

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET PUBLIQUE

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



mapa
inşaat ve ticaret a.ş.

Département de Génie Civil

Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement

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

Thème

ETUDE DU VIADUC 103 SUR LA LIAISON
AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN
DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU
D'EL EULMA

ABBACHI Abderrahim

CHOUGUI Bachir

Sous la direction de : **Mme. Ratiba KETTAB** Professeur ENP

Composition du Jury :

Président	M. A. BALI	Professeur	ENP
Rapporteur	Mme. R.MITICHE - KETTAB	Professeur	ENP
Examineurs	Mme. D. CHERID	MAA	ENP
	M. M. DEMIDEM	MAA	ENP

ENP 2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET PUBLIQUE

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Laboratoire Matériaux de Génie Civil et Environnement

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

Thème

ETUDE DU VIADUC 103 SUR LA LIAISON
AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN
DJEN A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU
D'EL EULMA

ABBACHI Abderrahim

CHOUGUI Bachir

Sous la direction de : **Mme. Ratiba KETTAB** Professeur ENP

Composition du Jury :

Président	M. A. BALI	Professeur	ENP
Rapporteur	Mme. R.MITICHE - KETTAB	Professeur	ENP
Examineurs	Mme. D. CHERID	MAA	ENP
	M. M. DEMIDEM	MAA	ENP

ENP 2017

ملخص:

هذا المشروع هو دراسة منشأة فنية المتمثلة في جسر متعدد العارضات يتكون من 8 مقاطع طول كل مقطع 36م حيث كل مقطع يتكون من 7 عارضات يرتكز هذا الجسر على 9 مساند من الخرسانة المسلحة اثنان جانبيية وسبعة وسيطة، تصميم الجسر تم انجازه بالاعتماد على التعليمات المستعملة في الجزائر RPOA 2008 .BAEL91. BPEL 91. بعد تقييم الأحمال الذاتية والأحمال المختلفة، تمت دراسة سطح الجسر طوليا باستعمال قوانين مقاومة المواد وعرضيا وتم التحقق من النتائج باستعمال برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. كما تم تقييم القوى المؤثرة على المساند الوسطية وذلك طبقا للنظام الجديد المضاد للزلازل الخاص بالمنشآت الفنية RPOA2008 .

الكلمات المفتاحية: جسر، عارضة سابقة الجهد، مساند، خرسانة سابقة الإجهاد

Abstract

The main objective of this project to carry out an engineering study of a girder prestressed concrete pretension bridge (length 288 m, and width 13.25 m)

The bridge's decks repose on 9 pillars and slabs are made of reinforced concrete.

The study will allow us to use traditional methods of calculations and design of the deck and compare the results to those provided by a computer software called ROBOT STRUCTURALANALYSIS

The forces acting on the piles were determined using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, by introducing the response spectrum of the construction site.

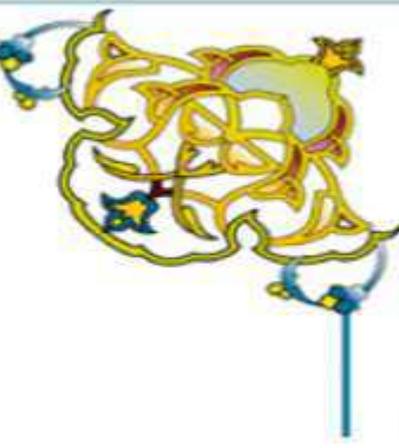
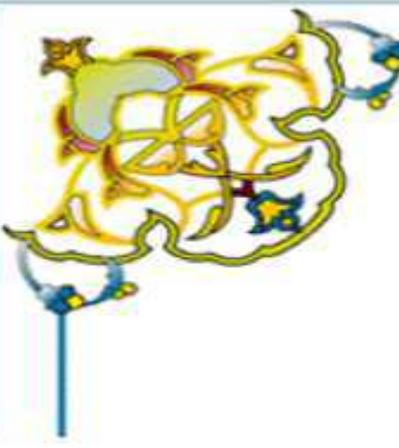
Keywords: Prestressed, concrete, bridge, abutment

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un pont à poutre en béton précontrainte par pré-tension, d'une longueur de 288 m et une largeur de 13,25m, Le tablier repose sur 9 appuis (7piles et 2 culées), les poutres sont en béton précontrainte sur monté par une dalle en béton armé de 25 cm. L'étude du tablier est faite manuellement, la vérification est faite à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Les efforts agissant sur les piles ont été déterminés à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, toute on introduisant les spectres de réponse du site de construction.

