281,44	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1597,31	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1138,75	/	0,00	/	0,00	/
D240	2132,05	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	99,68	/	9,43	/	939,99
Bc	/	180,00	/	9,43	/	1697,40

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de Chaque fût sont calculées et donnés à l'Annexe

On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau XII-5 réaction et moments dus aux seimes à la base de chaque fut

	E_2
V_L (KN)	490
V_T(KN)	1660
M_L	13130
M_T	12840
N (KN)	4146

XII.2.2.2 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS:

$G + \Psi Q + 0.6\Delta T + D$

$G + 1.2\ A(l) + 0.6\Delta T + D$

ELU :

$1.35G + \Psi Q + 0.9\ \Delta T + D$

$1.35G + 1.6\ A(l) + 0.9\ \Delta T + D$

ELA :

$(\Psi Q = 0)$; $G + E + 0.4\ \Delta T + D$

Tableau XII-6 Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaison	PILE 05
Rv (KN)	ELS	14097,84
	ELU	19000.13
	ELA	13130
RL (KN)	ELS	136,69
	ELU	186,00
	ELA	490
ML (KN.m)	ELS	5261,93
	ELU	3867,09
	ELA	4376
MT (KN.m)	ELA	12840

XII.2.3 Ferraillage des éléments de la pile

XII.2.3.1Etude du chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

La longueur : 13.1 m.

La largeur : 2 m.

L'épaisseur : 1.50 m

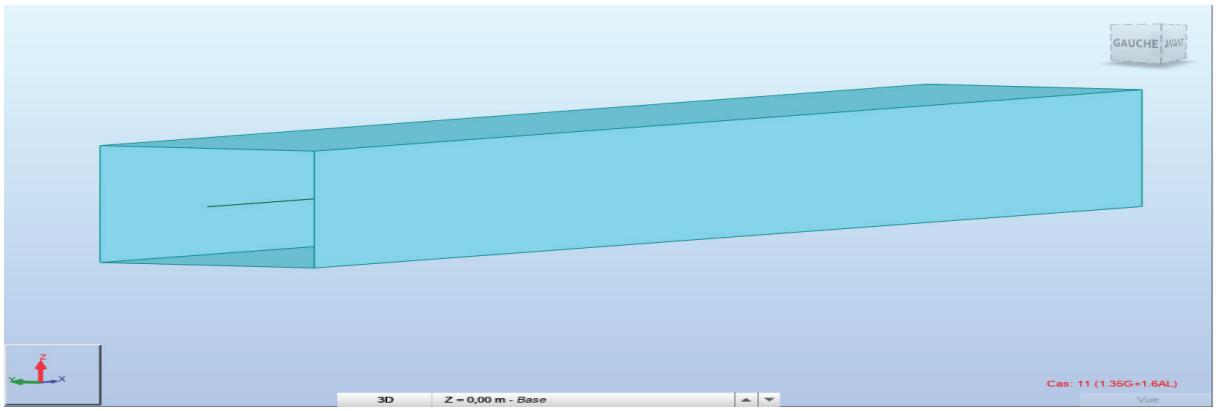


Figure XII:2 modélisation chevêtre

XII.2.3.1.1 Ferraillage du chevêtre :

Le chevêtre est sollicité principalement par un moment longitudinal et un effort tranchant. Les résultats de calcul des efforts internes sont donnés aux diagrammes suivants :

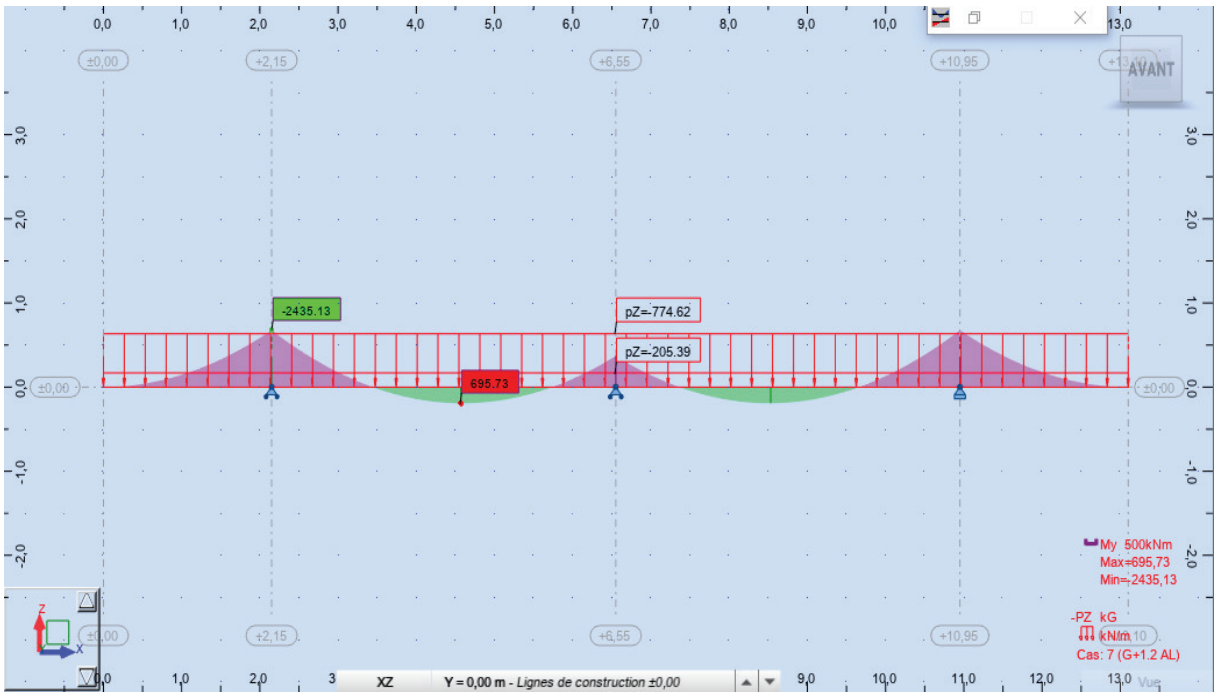


Figure XII:3 Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

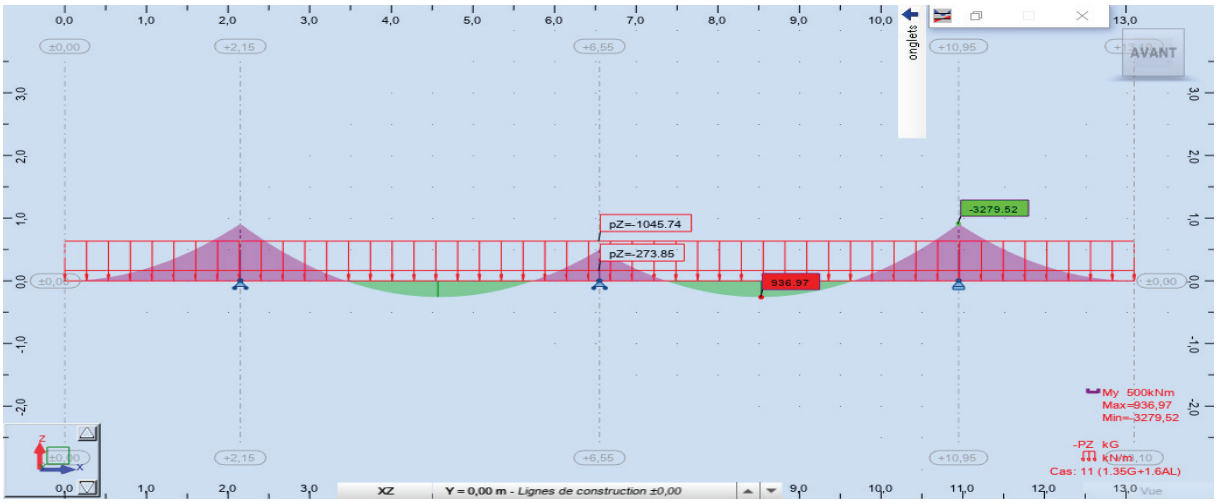


Figure XII:4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

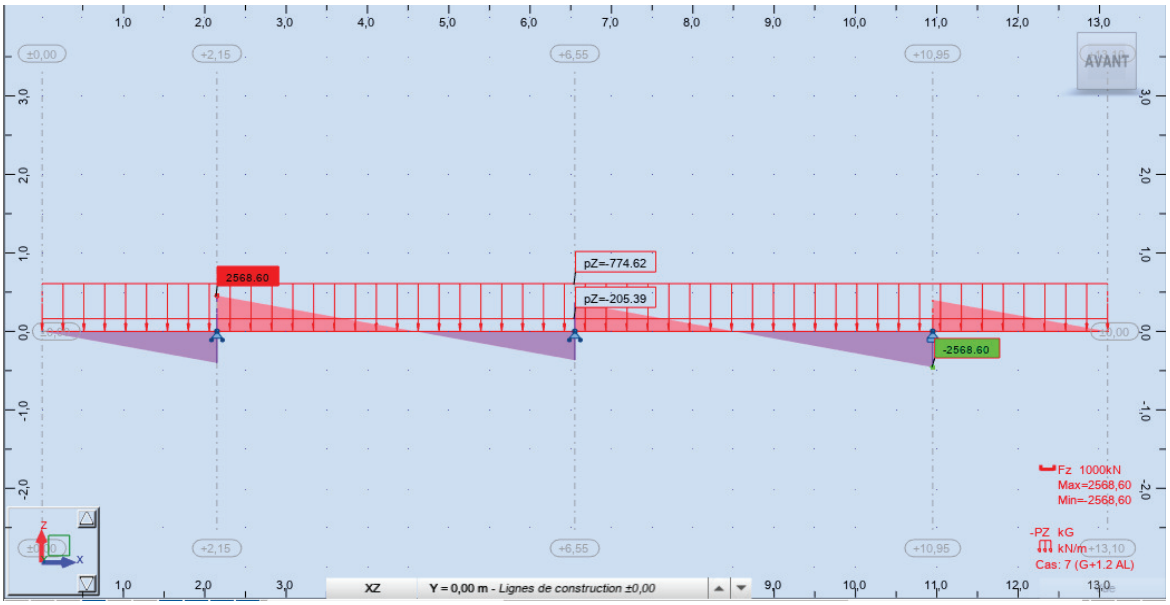


Figure XII:5Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

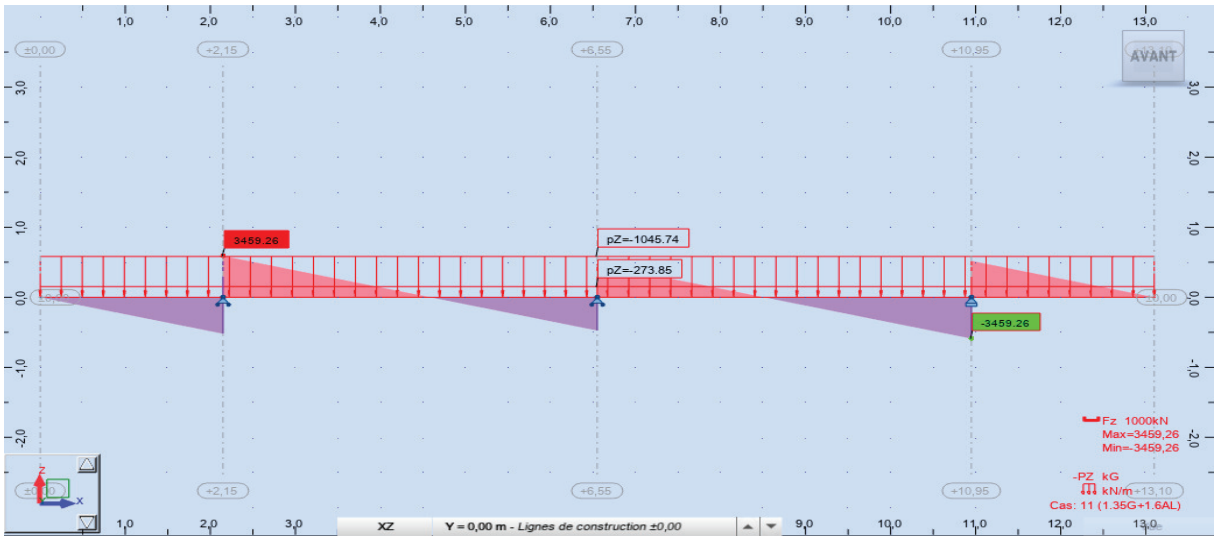


Figure XII:6Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

- **Armatures longitudinales :**

On utilisera le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (1.5x2) et on aura comme résultat :

➢ **Armature supérieure : Sur appuis**

Cas ELS $\mathbf{M_{max}}$ **= 2435,13 KN.m**

As = 88.7 cm² on prend: 12 HA 32 avec As = 96.51cm², St=17cm

➢ **Armature inférieure : Sur travée**

Cas ELS $\mathbf{M_{max}}$ **= 695,73 KN.m**

As = 29 cm² On prend : 5 HA 20 /7 HA 16 avec

As = 15.71cm²+14.07 cm^2=29,78 cm^2, St=17 cm

$$St=\frac{L_{chevtre}-2*enrobage}{NB_{barre}-1}=\frac{2-0.1}{12}=17cm$$

- **Armatures transversales :**

D'après le logiciel ROBOT EXPERT on utilisera effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

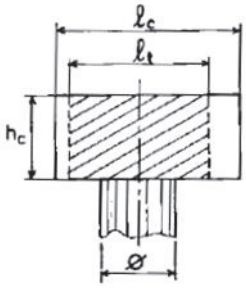
T_{max} ELU = 3459.26 kN

Nous trouvons alors :2HA16 avec un espacement de 10 en zone critique et 15 cm en zone courante.

XII.2.3.1.2 Dimensionnement a la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée.

- lt=lc si lc≤ Ø + h_c
- lt=Ø + h_c si lc≥ Ø + h_c



lt : largeur de torsion (lt=2m)

lc : largeur de chevêtre (lc=2m)

Ø : diamètre de fut (Ø=1.5m)

h_c :hauteur de chevêtre(h_c=1.5m)

XII.2.3.1.3 Evaluation de moment de torsion :

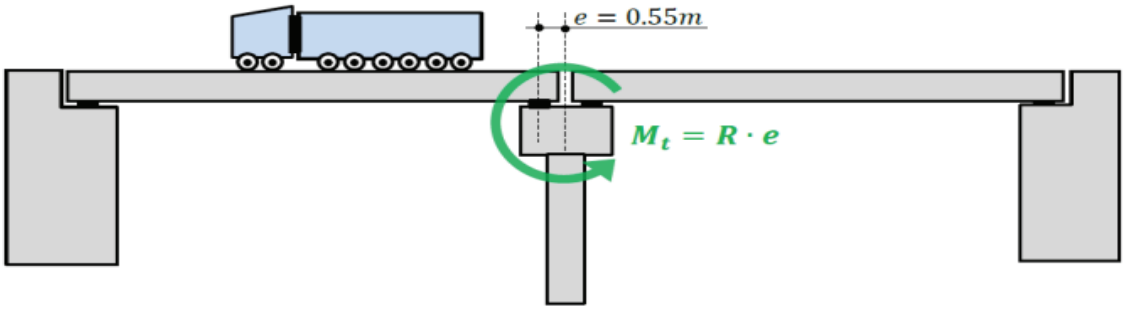


Figure XII:7 Torsion du chevêtre

XII.2.3.1.4Phase de construction :

C=Pg×e

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est **e=0.55m**, (entraxe entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appui des poutres).

$$\mathbf{Pg}=\frac{Poids\ propre\ d'une\ poutre \times Nbr\ poutres}{2\times Largeur\ de\ tablier}=\frac{781{,}66\ kn\times 7}{2\times 13.1m}=\mathbf{208{,}84\ KN/ml}$$

Donc C1= 114,86 KN.m/ml

XII.2.3.1.5Phase de service :

$$C=Sur_{(D240)}\times e$$

$$Sur_{(D240)}=\frac{R_{D240}(reaction\ \max\ de\ culee\ une\ seul\ travee\ charge)}{Largeur\ de\ tablier}=\frac{1821.37kn}{13.1m}=139.04\ KN/ml$$

Donc C2= 76,47 KN.m/ml

On prend :C=max (C1, C2), C=114,86 KN.m/ml

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b=\frac{C}{2\Omega b_n}$$

C : moment de torsion maximale par ml

b_n : l'épaisseur de la section creuse équivalent, $b_n=h_c/6=0.25m$

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (h_c-b_n)\times(l_t-b_n)=(1.5-0.25)\times(2-0.25) = 2,19m^2$

$\tau_b=104.895\ KN/m^2$

XII.2.3.1.6 Armature de construction ou de torsion :

$$A_S=\frac{1}{\overline{\sigma_a}}\times\frac{C\times P}{2\Omega}$$

P: perimeter, $P=(2h_c-b_n)+(2l_t-b_n)=6.5m$

$\overline{\sigma_a}$=2/3 x fe=333.33 MPA

$A_S= 5,12\ cm^2$ Soit :4HA14 St=25cm ($As= 6.16cm^2$)

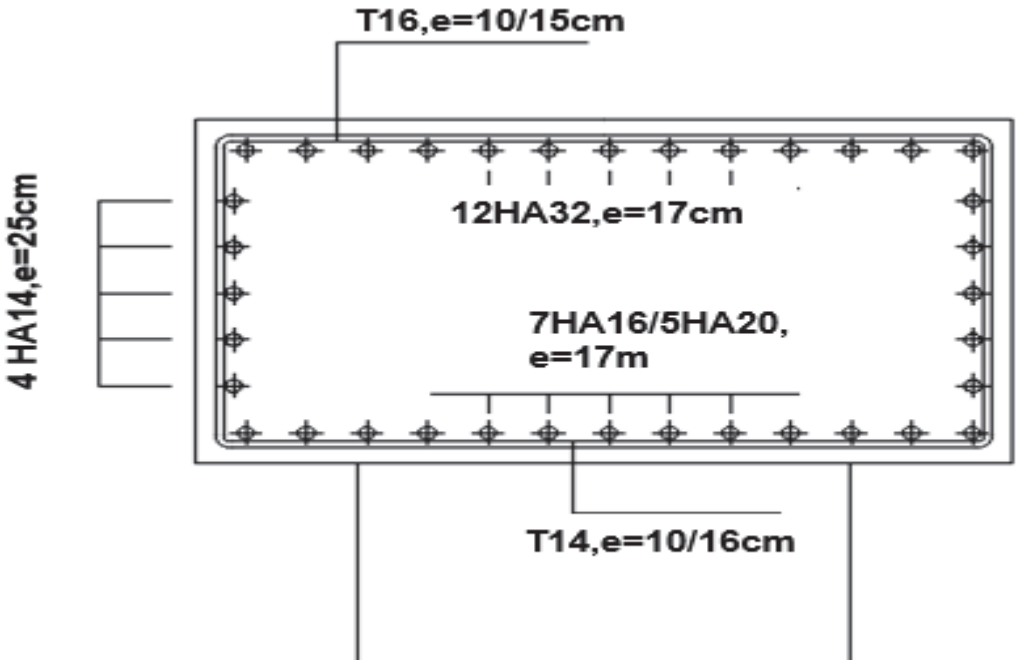


Figure XII:8 armature de construction

XII.2.3.2Etude des futs

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques. Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : D = 1.5 m.
- Hauteur moy : H = 7.9 m.
- Entraxe : E = 4.4 m.

XII.2.3.2.1Ferraillage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables : **Voir ANNEXE .** Les résultats de ferraillage sont les suivants :

Tableau XII-7Ferraillage des fûts de la pile.

Armature	Efforts	ELS	ELU	As(cm²)	n	Ø mm)	e (cm)
Longitudinale	**R_v (KN)**	14097,84	19000,13	176.7	22	32	20
	M_L (KN.m)	3867,09	5261,93				
	M_T (KN.m)	00	00				
Transversale	**R_L (KN)**	186,00	136,69	St = Min (24. ϕt ; 8.ϕl ; 0,25.d),		16	25cm(Z courant)
	R_T (K)	00	00				12,5cm(Z critique)

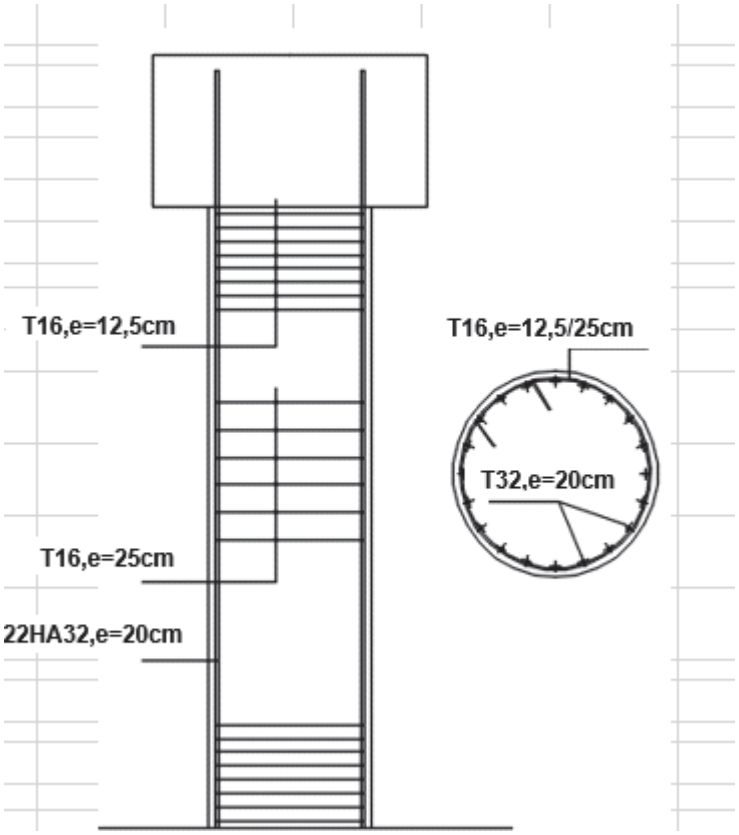


Figure XII:9ferraillage de fut

XII.3 ETUDE DE LA CULEE

XII.3.1Introduction :

Les culées sont les appuis extrêmes qui permettent de connaître la longueur totale de la brèche à franchir. Ils assurent une liaison entre le pont et les remblais, c'est la chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception. Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible. Cette conception doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage.
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais.
- Le type du tablier à supporter.
- Le niveau de fondation.
- L'éventualité des tassements.
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

XII.3.2 Choix de la morphologie :

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée. Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

- **Un mur frontal** qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.
- **Deux murs en retour**, qui a pour but d'assurer le soutènement du remblai mais latéralement.
- **Un mur garde grève** qui doit remplir les taches suivantes :

- Résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition.
- Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.

- **Un corbeau arrière :** pour assure l'appui de la dalle de transition.
- **La dalle de transition** est destinée à diminuer les effets des dénivellations qui se produisent entre la chaussée et l'ouvrage résultant un compactage sans doute imparfait du remblai proche de parois**.**

Sa longueur est comprise entre 3 m et 6 m, et elle est donnée par la formule suivante :

$\mathbf{L = min\ \{6m\ ;\ max\ (3m\ ;0\ ;6h)\}}$. Avec h : hauteur du remblai.

XII.3.3 PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

Tableau XII-8Dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôles	Dimension (m)
Mur de garde grève	Séparation physique du remblai de l'ouvrage	h = 2.28 e = max (0.30 m, h/8) = 0.30 L = 13.7
Corbeau	Appuis de la dalle de transition	L = 13.1
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	h = 6.41 e = 1,5 L = 13.7
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	e = 0.6
Dale de transition	Transition d'un milieu semirigide vers un milieu rigide.	4 × 12.5 × 0.3
La semelle	Support du poids propre de la culée et la charge venante du tablier	e = 1.6 l = 6 L = 14.25

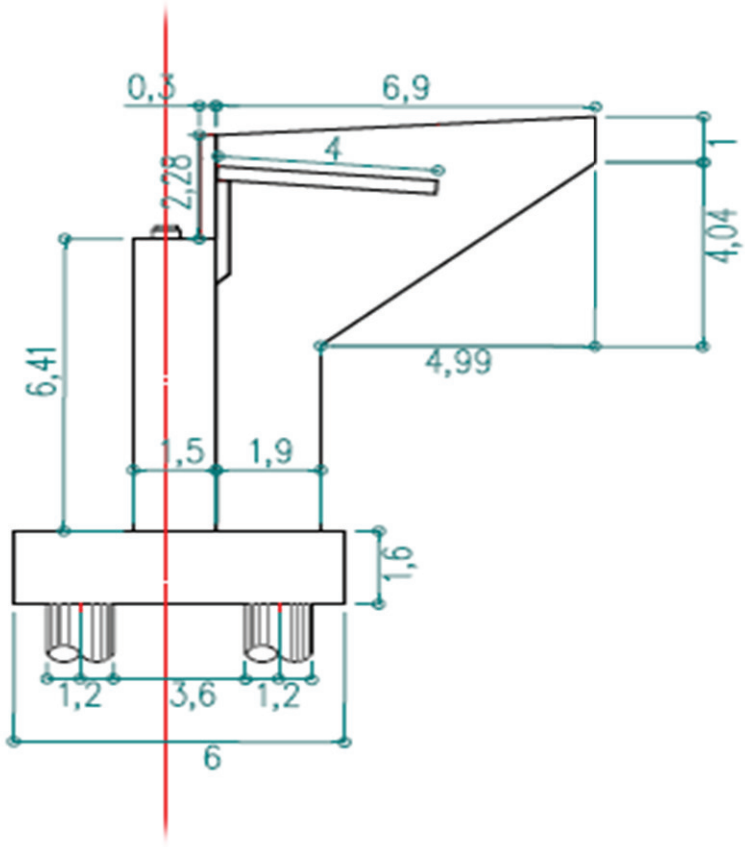


Figure XII:10Vue de face de la culée

XII.3.4 Evaluation des sollicitations

Deux sections critiques sont à considérer pour cette évaluation :

- La section au pied du mur frontal pour ce qui concerne le ferraillage de celui-ci (Z = 1,6 m).
- La face inférieure de la semelle pour ce qui concerne l'équilibre de la fondation (Z = 0).

Les vérifications dans les deux directions pouvant être effectuées de manière indépendante, seule la vérification dans le sens longitudinal est présentée dans ce chapitre, la vérification dans le sens transversal étant similaire.

XII.3.4.1 Détermination des sollicitations en statique

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

Ka = 0.33; γbéton = 25 kN/m^3 ; γsol = 20 kN/m3

Tableau XII-9 Détermination des sollicitations en statique

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3420,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur F	3293,14	/	-0,09	4,81	-296,38	/
DDT	393,00	/	0,78	9,45	306,54	/
Mur en R	480,03	/	3,00	7,31	1440,08	/
Corbeau	175,90	/	0,78	8,21	137,20	/
MGG	234,27	/	0,51	9,15	119,48	/
Poids des Terres Amont	4714,59	/	1,85	5,23	8721,98	/
Poids des T sur DDT	1003,91	/	0,78	9,93	783,05	/
Poussée Mur Frontal	/	2451,18	/	-4,11	/	-10074,35
Poussée Semelle	/	1444,61	/	-0,80	/	-1155,69
Poussée DDT	/	101,20	/	-9,51	/	-962,38
Poids Sur 10kN/m²	524,00	/	0,95	/	497,80	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	444,84	/	-5,15	/	-2288,68

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau XII-10 les Valeurs des réactions d'appui du tablier

	N(KN)	H(KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o
Rg	5073,18	/	-0,24	/	-1217,56
R(Al)	1689,62	/	-0,24	/	-405,51
Rbc	1231,81	/	-0,24	/	-295,63
RMc120	1071,49	/	-0,24	/	-257,16
RD240	1821,37	/	-0,24	/	-437,13
RST	0,00	/	-0,24	/	0,00
Hf+r	/	100,60	/	-8,01	/
HT°	/	63,38	/	-8,01	/
Frein Al	/	360,00	/	-8,01	/
Frein Bc	/	158,20	/	-8,01	/

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU :

Tableau XII-11 Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS.

L'ELS	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	Δ (KN.m)
G	18788,01	4135,62	-15591,54	9994,38	-5597,16
G+1.2Q	19416,81	4669,42	-18337,96	10591,74	-7746,22
G+1.2A(l)	20815,55	4567,62	-19051,86	9507,77	-9544,09
G+1.2Bc	20266,18	4325,456	-17112,16	9639,62	-7472,54
G+Mc120	19859,50	4135,62	-15591,54	9737,23	-5854,31
G+D240	20609,38	4135,62	-15591,54	9557,26	-6034,28

L'ELU	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	Δ(KN.m)
1.35G	25363,81	5588,79	-18004,54	13492,42	-4512,13
1.35G+1.6Q	26202,21	8256,60	-27968,03	19011,25	-8956,79
1.35G+1.6(A(l)	36944,53	8120,86	-28919,89	17565,95	-11353,94
1.35G+1.6(Bc)	36212,04	7797,98	-26333,63	17741,75	-8591,88
1.35G+1.35Mc120	35687,65	5588,79	-18004,54	17867,60	-136,94
1.35G+1.35D240	36699,99	5588,79	-18004,54	17624,64	-379,90

XII.3.4.2 Détermination des sollicitations sismiques

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

XII.3.4.2.1Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée :

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

Fh = PP × kh ; Fv = PP × kv

Tel que :

kh = A, où **A** est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.25 dans notre cas.

kv = 0.3kh.