Mots clés : Pont, béton précontraint, câble, pile, culée, poutre précontrainte



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

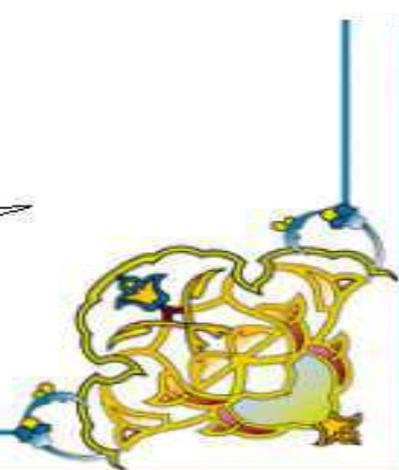
A mes chers parents en témoignage pour leur
amour et leurs sacrifices sans limites.

A mes frères ADEL et YASIN
et mes sœurs et leur enfants RAHMA et BARAA et NORE HANE et
HIBATE ALRAHMANE et MOHAMAD.

A ma grande mère mes oncles, mes tantes, cousins et cousines
ainsi qu'à toute ma famille.

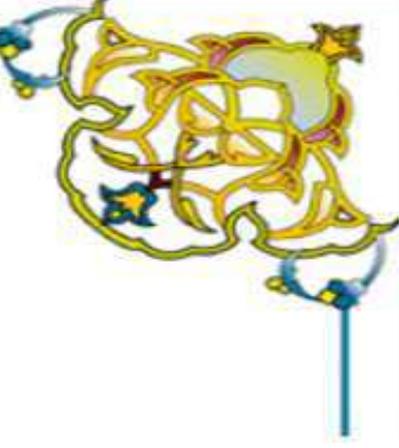
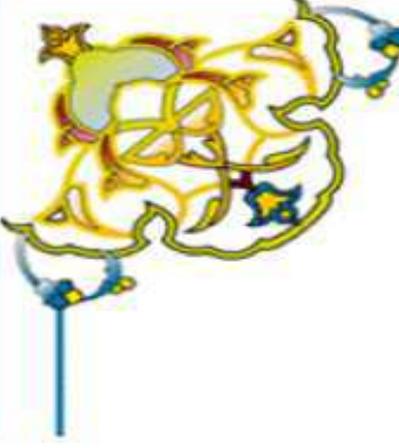
A BOUCHIHA BACHIR et TALAA MOLOUD

et tous mes amis sans exemption.



CHOUGUI BACHIR

CHOUGUI



Dédicaces

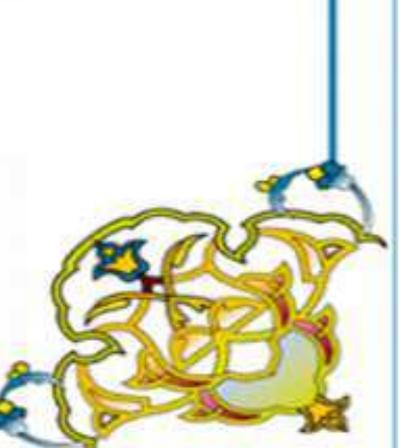
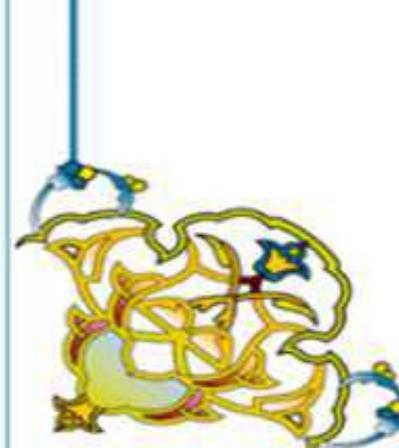
Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents en témoignage pour leur
soutien, amour et leurs sacrifices sans limites.

Ma sœur et mon frère pour leurs conseils

A mon grand-père, ma grand-mère, mes oncles, mes tantes et cousins
ainsi qu'à toute ma famille ABBACHI et DOUADI

et tous mes amis Younes, Mohammed, Aures, Djaber et Khaled sans
exception.



Abbachi
Abderrahim

Abderrahim

Remerciement

En cette mémorable occasion, nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant qui nous 'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail dans les meilleures conditions.

Nous remercions chaleureusement notre promotrice Pr. R. KETTAB pour nous 'avoir encadré et guidé tout au long de ce travail et qui nous 'a fait profiter de sa expériences malgré sa nombreuses occupations

Qu'elle trouve ici notre sincère gratitude

Merci également aux membres du jury qui nous 'ont fait l'honneur de juger notre travail

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance

à Nos familles pour leur précieuse aide

Une pensée très spéciale à nos enseignants de l'ENP.

Enfin nous adressons nos remerciements à tous les amis de proche ou de loin.