PP : le poids propre de l'élément

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau XII-12 calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	256,50	855,00	0,00	0,80	0,00	684,00
Mur F	246,99	823,28	-0,09	4,81	-22,23	3960,00
DDT	29,48	98,25	0,78	9,45	22,99	928,46
Mur en R	36,00	120,01	3,00	7,31	108,01	877,25
Corbeau	13,19	43,98	0,78	8,21	10,29	361,04
MGG	17,57	58,57	0,51	9,15	8,96	535,89
Poids des Terres Amont	353,59	1178,65	1,85	5,23	654,15	6165,62
Poids des T sur DDT	75,29	250,98	0,78	9,93	58,73	2492,14
Somme	1028,61	3428,71	/	/	840,90	16004,40

XII.3.4.2.2 Calcul des poussées dynamiques

Selon le RPOA, sous un séisme, la poussée dynamique globale comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres et elle a pour valeur :

$$\mathbf{F_{ad}} = \frac{1}{2} \cdot \boldsymbol{\gamma} \cdot (\mathbf{1} \pm \mathbf{kv}) \cdot \mathbf{H^2} \cdot k_{ad} \ ;$$

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi-\theta)}{cos^2\theta[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\beta.cos\theta}}\ ]}$$

Avec :
θ = arctan (kh / (1 ± kv)).
γ : poids volumique des terres.
H : la hauteur totale de la culée.
φ : l'angle de frottement interne du remblai.
β : l'angle fait la surface du remblai avec l'horizontale, β = 0.

Tableau XII-13 Coefficient de calcul de la poussée dynamique

γ(kN/m³)	20,00
φ°=	30,00
ka=	0,33
kh =	0,25
kV=	0,08
θ1° (1+Kv)	18,00
θ2° (1-Kv)	15,12
Kad (1+kv)	0,60
Kad (1-kv)	0,54

Les poussées dynamiques agissant sur la culée, pour les deux cas, sont égales à

Tableau XII-14 Calcul des poussées dynamiques

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**IFV(x/o)**	**IFH(y/o)**	**$M_{FV/o}$**	**$M_{FH/o}$**
Pad (1+kv)	/	8909,80	/	3,430	/	30560,62
Pad (1-kv)	/	6904,75	/	3,430	/	23683,29

	N2 (kN)	**V2 (kN)**	**MH (KN.M)**
$P_{ad\ Max}$	0,00	8909,80	30560,62
$P_{ad\ Min}$	0,00	6904,75	23683,29

XII.3.4.2.3 Calcul des charges sismiques dues au tablier

Les efforts dus au tablier dans le cas d'un séisme sont déterminés, par la méthode du spectre de réponse (méthode définie dans le chapitre précédent), avec le logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant ».

Les résultats de calcul, pour un séisme horizontal (on néglige le cas d'un séisme vertical voir chapitre précèdent), sont définis dans le tableau suivant

Tableau XII-15 Les efforts sismiques dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	2444,31	2424,92	0,24	8,01	586,63	19423,58

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Séisme Tablier	**2444,31**	**2424,92**	**586,63**	**19423,58**

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	**0,00**	**12574,54**	**50453,70**
CAS 2	**0,00**	**10614,16**	**44185,83**
CAS 3	**2651,92**	**0,00**	**602,47**

XII.3.4.2.4 Combinaisons des actions sismiques de la culée :

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :
- 1er cas : cas de séisme horizontal (1+kv).
- 2ème cas : cas de séisme horizontal (1-kv).
- 3ème cas : cas de séisme vertical.

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps, ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle (efforts sismiques d'inertie et les poussées dynamiques)

La combinaison des actions se fait comme suit :

- Les actions inertielles se cumulent directement : **Finertielles = Σ F, F** étant les forces d'inertie de la culée, du sol, de la semelle et les poussées dynamiques.
- Les actions par direction se cumulent quadratiquement **:**

$$\mathbf{F=\sqrt{Ftablier^2 + Finertielles^2}}.$$

Tableau XII-16 L'évaluation des actions sismiques de la culée

	Nc (kN)	Vc (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	0,00	12338,51	46565,02
CAS 2	0,00	10333,45	39687,68
CAS 3	1028,61	0,00	840,90

XII.3.4.3 Combinaison des actions sismiques totales de la culée

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit :
« G + 0.4 T + E+R retrait +R fluage »
On pose : **R = G + 0.4 T+ $R_{retrait}$+R_{fluage}**, et on aura les résultats suivants :

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs. On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau XII-17 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée

	N	V	M
P max - H + 0,3V	14874,67	12772,49	-41592,35
P min - H - 0,3V	13133,55	10771,76	-36045,23
P max + V - 0,3H	16731,02	3970,32	-5853,03
P min - V - 0,3H	11277,20	3341,84	-5536,88

XII.3.5 Ferraillage des éléments de la culée

XII.3.5.1 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée.
Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation
Le ferraillage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 × 1.5 m² travaillant en flexion composée. Les efforts défavorables de calcul sont définis dans le tableau suivant :

Tableau XII-18 valeurs des sollicitations M, N, T

	M_{max} (KN.m/ml)	N_{cors} (KN/ml)	T_{max} (KN.m/ml)	N_{cors} (KN/ml)
ELS	-1186,9	890,58	227,96	890,58
ELU	-1484,13	1002,49	307,63	1199,82

Résultats :

- Ferraillage vertical : A_s = 15 cm² ; Soit : **5HA20/ml,** avec **St** = 20 cm.

- Ferraillage horizontal : $A_{st} = A_s/4$=3.75 cm² ; Soit **4HA12/ml** : , avec **St** = 25 cm.

- Armatures de construction : $A'_s = A_s/3$= 5.00 cm² ; Soit : **5T12/ml**, avec **St** = 20 cm

XII.3.5.2 Mur garde de grève

Le mur garde grève, supposé encastré à la base, est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :
- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage.

XII.3.5.2.1 Moment dû à la poussée des terres :

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, a pour expression : $\mathbf{M_p = P.H/3}$

Avec : $\mathbf{P = \frac{1}{2}. Ka.\gamma. H^2. L=15.17KN/ml}$

Tel que :
P : la poussée des terres.
Ka : coefficient de poussée des terres**, Ka = 0.33.**
γ : poids volumique du remblai, **γ = 18 kN/m3**
H : hauteur du mur garde grève, **H = 2.26 m**.
L : longueur du remblai, **L = 1 m** (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).
On aura donc : **MP = 11. 43kN.m/ml.**

Résultats :

MP = **17,60** kN.m/ml à l'ELU.

MP = **13,04** kN.m/ml à l'ELS.

XII.3.5.2.2 Moment dû à la force du freinage

Le moment à l'encastrement, dû à la force du freinage Bc, a pour expression

$$\mathbf{M_f = \frac{2\mu \times p \times H}{0.25 + 2H}}$$

Avec **P=60 KN** par roue
Résultats :
MP =**68,26** kN.m/ml à l'ELS.

MP = **91,01** kN.m/ml à l'ELU

XII.3.5.2.3 Moment dû à une charge locale située en arrière du mur :

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à une charge locale a pour expression :

$\mathbf{M_{Pc} = \frac{12\,K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}\, dx}$, **avec** : $\mathbf{k = k_a \times \delta \times \gamma}$

Sachant que :

γ : coefficient de pondération, γ = 1.6 à l'ELU et γ = 1.2 à l'ELS.

δ : coefficient de majoration dynamique, δ = 1.06.

h : hauteur du mur garde de grève

Les valeurs de K aux états limites sont :

K = 0,50 à l'ELS. ;**K** = **0,67** à l'ELU.

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5
$M_{P/K}$(t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56

En faisant une interpolation linéaire pour h = 2.28m, on trouve : M_{Pc}/K = 8.07 t.m/ml. Ainsi on aura :

M_{Pc} = 40,71 kN.m/ml à L'ELS.

M_{Pc} = 54,28 kN.m/ml à L'ELU.

Le moment total de l'encastrement à L'ELS et L'ELU est la somme des moments calculés précédemment :

M = 162,89 KN.m/ml à l'ELU.

M = 122,01 KN.m/ml à l'ELS.

Le ferraillage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en Considérant une section rectangulaire de dimensions : **1 × 0.30 m².**

Résultats :

- Ferraillage principal (côté du remblai) : **As = 16.3 cm²** ; Soit : **6T20/ml**, avec **St = 15cm.**

- Armatures de construction (côté du tablier) : **A's = As/3= 5.43 cm² ;** Soit : **5T12/ml**,

  Avec **St = 20 cm.**

- Ferraillage transversal : **A st = As/4 = 4.075cm²** ; Soit : **6T10/ml,** avec **St = 20 cm.**

XII.3.5.3 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

Tableau XII-19 Evaluation des efforts de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	2	4	4
Remblai	22	44	44
Surcharges	10	20	20

Résultats :

$\mathbf{M_{ser}}$ = MG + 1.2MQ = 87 kN.m/ml.

$\mathbf{V_{ser}}$ = VG + 1.2VQ = 87 kN/ml.

$\mathbf{M_{ult}}$ = 1.35 MG + 1.6 MQ = 117.05 kN.m/ml.

$\mathbf{V_{ult}}$ = 1.35 VG + 1.6 VQ =117.05 kN/ml.

Le ferraillage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 × 0.3 m².

Résultats :

- Ferraillage principal : **As = 11.6 cm²** ; Soit **: 4T20/ml**, avec St = 25 cm.

- Armatures de construction : **A's = As/3** ; Soit : **4T12/ml**, avec St = 25 cm.

- Ferraillage transversal : $\mathbf{A_{st}}$ **= As/4** ; Soit : **4T10/ml**, avec St = 20 cm.

XII.3.5.4 Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction due aux poids des charges permanentes et la réaction des surcharges sur remblai. La formule de la réaction aux appuis d'une poutre simplement appuyée est écrite sous la forme : R = q.L/2, tel que :

L : la longueur de la dalle de transition, **L = 4 m.**

q : la charge appliquée sur la dalle, **q = 31.5 kN/ml** le cas des charges permanentes et q = **10 kN/ml** pour la surcharge sur remblai.

Pour le calcul du ferraillage, on suppose que le corbeau travaille en flexion simple, les moments de calcul aux états limites sont :

M = 87,00 kN.m/ml à l'ELS ;

M = 117,05 kN.m/ml à l'ELU.

Le ferraillage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert pour une section rectangulaire de dimensions : 1 × 0.3 m^2

- Ferraillage principal : **As = 10.4 cm²** ; Soit : **5 HA 16,** avec **St = 20 cm**

XII.3.5.5 Mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés

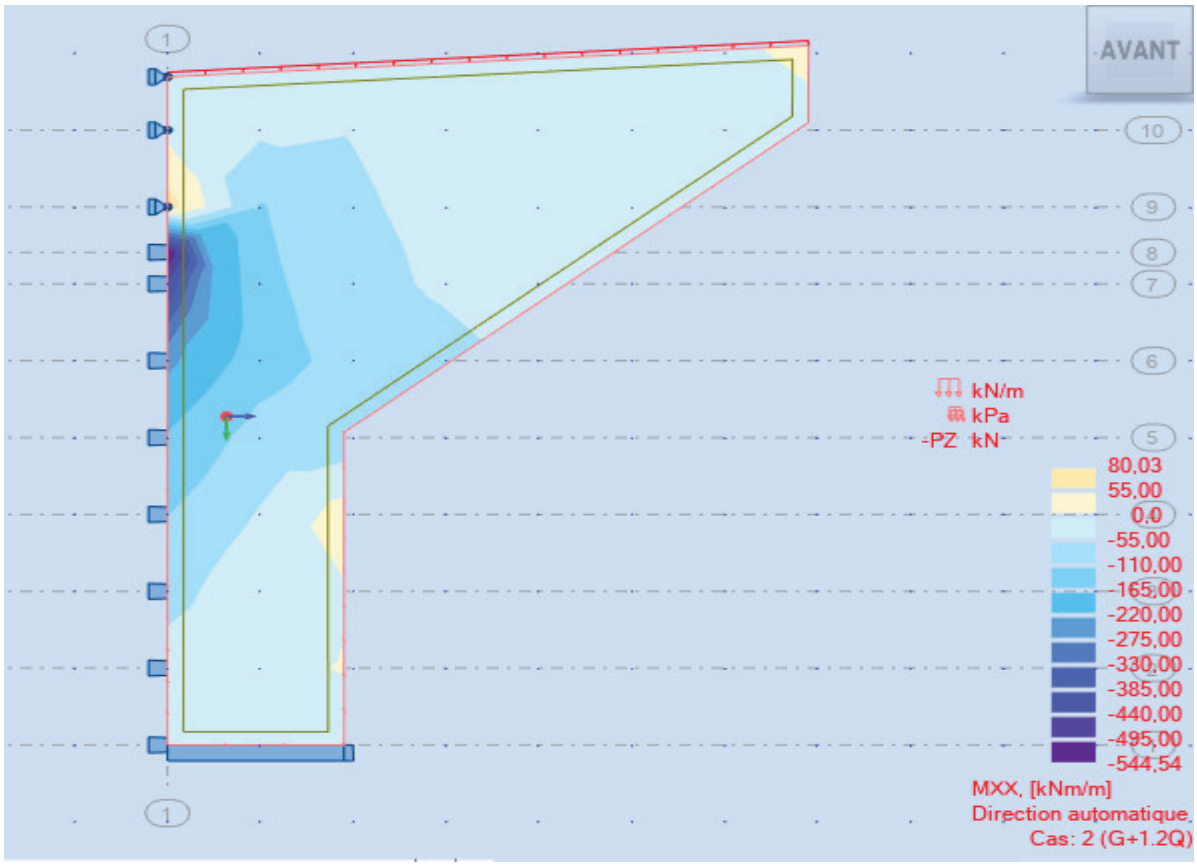


Figure XII:11 Moment xx à l'ELS.

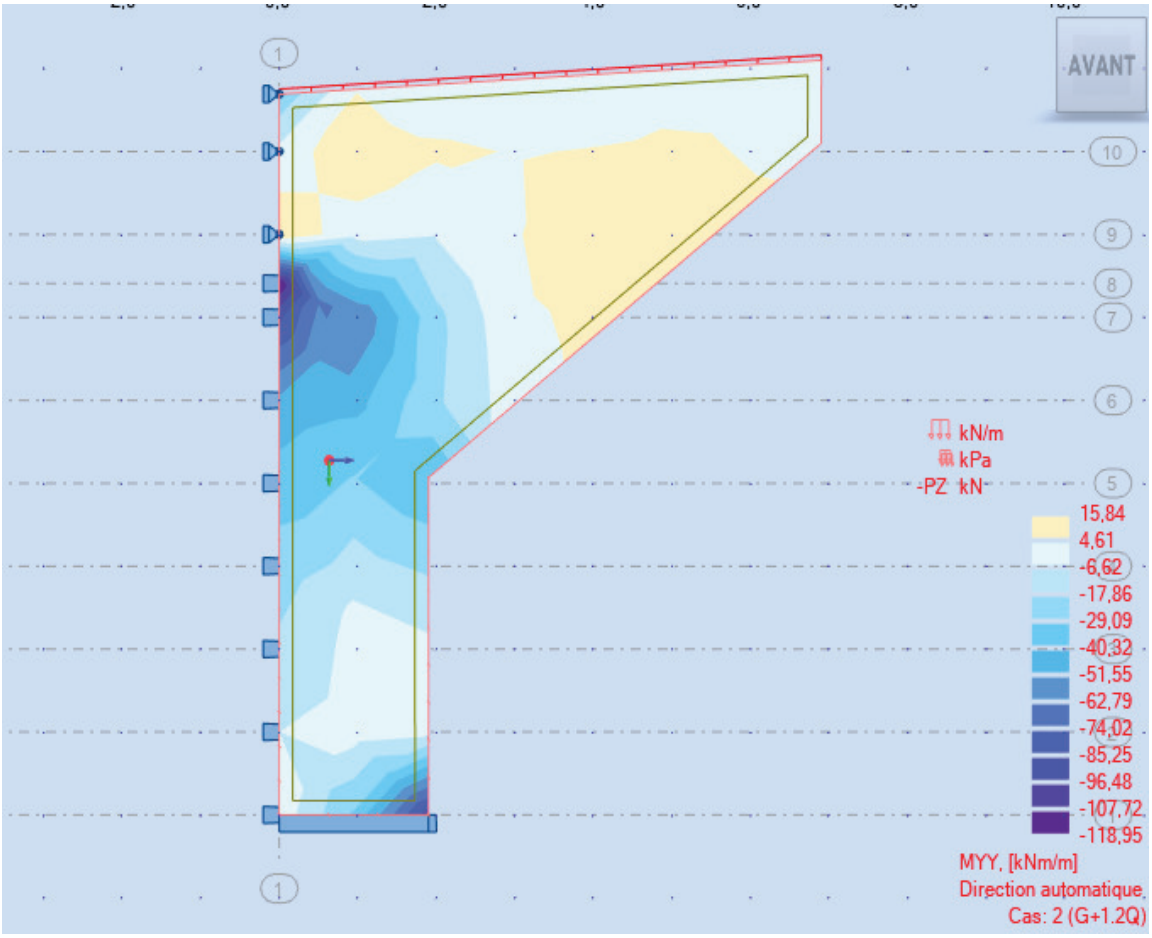


Figure XII:12 Moment yy à l'ELS.

XII.3.5.5.1 Les sollicitations agissantes sur le mur en retour

- **A l'ELS :**

Mxx = 396 KN.m/ml
Myy = 81.57 KN.m/ml

XII.3.5.5.2Ferraillage :

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire 100*60 cm^2.

- **Armatures verticales :**

As = **39.6 cm^2** donc on utilise : **5HA25** avec un espacement **St = 20 cm.**

Armatures de construction :

As_1 = As/3 = **13.2 cm^2** donc on utilise **5 HA20**: avec un espacement **St = 20 cm.**

- **Armatures transversales :**

As = **7.6 cm^2 5 HA16** avec un espacement **St = 20 cm.**

Armatures de construction :

As_1 = As/3 = **2.5 cm^2** donc on utilise 5 **HA12** : avec un espacement **St = 20 cm.**

XII.4Etude des fondations

XII.4.1 Etude de la semelle

La semelle a pour fonction de transférer les charges de la structure à la fondation en induisant des forces axiales et, fréquemment, des moments dans les pieux. Pour que ces moments puissent être efficacement transmis, il est essentiel que les pieux soient solidement encastrés mécaniquement dans la semelle. Cette connexion robuste est généralement réalisée avec des pieux forés.

La semelle agit comme un moyen de transmettre les charges au sol en utilisant les pieux comme intermédiaires. Elle assure ainsi une répartition efficace des charges sur l'ensemble du système de fondation, en évitant les concentrations excessives de contraintes. Cette interaction entre la semelle et les pieux permet une stabilité et une résistance optimales de la fondation du pont

XII.4.1.1 Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \quad ; h=H-d' \end{cases}$$

L : entraxe entre pieux

b : diamètre fut (épaisseur de la pile) ou le mur frontal.

Tableau XII-20 La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Cas de la pile	Cas de la culée
L (m)	3,6	3,6
b (m)	1,5	1,5
H (m)	1.8	1,60
d' (m)	0,1	0,1
h (m)	1,70	1,5
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$**(m)**	1,3	1,425
$\alpha=Arctg(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}})$	50,05	46,47
Conditions	Vérifiées	Vérifiées

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

	Cas de pile	Cas de culée
N_{max}(M N)	2,55	3,26
$\overline{\sigma_a}$	333,33	333,33
As (cm^2)	64,25	93,05
Choix d'armatures	14 HA25	19 HA25

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L)

Telle que :

L = h + Φpieu =1.7+ 1.2 = 2.9 m, cas pile.

L = h + Φpieu = 1.5+1.2 = 2.7 m, cas culés

XII.4.1.1.1 Pour la semelle sous la pile :

- **Armatures longitudinales inférieures :**

  As1 = As/2 = 11.08 cm^2 /ml ; Soit : 5HA20/ml, avec un espacement de 20cm.

- **Armatures transversales supérieures :**

  As2 = As/3 = 7,385 cm^2 /ml ; Soit : 5HA16/ml, avec un espacement de 20 cm

- **Armatures longitudinales supérieures :**

  As3 = As/4 =5,539 cm^2 /ml ; Soit :5HA14/ml, avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures latérales :**

  As4 = As/10 = 2,216 cm^2 /ml ; Soit :3 HA12, avec un espacement de 30 cm.

XII.4.1.1.2 Pour la semelle sous la culée :

- **Armatures longitudinales inférieures** :

  As1 = As/2 = 17,23 cm^2 /ml ; Soit : 5HA25/ml, avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales supérieures :**

  As2 = As/3 = 11,487 cm^2 /ml ; Soit : 5HA20/ml, avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures longitudinales supérieures :**

  As3 = As/4 = 8,615 cm^2 /ml ; Soit : 5HA16/ml, avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures latérales :**

  As4 = As/10 = 3,446 cm^2 /ml ; Soit : 3 HA12/ml, avec un espacement de 30 cm.

XII.4.2 Etude des pieux

XII.4.2.1 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI.\frac{d^4y}{d^4x} + C_U b_y = 0$$

b : diamètre du pieu.

C_U : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U.b}}$$

Avec :

α : longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ et le Moment :

Nombre des pieux : (n=8)

Sollicitations les plus défavorables :

Tableau XII-21 Effort max par le nombre de pieux

	Cas de pile	Cas de culée
H_{max} =(ELS)	51,26 KN	583,68 KN
H_{max} (ELU)	69,75 KN	1032,07 KN

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U.b}{4EI}}$$

λ : coefficient d'amortissement du module de WERNER.

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

$\chi_{\theta P}$ *et* $\chi_{\theta M}$**:** coefficient déterminé à partir de l'abaque de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.

$\overline{P}$: l'effort tranchant en tête du pieu, $\overline{P}$**=H/n,** n étant le nombre de pieux

Tableau XII-22 Tableau Résultat Calcul du coefficient λ

L (m)	20
E (MPa)	33000
Cu (MN/m^3)	30
b (m)	1.2
I (m^4)	0.101
λ	0.228
λ.L = 4,559, on tire les valeurs de ($\chi_{\theta P}$ *et* $\chi_{\theta M}$) à partir du tableau WERNER $\chi_{\theta P} = 1{,}31$ $\chi_{\theta M} = 1{,}57$	

Tableau XII-23 sollicitation pour le ferraillage de pieux

	Cas de la pile			Cas de la culée		
ETAT	**H_{max} (KN)**	**$\overline{P}$ (KN/pieu)**	**$\overline{M}$ (KN.m)**	**H_{max} (KN)**	**$\overline{P}$(KN/pieu)**	**$\overline{M}$ (KN.m)**
ELS	410,08	51,26	187,99	4669,42	583,68	2136,05
ELU	558,00	69,75	255,79	8256,60	1032,07	3776 ,99

XII.4.2.2 Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

- **Cas de la pile :**

Section d'acier :

Avec Robot expert As = 113.10 cm². Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales : On prend des cerces de HA14 avec un espacement de 15 en zone critique et 30 cm en zone courante.

- **Cas de la culée :**

Section d'acier : Avec Robot expert As = 256,6 cm². Donc, on prend 32 HA32.

Armatures transversales : On prend des cerces de HA20 avec un espacement de 15 en zone critique et 29,8 cm en zone courante.

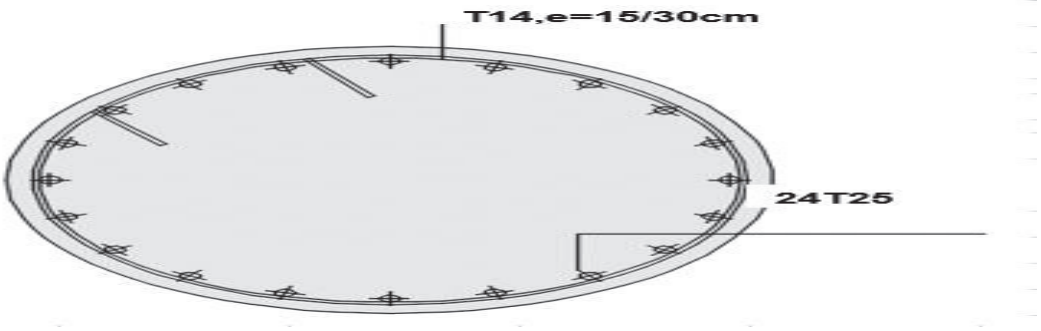


Figure XII:13 Figure Ferraillage pieu des piles

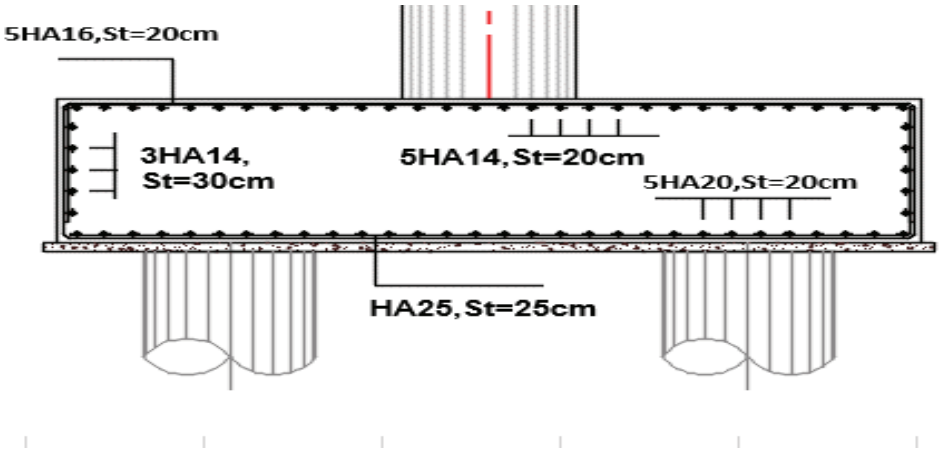


Figure XII:14 Figure Ferraillage semelle des piles

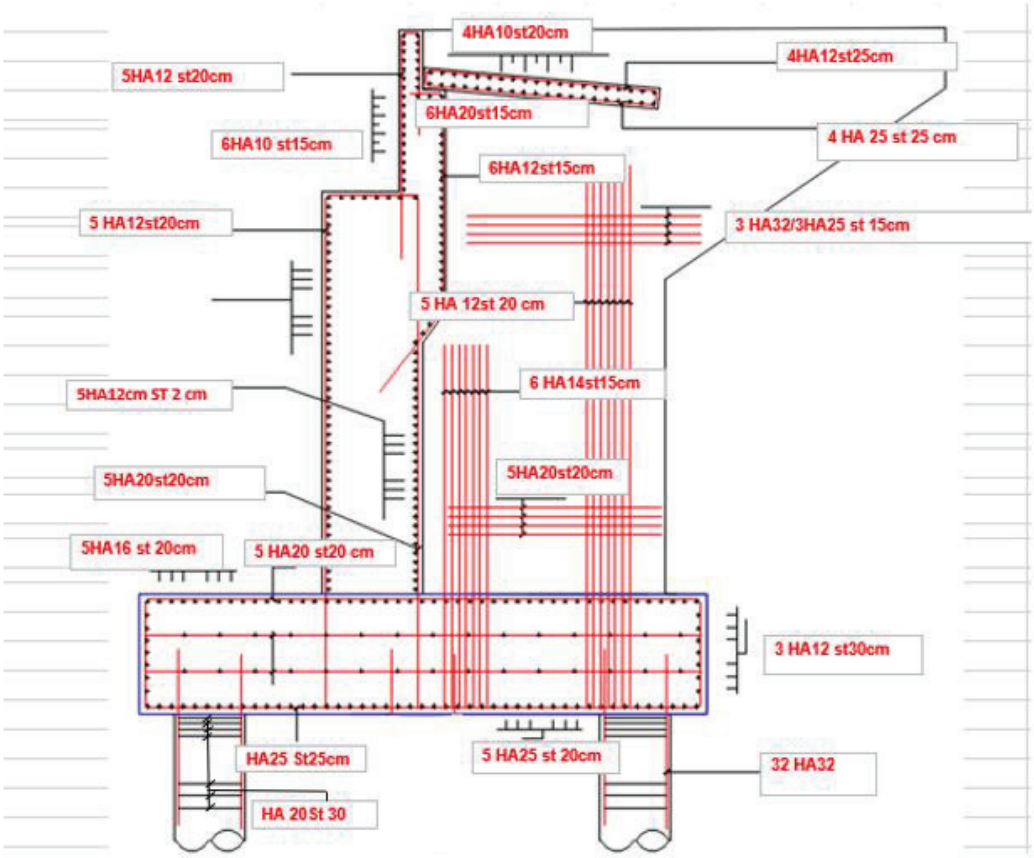


Figure XII:15ferraillages culés.

CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure présentée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi que la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments. On peut conclure que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que les accessoires qu'on a faits, permettra à l'ouvrage d'être exploité en toute sécurité.