Et MERCI

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale21

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction..... 24

I.2. Présentation du projet 24

I.3.Situation géographique 24

I.4. Données sismologiques..... 25

I.5. Données climatiques 27

 I.5.1. Variation de la température 27

 I.5.2.Coefficient de dilatation 27

 I.5.3.Vent 27

I.6. Données géométriques 28

I.7. Données fonctionnelles 28

I.8 Caractéristiques du pont..... 29

 I.8.1 Largeur roulable (Lr) 29

 I.8.2 Largeur chargeable (Lc) 29

 I.8.3 Nombre de voies (N) 30

 I.8.4 Largeur de voie (Lv)..... 30

I.9 Conclusion: 30

Caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction 32

II.2. Documents et règlements utilisés 32

II.3. Béton..... 32

 II.3.1. Résistance à la compression 32

 II.3.2. Résistance à la traction 33

 II.3.3. Contrainte admissible de compression 33

 II.3.4. Module de déformation longitudinale du béton « E_b » 34

 II.3.5. Coefficient de poisson ν 35

 II.1.6. Module de déformation transversale du béton « G » 35

 II.1.7. Diagramme contrainte-déformation du béton 35

II.4.Les Aciers 36

 II.4.1.Les aciers passifs 36

 II.4.2. Les aciers actifs 37

II.5 Conclusion..... 38

Caractéristiques de la poutre

III.1 Introduction	40
III.2 Pré-dimensionnement de la poutre	40
III.2.1 Hauteur de la poutre	40
III.2.2 Largeur de la table de compression.....	41
III.2.3 Epaisseur de l'âme	41
III.2.4 Le Talon	41
III.2.5 Gousset.....	42
III.3 Détermination du nombre de poutres par travée	42
III.4. Hourdis (dalle).....	42
III.5.Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre	42
III.5.1. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée.....	44
III.5.2.Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about	46
III.6 Conclusion.....	47

Charges et surcharges

IV.1. Introduction	49
IV.I.1.Caractéristiques du pont	49
IV.2 Poids propre des éléments porteurs.....	49
IV.2.1 Poids propre de la poutre	49
IV.2.2 Poids propre de la dalle.....	50
IV.3. Les Charges Complémentaires Permanentes(CCP)	50
IV.4 Evaluation des surcharges	52
IV.4.1 Système de charge A(L)	52
IV.4.2 Système de charges B	53
IV.4.3.Système militaire Mc 120	57
IV.4.4. Convois exceptionnels	58
IV. 5 Autres surcharges	59
IV.5.1 Le vent.....	59
IV.5. 2La température	59
IV.5.3.Effort de freinage	59
IV.5.4.Force centrifuge	60
IV.6. Evaluation des actions accidentelles	60
IV.7. Conclusion.....	60

Modélisation et analyse

V.1. Introduction	62
V.2. Actions hors trafic (Charges permanentes)	62
V.3 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges	63
V.3.1 Moment fléchissant à mi travée($x=0,5L$)	63
V.3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges	70
V.4. Description du logiciel Autodesk Robot	73
V.5. Modélisation	74
V.6 Cas de charges	76
V.7. résultats de calcul obtenus par le logiciel ROBOT	78
V.7.1 Moments de flexion	78
V.7.2 Efforts tranchants	79
V.7.3. Formes générales des combinaisons d'actions	81
V.8. Conclusion	81

Etude de la précontrainte

VI.1. Introduction	83
VI.2. Domaine d'application	83
VI.3. Principe de la précontrainte	84
VI.4. Précontrainte par pré tension	84
VI.4.1. Etapes générales de réalisation	85
VI.5. Réglementation	85
VI .6. Détermination la force de précontraint	85
VI .6.1 Contrainte minimale	85
VI .6.2 Caractéristiques de la poutre avec hourdis	86
VI .6.3 Caractéristiques des matériaux	87
VI.6.4. Détermination du nombre de câbles à mi-travée	87
VI.6.5. L'enrobage	88
VI.6.6. Disposition constructive des câbles	89
VI .7. Calcul des pertes de précontraint	91
VI .7.1 Définition	91
VI.7.2. Pertes instantanées	91
VI.7.3. Pertes différées	94
VI.8. Vérification des contraintes	96
VI.8.1. Justifications aux E.L.S	96

VI.8.2 Armatures passives	99
VI.8.3 Vérification de la flexion à L'E-L-U	102
VI.8.4 Vérification des contraintes tangentielles	108
VI.9. Conclusion.....	112