CHAPITREXIII
CONCLUSION GENERALE

Chapitre XIII CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur. Ce modeste travail est une excellente synthèse qui m'a donné l'opportunité de mettre en pratique mes connaissances acquises durant les cinq ans de formation dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics ; il m'a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales tel que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post tension. En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique. Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, Guide De Conception, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, 1996.
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferraillages types.
- Appareils D'appuis En Elastomère Fretté, Guide Technique Utilisation Sur Les Ponts Et Viaducs Et Structures Similaires, Service D'Etude technique Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, juillet2007.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- Règlement Neige et Vent RNV, Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.7, Ministère de l'habitat de l'urbanisme et de la ville, Algérie, 2013.
- Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- La précontrainte Freyssinet, Soletanche Freyssinet, 2014.
- AMIEUR, M., Cours de Pont et Cours de béton précontraint, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger.
- BENREDOUANE, Cours de béton armé et calcul d'ouvrage. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- SABAH, cours règlemente pont. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

Résulta géotechnique

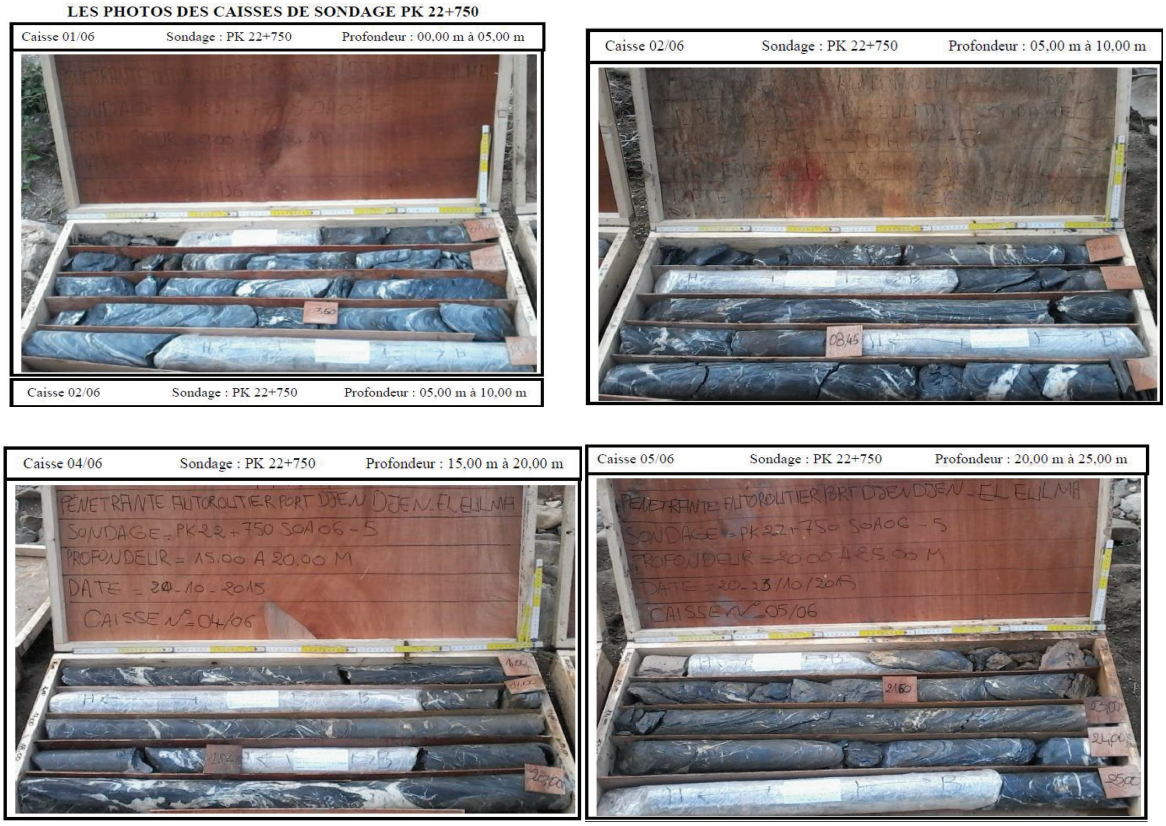
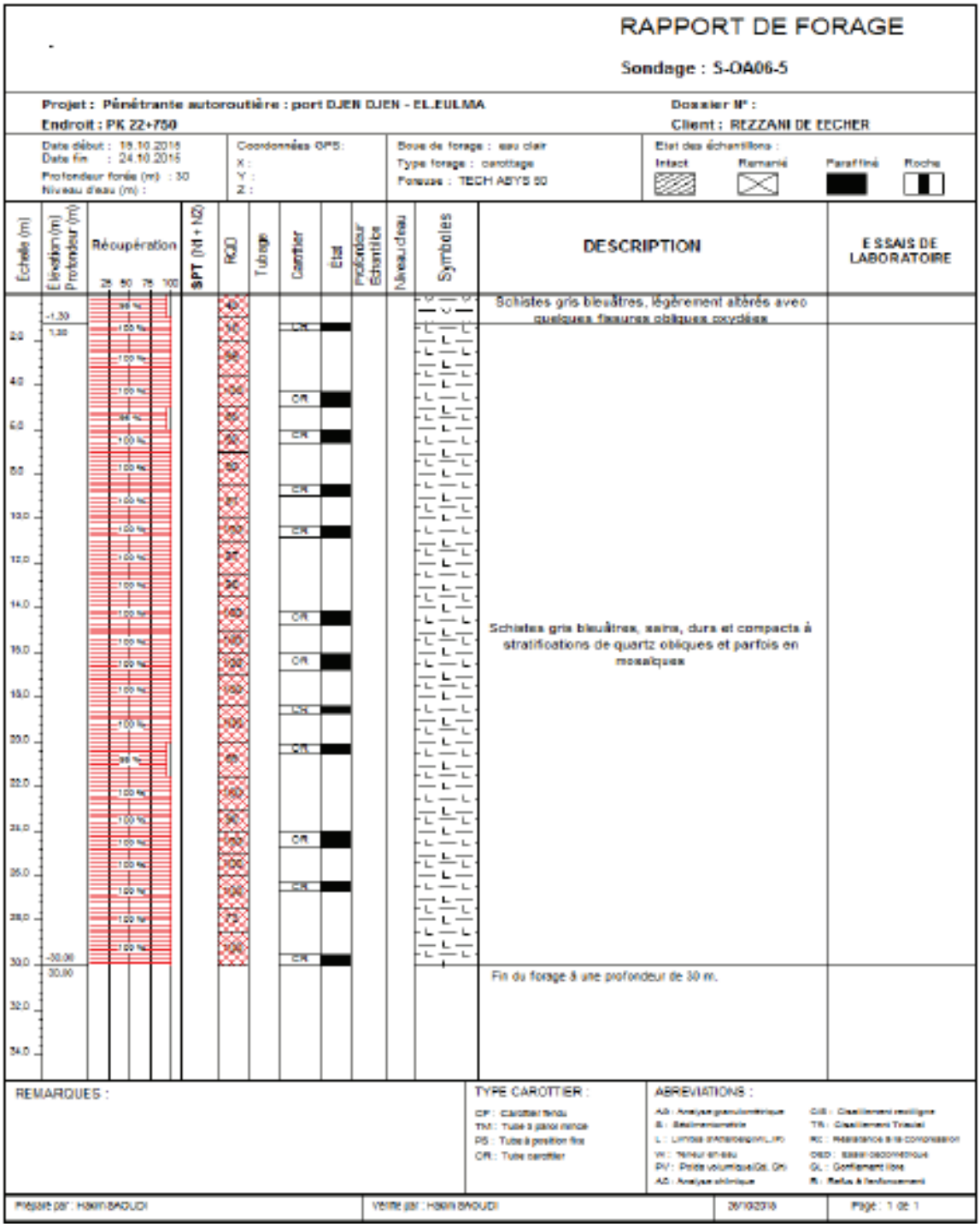


Figure 1 Photos des casses de sondage

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : S-OA06-5

Projet : Pénétrante autoroutière : port DJEN DJEN - EL.EULMA — Dossier N° :

Endroit : PK 22+750 — Client : REZZANI DE EECHER

Date début : 19.10.2015
Date fin : 24.10.2015
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS :
X :
Y :
Z :

Boue de forage : eau clair
Type forage : carottage
Foreuse : TECH ABYS 50

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Echelle (m)	Elevation (m) / Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-1.30										Schistes gris bleuâtres, légèrement altérés avec quelques fissures obliques cerclées	
2.0	1.30					CR						
4.0						CR						
6.0						CR						
8.0						CR						
10.0						CR						
12.0												
14.0						CR					Schistes gris bleuâtres, sains, durs et compacts à stratifications de quartz obliques et parfois en mosaïques	
16.0						CR						
18.0						CR						
20.0						CR						
22.0												
24.0						CR						
26.0						CR						
28.0												
30.0	-30.00					CR						
32.0	30.00										Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
34.0												

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fermé
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à piston fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
E : Essai oedométrique — TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg (WL,WP) — RC : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique (Gd, Gh) — GL : Gonflement libre
AS : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Projet par : Hakim BAOUDI — Vérifié par : Hakim BAOUDI — 26/10/2015 — Page : 1 de 1

Interpolation GUYON-MASSONET

Théta=0.60	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
b/4	-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155
b/2	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
3b/4	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
b	-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,448

Théta=0.60	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
b/4	0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,151	1,0792
b/2	0,4349	0,5243	0,641	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
3b/4	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,151	1,4582	1,7518	1,9607
b	0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312

Théta=0.65	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338

Théta=0.65	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Théta=0.629	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,243582	0,65359	1,049166	1,37829	1,526564	1,37829	1,049166	0,65359	0,243582
b/4	-0,234334	0,18466	0,60581	1,01916	1,37829	1,576248	1,504266	1,282204	1,02067
b/2	-0,522128	-0,16585	0,203406	0,60581	1,049166	1,504266	1,879018	2,071304	2,188762
3b/4	-0,716014	-0,451426	-0,16585	0,18466	0,65359	1,282204	2,071304	2,943254	3,775188
b	-0,881918	-0,716014	-0,522128	-0,234334	0,243582	1,02067	2,188762	3,775188	5,671764

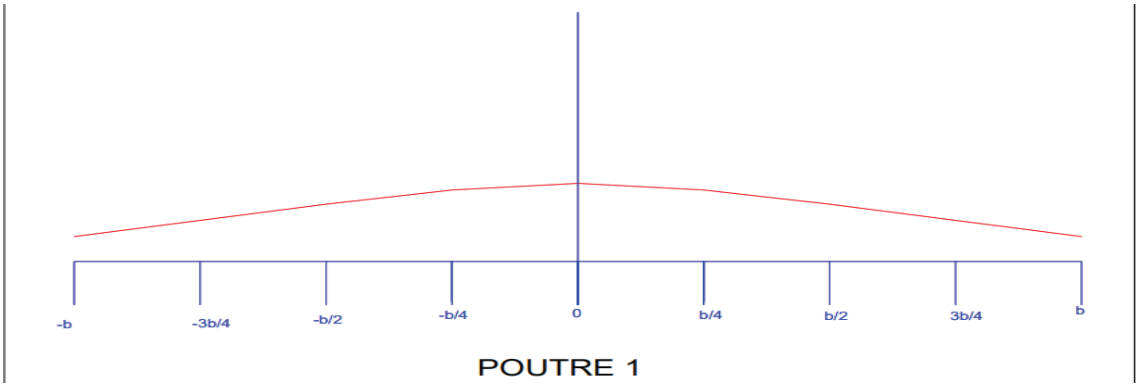
Théta=0.629	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,765006	0,869342	0,997802	1,136174	1,212856	1,136174	0,997802	0,869342	0,765006
b/4	0,550026	0,651102	0,78238	0,951484	1,136174	1,262606	1,238622	1,153958	1,070848
b/2	0,404392	0,494778	0,615248	0,78238	0,997802	1,238622	1,43217	1,486678	1,487102
3b/4	0,307084	0,386766	0,494778	0,651102	0,869342	1,153958	1,486678	1,804	2,021716
b	0,236252	0,307084	0,404392	0,550026	0,765006	1,070848	1,487102	2,021716	2,64894

Théta=0.629	Alfa=0.194								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,44745878	0,73794903	1,02908268	1,28362264	1,40390417	1,28362264	1,02908268	0,73794903	0,44745878
b/4	0,07235076	0,36703882	0,67484887	0,99269868	1,28362264	1,45361398	1,4003992	1,23205981	1,0402896
b/2	-0,15985868	0,09245555	0,36443622	0,67484887	1,02908268	1,4003992	1,70430043	1,84271523	1,91441294
3b/4	-0,31598268	-0,12369293	0,09245555	0,36703882	0,73794903	1,23205981	1,84271523	2,49780569	3,08958045
b	-0,44471353	-0,31598268	-0,15985868	0,07235076	0,44745878	1,0402896	1,91441294	3,08958045	4,48983982

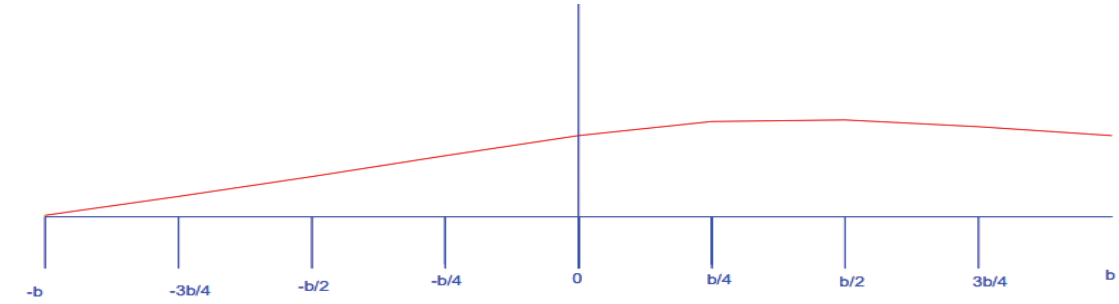
ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

Θ=0.629	K α(ALPHA)=0.194								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,4475	0,7379	1,0291	1,2836	1,4039	1,2836	1,0291	0,7379	0,4475
P2	0,0222	0,3077	0,6078	0,924	1,2286	1,4421	1,466	1,364	1,2291
P3	-0,3716	-0,2068	-0,0165	0,2397	0,6125	1,1492	1,8737	2,7535	3,6945
P4	-0,3994	-0,2483	-0,071	0,1761	0,5497	1,1078	1,8892	2,8813	3,9969

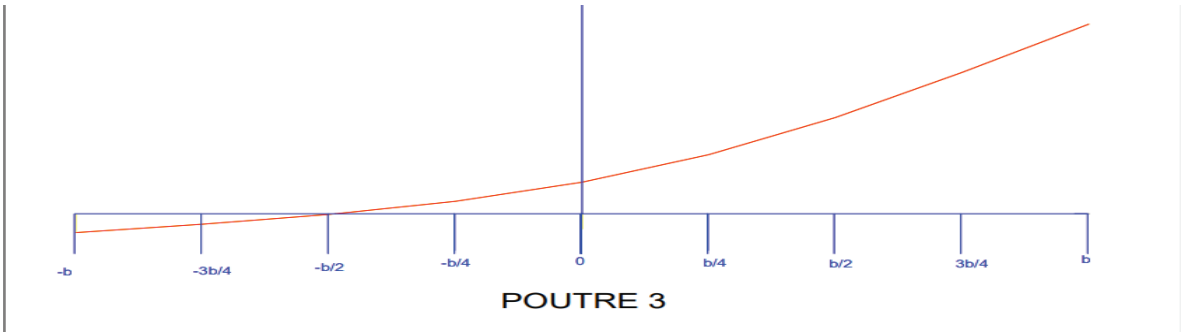
LES GRAPHE DES POUTRES EN AUTOCAD



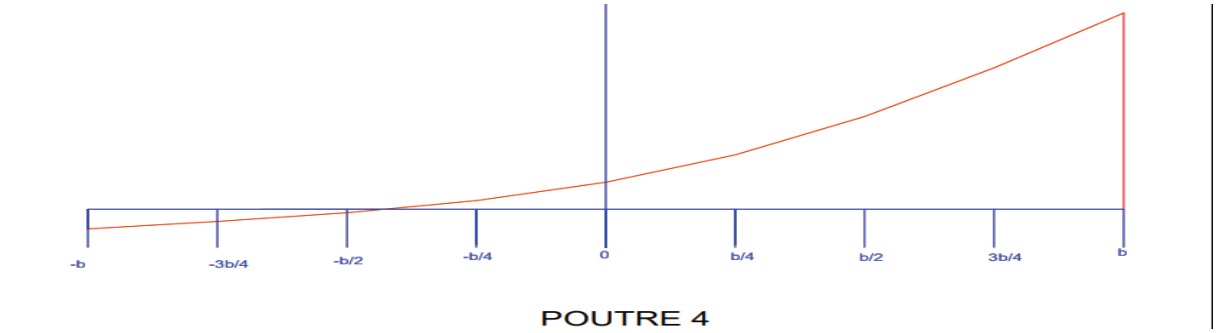
POUTRE 1



POUTRE 2



POUTRE 3



POUTRE 4

Résulta numérique :

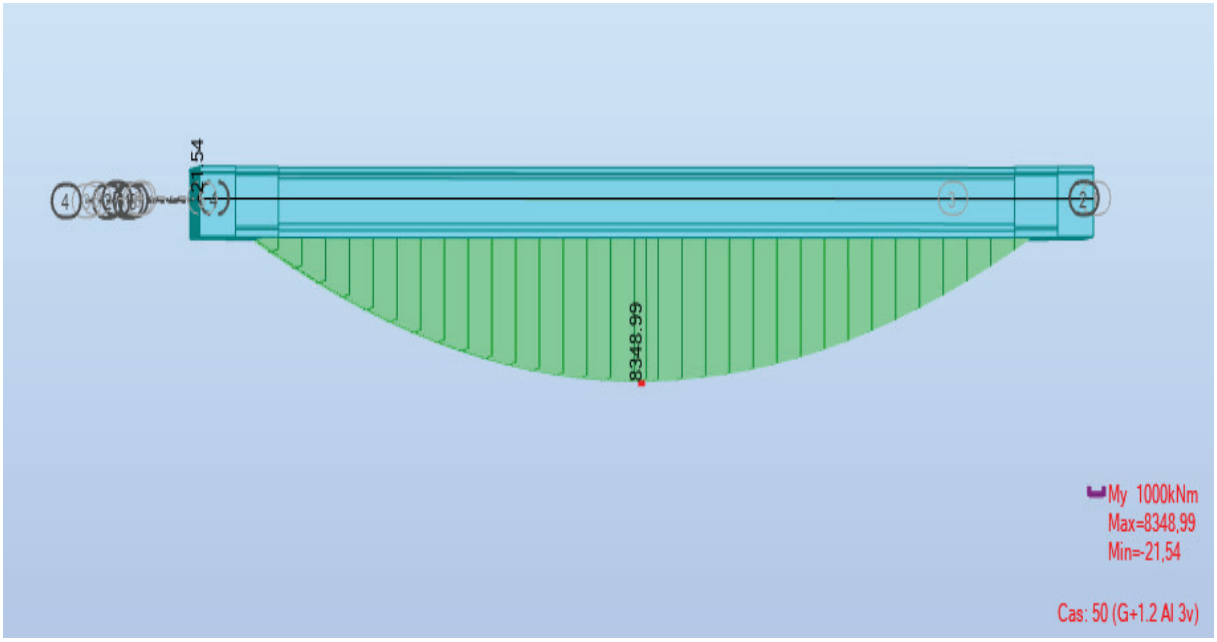


Figure 2: Moment de combinaison G+1.2AL3V

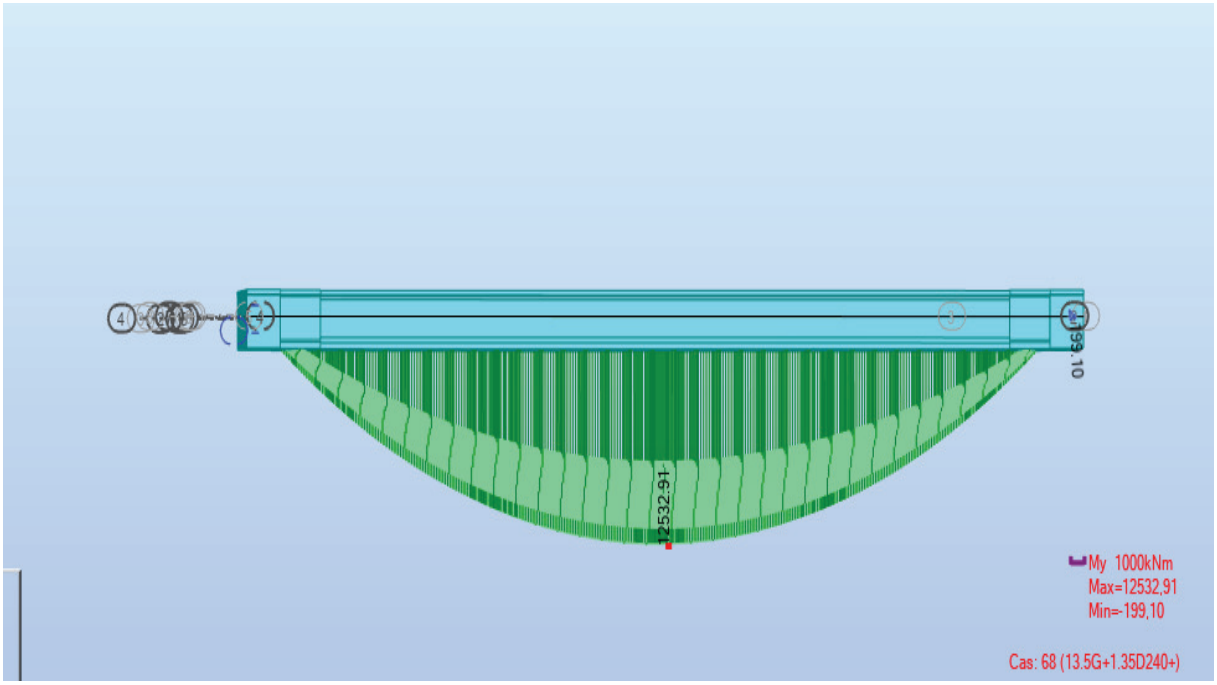


Figure 3 Moment de combinaison 13.5G+1.35D240

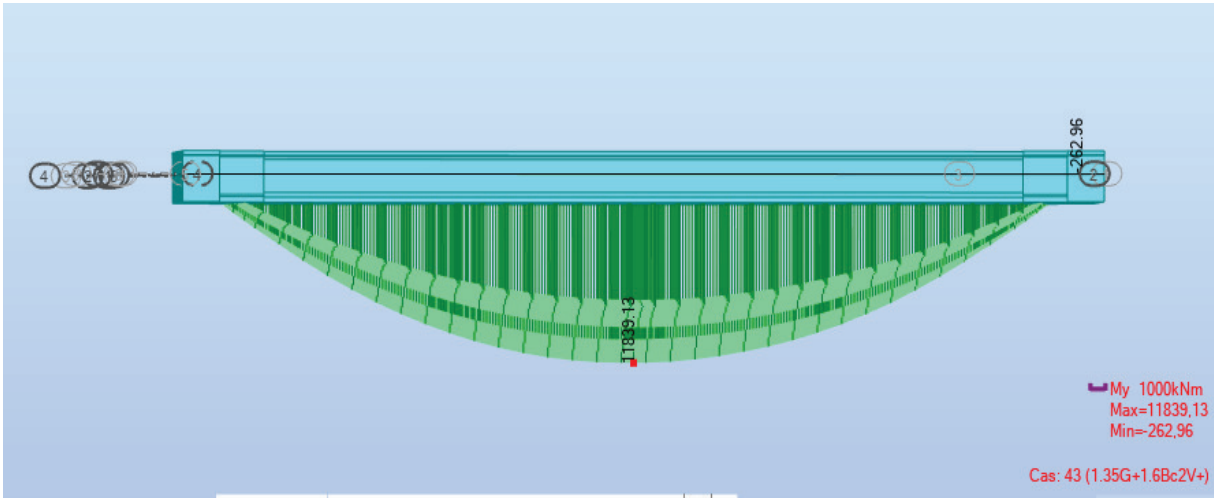


Figure 4 Moment de combinaison 1.35G+1.6Bc2V

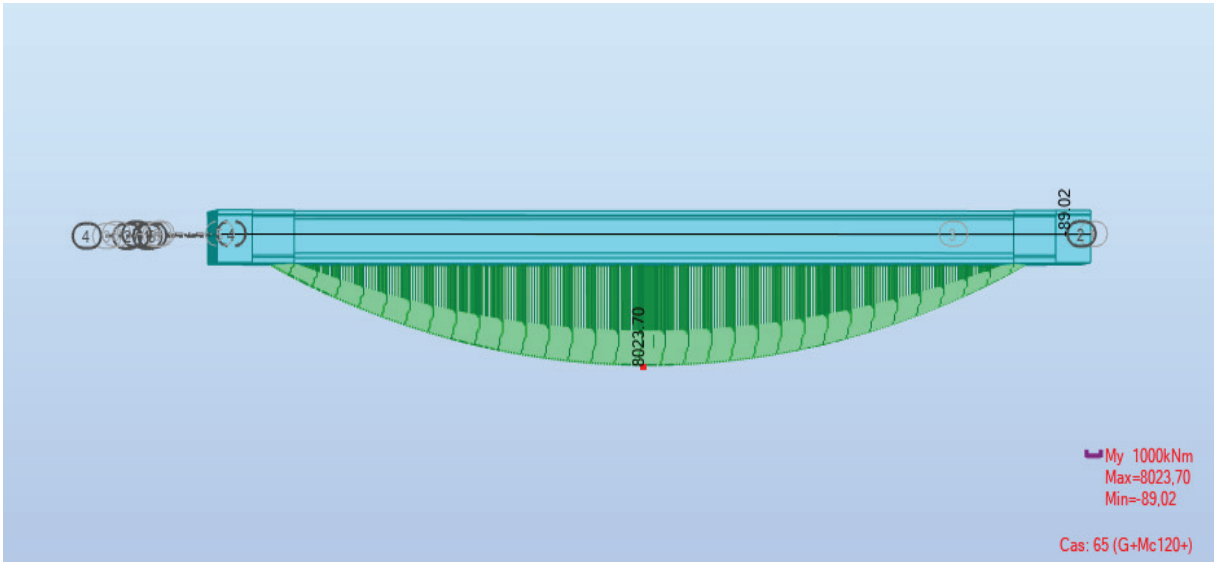


Figure 5 Moment de combinaison G+Mc120

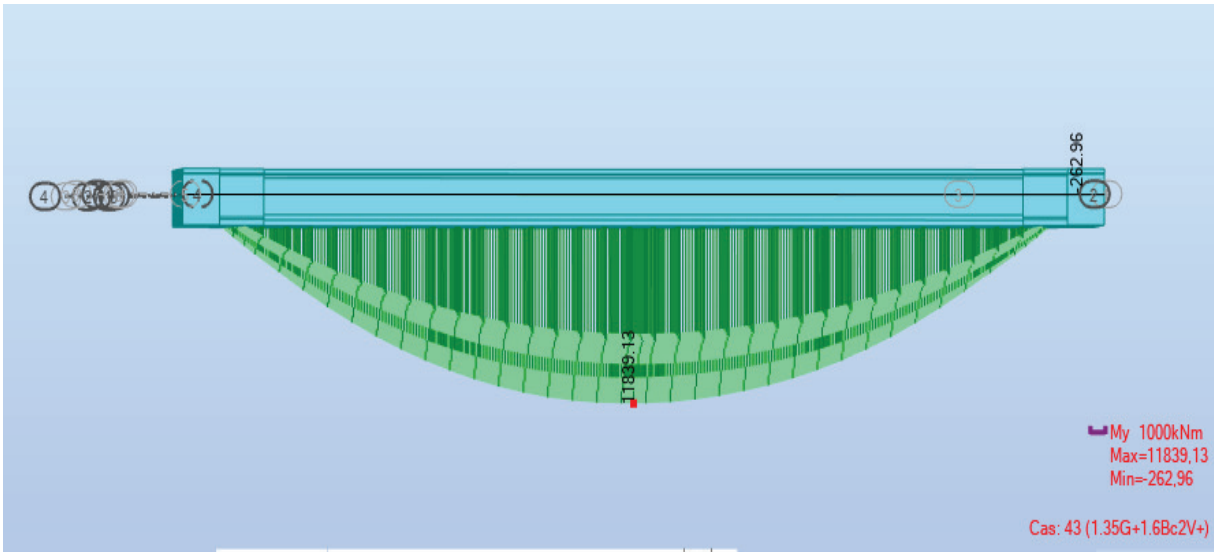


Figure 6 Moment de combinaison 1.35G+1.6Bc2V

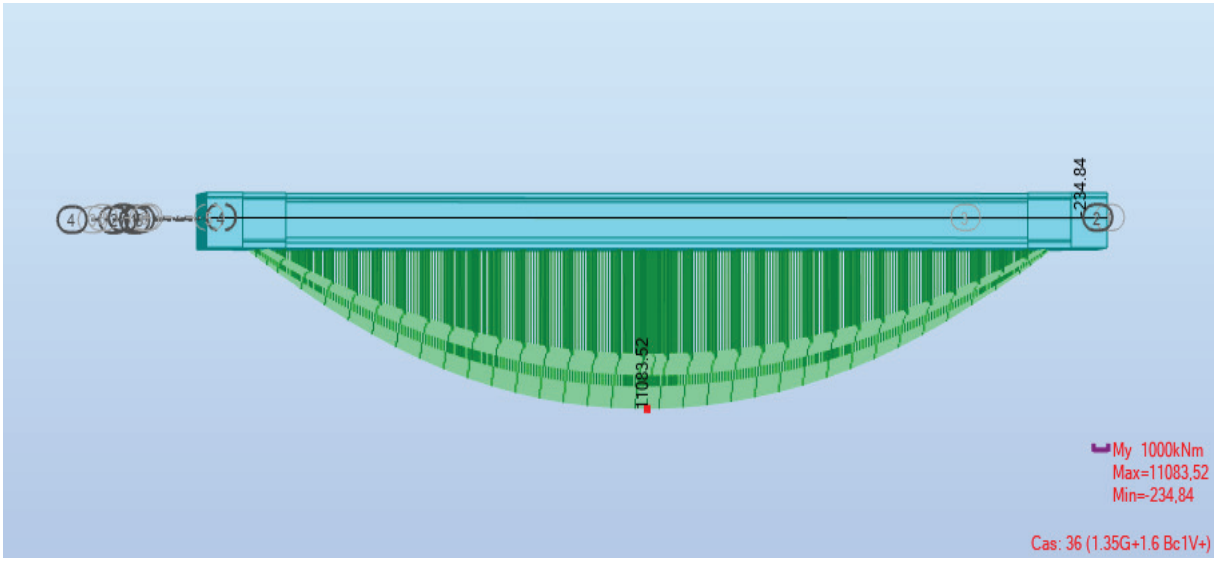


Figure 7 Moment de combinaison 1.35G+1.6BcV

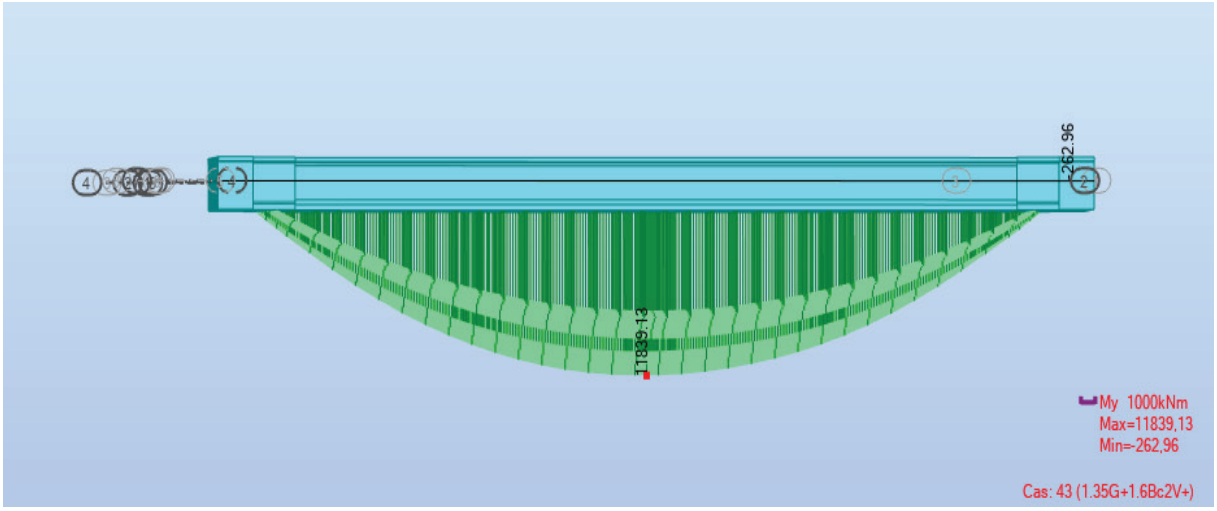


Figure 8 Moment de combinaison 1.35G+1.6Bc2V

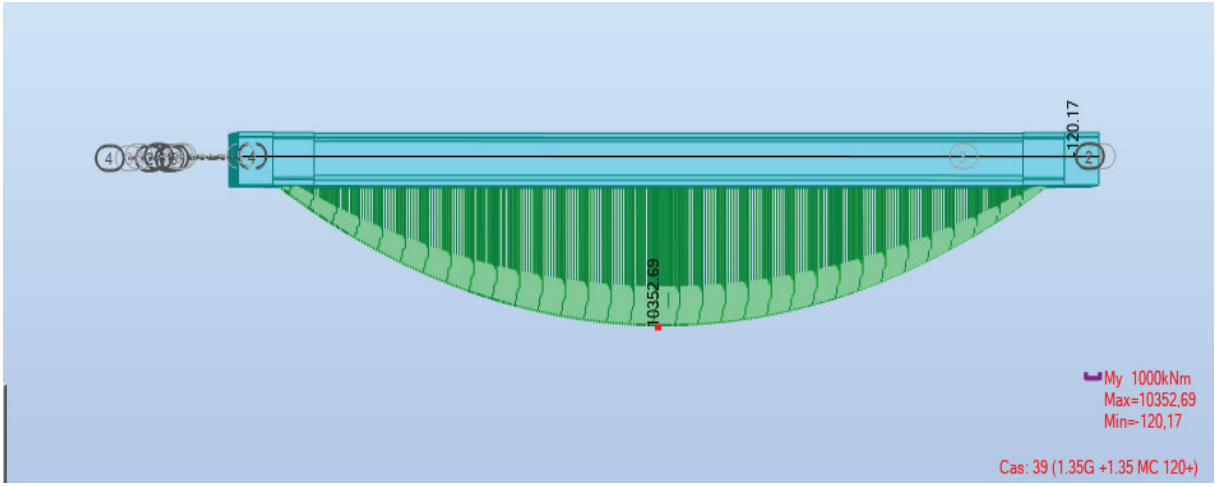


Figure 9 Moment de combinaison1.35G+1.35Mc

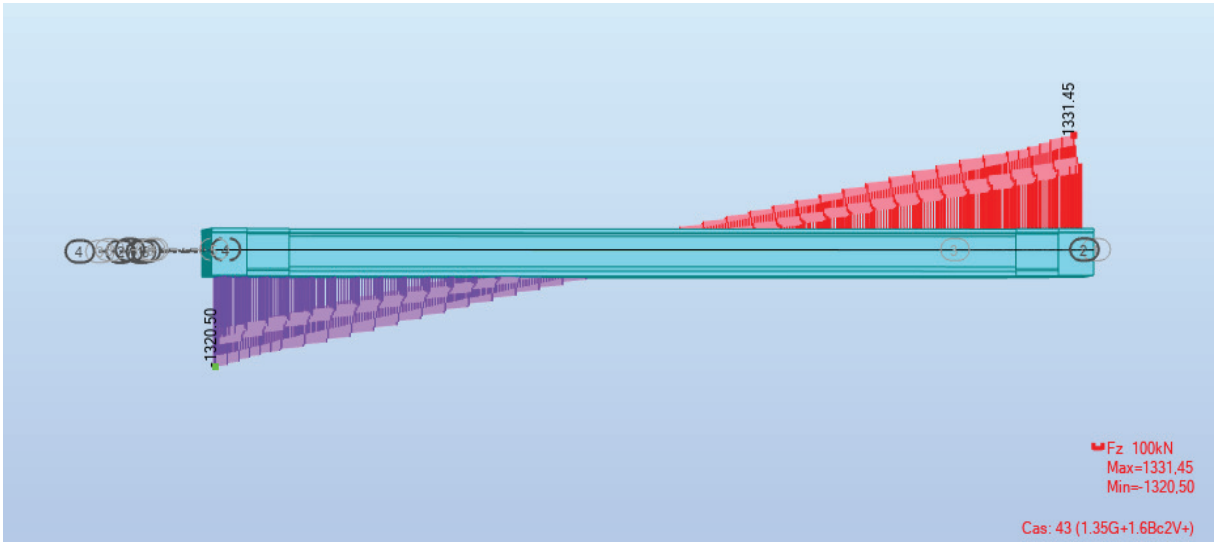


Figure 10 Moment de combinaison 1.35G+1.6 Bc2V

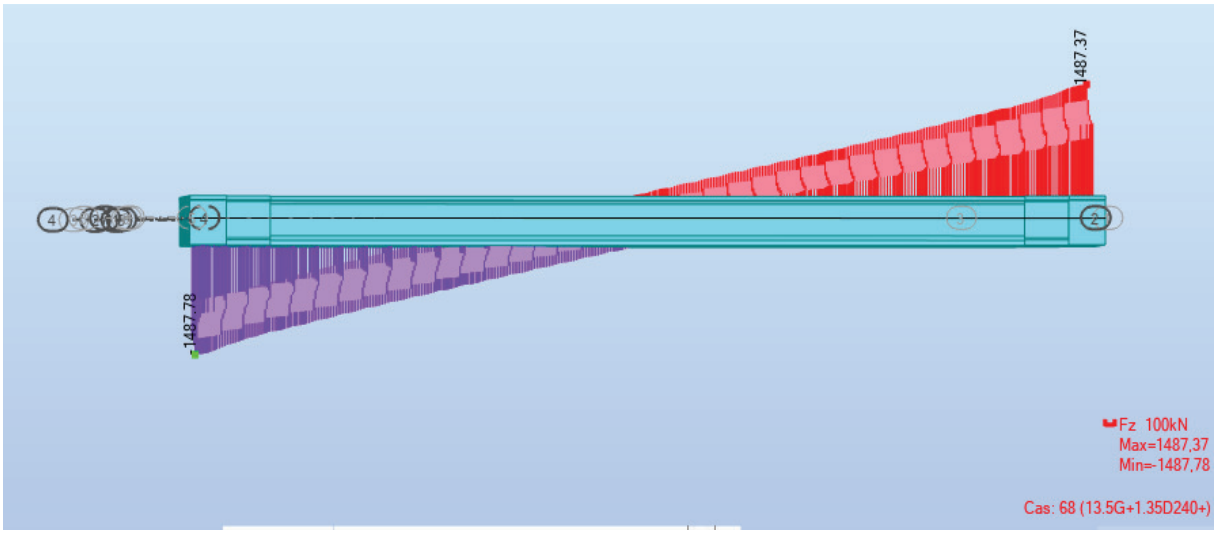


Figure 11 Effort tranchant de combinaison 1.35G+1.35D240

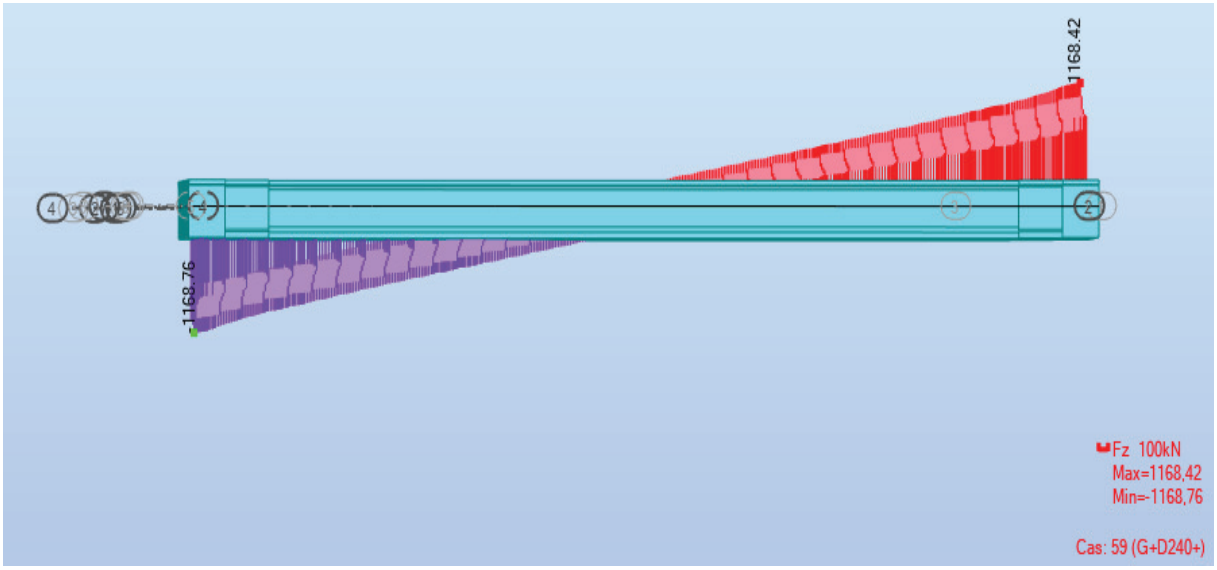


Figure 12 Effort tranchant de combinaison G+D240

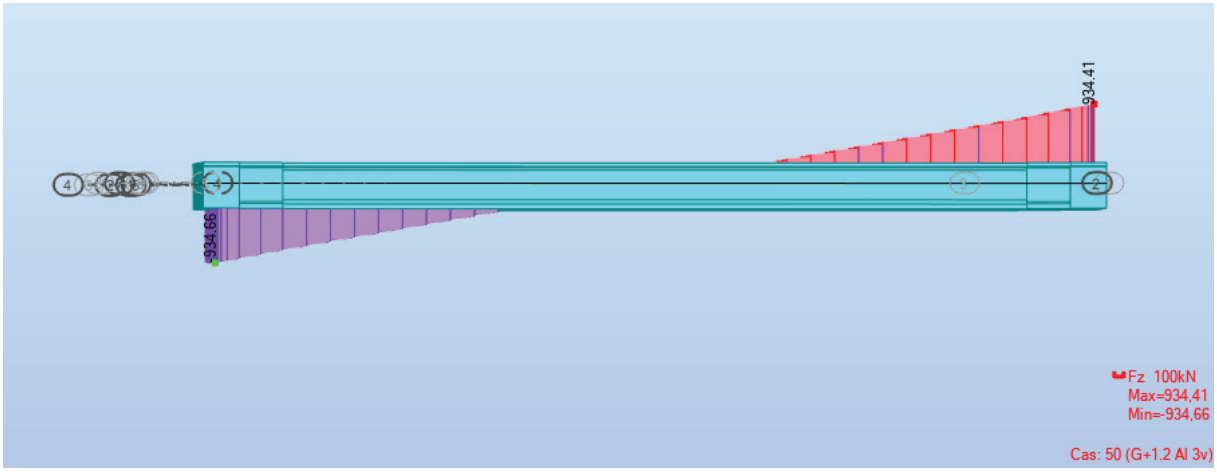


Figure 13 Effort tranchant de combinaison G+1.2 AL3V

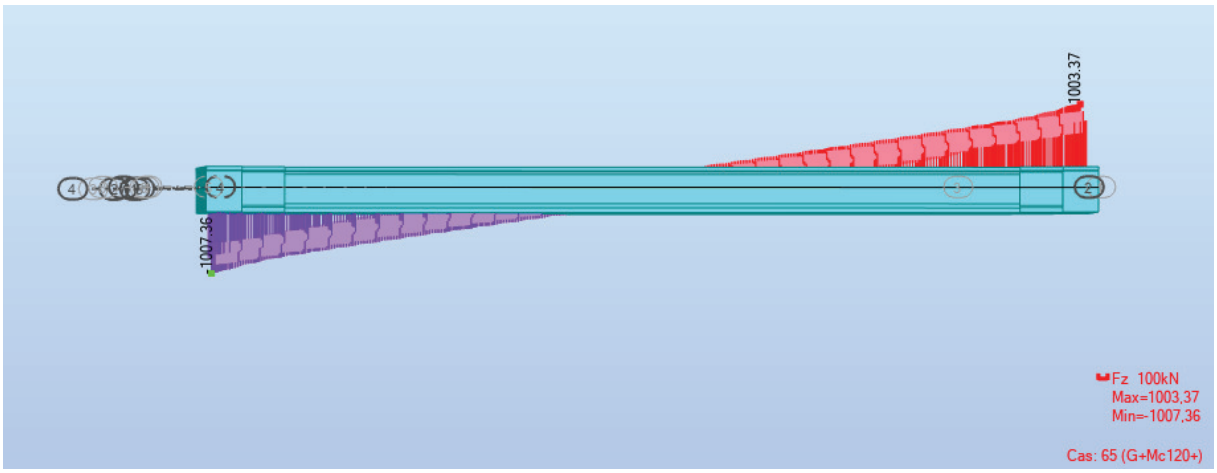


Figure 14 Effort tranchant de combinaison G+Mc120

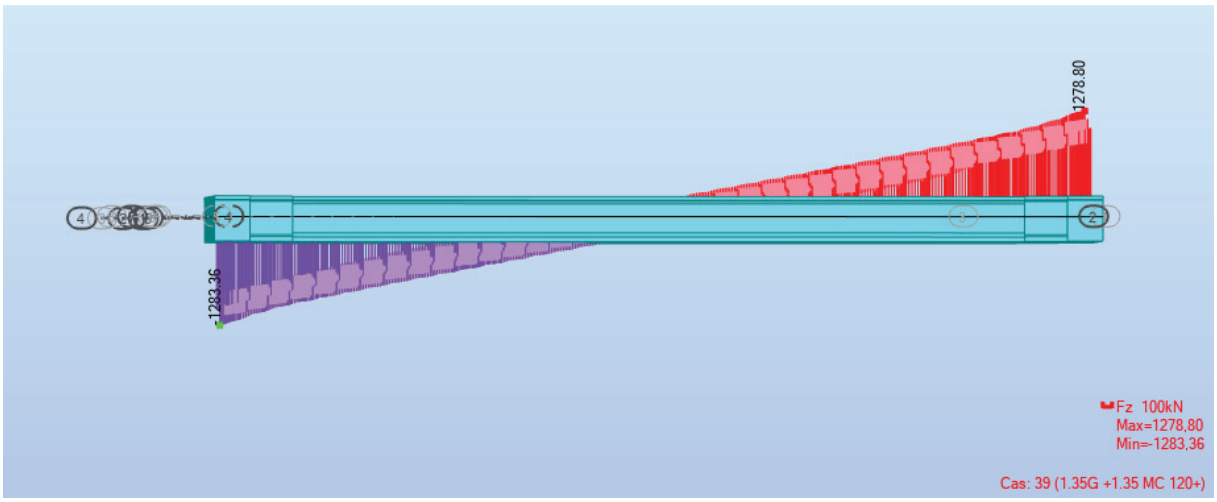


Figure 15 Effort tranchant de combinaison 1.35G+1.35Mc120

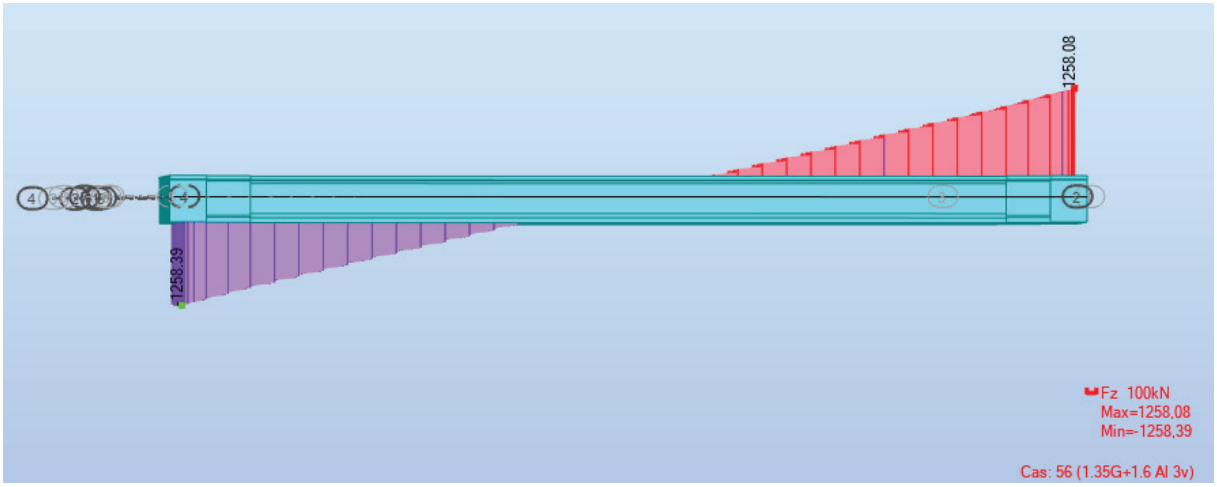


Figure 16 Effort tranchant de combinaison1.35G+1.6 AL3V

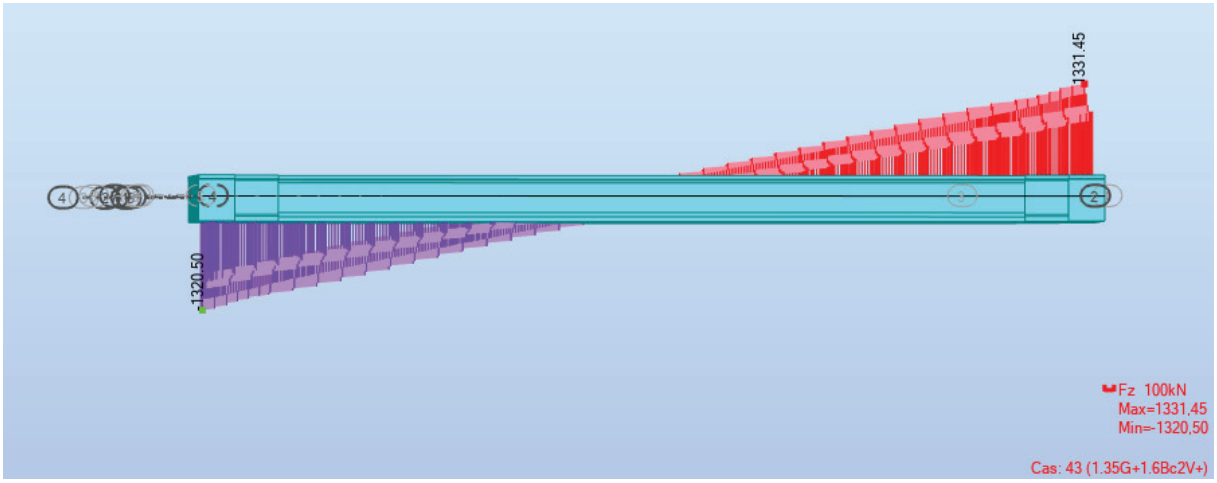


Figure 17 Effort tranchant de combinaison 1.35G+1.6 Bc2V

Tableau 1 : étude stabilité culé

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3420,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur F	3293,14	/	-0,09	4,81	-296,38	/
DDT	393,00	/	0,78	9,45	306,54	/
Mur en R	480,03	/	3,00	7,31	1440,08	/
Corbeau	175,90	/	0,78	8,21	137,20	/
MGG	234,27	/	0,51	9,15	119,48	/
Poids des Terres Amot	4714,59	/	1,85	5,23	8721,98	/
Poids des T sur DDT	1003,91	/	0,78	9,93	783,05	/
Poussée Mur Frontal	/	2451,18	/	-4,11	/	-10074,35
Poussée Semelle	/	1444,61	/	-0,80	/	-1155,69
Poussée DDT	/	101,20	/	-9,51	/	-962,38
Poids Sur 10kN/m²	524,00	/	0,95	/	497,80	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	444,84	/	-5,15	/	-2288,68
Rg	5073,18	/	-0,24	/	-1217,56	/
R(Al)	1689,62	/	-0,24	/	-405,51	/
Rbc	1231,81	/	-0,24	/	-295,63	/
RMc120	1071,49	/	-0,24	/	-257,16	/
RD240	1821,37	/	-0,24	/	-437,13	/
RST	0,00	/	-0,24	/	0,00	/
Hf+r	/	100,60	/	-8,01	/	-805,83

HT°	/	63,38	/	-8,01	/	-507,67
Frein Al	/	360,00	/	-8,01	/	-2883,60
Frein Bc	/	158,20	/	-8,01	/	-1267,18

Tableau 2 combinaison de charge

ELS	**N**	**H**	**MH**	**MV**	**Δ M**
	(KN)	**(KN)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**
G+0.6T	10173,39	2691,01	-12147,17	-167,68	-12314,8
G+0.6T+1.2Q	10173,39	2988,70	-14893,59	-167,68	-15061,3
G+0.6T+1.2A(l)+ST	12200,94	3123,01	-15607,49	-654,29	-16261,8
G+0.6T+1.2Bc+ST	11651,57	2880,848	-13667,79	-522,44	-14190,2
G+0.6T+Mc120	11244,88	2691,01	-12147,17	-424,84	-12572,0
G+0.6T+D240	11994,76	2691,01	-12147,17	-604,81	-12752,0

M_{max} =	-1186,99	KN.m/ml	N_{cor} =	890,58	KN./ml
T_{max} =	227,96	KN./ml	N_{cor} =	890,58	KN./ml

ELU	**N**	**H**	**MH**	**MV**	
	(KN)	**(KN)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**	**(KN.m)**
1.35G+0.9T	13734,08	3638,57	-16444,37	-226,37	-16670,7
1.35G++0.9T+1.6Q	13734,08	4035,48	-20106,26	-226,37	-20332,6
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	16437,47	4214,57	-4554,76	-875,18	-5429,9
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	15704,98	3891,69	-18471,86	-699,38	-19171,2
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15180,59	3638,57	-16444,37	-573,53	-17017,9
1.35G+0.9T+1.35D240	16192,93	3638,57	-16444,37	-816,49	-17260,9

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	-1484,13	KN.m/ml		N_{cor} =	1002,49	KN./ml
T_{max} =	307,63	KN./ml		N_{cor} =	1199,82	KN./ml

FERRALLAIGE DES CHEVETRES

➢ **Armature supérieure : Sur appuis**

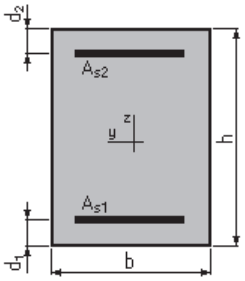
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 200,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2435,13	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 88,7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 29,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,31 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 2435,13 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 37,8 (cm)