Calcul des flèches et déformations

VII.1 Introduction.....	114
VII.2 Calcul des flèches	114
VII .2.1 Calcul de la flèche due au poids propre.....	114
VII .2.2. Calcul de la flèche due à la précontrainte.....	115
VII.2.3. Flèche due aux surcharges.....	116
VII.2.4. Flèche en service	116
VII.3 Calcul des rotations.....	117
VII.3.1 Rotation due aux charges permanentes	117
VII.3.2 Rotation due à la précontrainte.....	117
VII.3.3 Rotation sous surcharge.....	118
VII.3.4. rotation en service	118
VII.4. Calcul des déplacements horizontaux.....	118
VII.4.1. Déplacement dû à la rotation d'appui (en service et en charge).....	118
VII.4.2. Déplacement dû au retrait.....	119
VII.4.3. Déplacement dû au fluage	119
VII.4.4 Déplacement dû à la variation de la température	119
VII.5 Conclusion.....	120

Etude sismique

VIII.1. Introduction	122
VIII.2. Analyse dynamique linéaire avec la méthode du spectre de réponse.....	122
VIII.2.1. Définition, domaine d'application	122
VIII.2.2. Spectres de réponse élastique.....	123
VIII.2.3. Modélisation des fondations	123
VIII.2.4. Modes significatifs	123
VIII.2.5. Combinaison des réponses modales.....	124
VIII.2.6. Combinaison des composantes de l'action sismique	124
VIII.3. Calculs des spectres horizontal et vertical.....	125
VIII.3.1. Classifications du pont	125

VIII.3.2. Classification de la zone sismique	125
VIII.3.3. Coefficient d'accélération de zone.....	125
VIII.3.4. Classification du site	125
VIII.3.5. Actions sismiques.....	126
VIII.4. Dimensionnement de l'appareil d'appuis	128
VIII.4.1. Aire de l'appareil d'appuis.....	128
VIII.4.2. Hauteur nette d'élastomère T_e	129
VIII.4.3. Dimensionnement en plan de l'appareil.....	130
VIII.5. Philosophie et modèle d'analyse sismique	130
VIII.5.1. Caractéristiques géométriques du tablier	131
VIII.5.2. Caractéristiques géométriques et propriétés des piles.....	132
VIII.5.3. propriétés des appuis en élastomère fretté : 300 x 500 x 5 (12 + 3):	132
VIII.6. Résultat d'analyse sismique avec logiciel AUTODESK ROBOT 2014.....	133
VIII.6.1. modélisations de l'ouvrage	133
VIII.6.2. Analyse des résultats	136
VIII.6.3. Déplacement maximal du tablier	139
VIII.7. Conclusion.....	139
 Etude de l'hourdi	
IX.1. Introduction	141
IX.2. Charges pour le modèle numérique	141
IX.2.1. Charges pour le modèle numérique (sap2000) pour le sens transversal.....	141
IX.2.2. Charges pour le modèle numérique (ROBOT 2014) pour le sens longitudinal....	144
IX.3. Les combinaisons d'actions utilisées dans la modélisation de la dalle	144
IX.3.1. Les combinaisons utilisées dans la modélisation transversale	144
IX.3.2. Les combinaisons utilisées dans la modélisation longitudinale	146
IX.4. Calcul du ferrailage.....	147
IX.4.1. Calcul en flexion (ferrailage transversal de la dalle)	147
IX.4.2. Condition de non-fragilité.....	150
IX.4.3. Calcul en flexion (ferrailage longitudinal de la dalle) :	151
IX.5. Conclusion	153
 Etude de la pile	
X.1. Introduction	155

X.2. Structures des appuis	155
X.3. Pile de type voile	156
X.4. Pré dimensionnement des éléments de la pile	156
X.4.1. Chevêtre	156
X.4.2. Voile	156
X.5. Evaluation des charges et surcharges sur la pile	157
X.5.1. Poids propres du tablier+ pile+ chevêtre	157
X.5.2. Les actions du aux trafics	158
X.5.3. Les actions dues aux efforts de freinage	158
X.5.4. les actions dues aux Force centrifuge	158
X.5.5. Les actions dus aux efforts de séisme	159
X.6. Les combinaisons et Les réactions maximales à la base du pile	159
X.7. Vérification du flambement	160
X.8. Ferrailage du voile à L'ELU et L'ELUA en flexion composée	160
X.9. Vérification du contrainte a ELS	161
X.10. Armatures transversales de la pile	162
X.11. Ferrailage du chevêtre :	164
X.11.1. Les combinaisons et leur réactions	164
X.11.2. Ferrailage du chevêtre à ELU en flexion et vérification du contrainte a ELS ..	165
X.12. Conclusion	166
 Etude de la culée	
XI.1. Introduction	168
XI.2. Implantation des culées	168
XI.3. Présentation des dimensions de la culée	169
XI.3.1. Mur garde grève	169
XI.3.2. Mur de front	169
XI.3.3. Sommier d'appuis	169
XI.3.4. Mur en retour	170
XI.3.5. Dalle de transition	170
XI.3.6. Le corbeau :	170
XI.3.7. La semelle	170
XI.4. Étude de la stabilité de culée	171
X.4.1. Evaluation des charges et