Bras de levier: Z = 132,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

- **Armature inférieure : Sur travée**

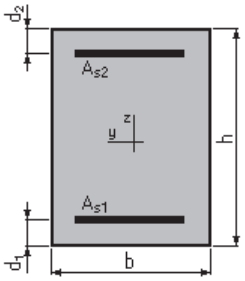
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 200,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	695,73	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 29,0 (cm2)
théorique ρ = 0,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 695,73 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,19
Position de l'axe neutre: y = 23,0 (cm)
Bras de levier: Z = 137,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 12,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

- **Armatures transversales :**

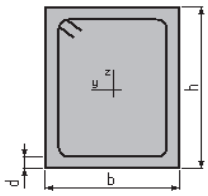
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 200,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	3459,26	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 13,1 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 16
Espacement : S_t = 14,9 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 11*13 + 2*16 + 2*20 + 3*25 + 2*35 + 7*40 (cm)

FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA PILE.

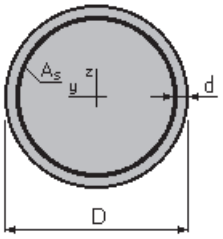
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	0,00	255,79	0,00
2.	ELS	0,00	187,99	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 0,00 (kN) M_y = 255,79 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,44 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 29,2 (cm)

Bras de levier: Z = 95,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 9,67 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0,00 (kN) M_y = 187,99 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,94

Position de l'axe neutre: y = 35,8 (cm)

Bras de levier: Z = 94,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 11,4 (MPa)

comprimée: σ_s' = 11,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

Espacement

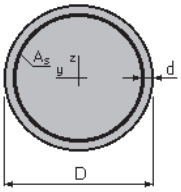
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	60,11	2541,28

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

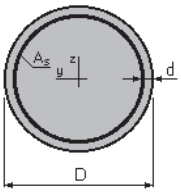
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	60,11	2541,28

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA CULLEE.

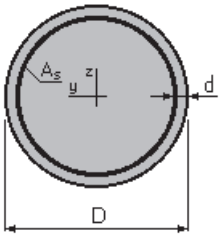
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2653,28	3784,89	0,00
2.	ELS	1889,17	2140,52	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 256,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 2,27 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 2653,28 (kN) M_y = 3784,89 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 51,2 (cm)

Bras de levier: Z = 85,7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 1889,17 (kN) M_y = 2140,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 52,8 (cm)

Bras de levier: Z = 87,8 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 207,3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 155,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

Espacement

Calcul de Section à l'effort Tranchant

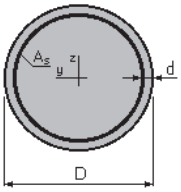
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91

- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1032,07	2653,28

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 6,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 20
Espacement : S_t = 29,8 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

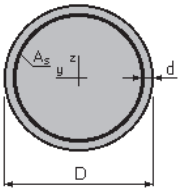
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1032,07	2653,28

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2,7 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 6,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 20
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)

Ferraillage de dalle

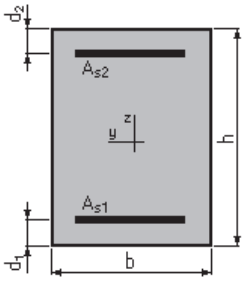
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	45,36	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5,4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,27 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 45,36 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,5	(cm)
Bras de levier:	Z = 19,4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,79	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Ferraillage de mur frontale

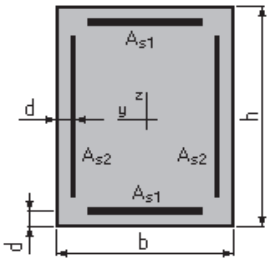
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	1002,49	1484,00	0,00
2.	ELS	890,58	1186,99	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 30,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750,0 (cm2)

théorique ρ = 0,20 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1002,49 (kN) M_y = 1484,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,14 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 13,4 (cm)

Bras de levier: Z = 137,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,04 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 99,4 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 890,58 (kN) M_y = 1186,99 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,59

Position de l'axe neutre: y = 35,6 (cm)

Bras de levier: Z = 131,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 314,4 (MPa)

comprimée: σ_s' = 83,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

Corbeau

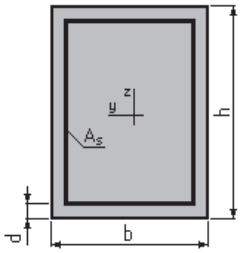
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	117,05
Etat **L**imite de **S**ervice	87,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 2744,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 225000,0	(cm4)	Inertie	I_z = 2500000,0	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 8,7	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 34,6		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,65		N_u (béton seul)	= 3546,00	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,3 (MPa)
0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Acier:

Section théorique A_s = 6,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 6,0 (cm2)

ANNEXE C. NOTE CALCUL DE FERAILLAGE

Section maximum	$A_{s\ max}$ = 120,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,30 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,20 (%)
maximum	ρ_{max} = 4,00 (%)

Mur en retur
MXX/

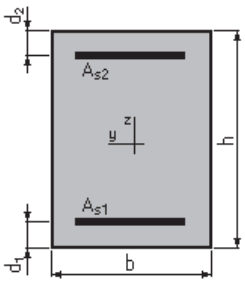
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	396,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 39,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,72 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 396,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,3 (cm)
Bras de levier: Z = 48,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

Myy/

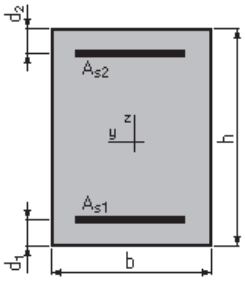
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	81,57	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,14 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 81,57 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,1 (cm)
Bras de levier: Z = 51,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 16,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

Dalle de Transition

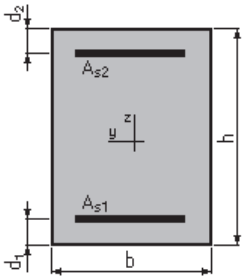
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1,00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	117,05	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	87,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 11,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 120,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,46 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)	maximum	ρ_{max} = 4,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 117,05 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,29	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 435,2	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 87,00 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,18
Position de l'axe neutre: y = 8,6 (cm)
Bras de levier: Z = 22,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,2 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\ lim}$= 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 339,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 400,0 (MPa)

Entretoise

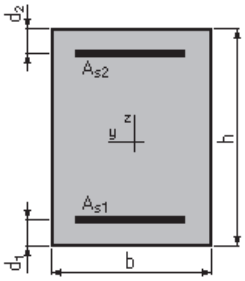
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 30,0 (cm)
h = 130,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	75,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 4,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,1 (cm2)		
théorique	ρ = 0,11 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 75,90 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,44
Position de l'axe neutre: y = 20,6 (cm)
Bras de levier: Z = 118,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 11,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa)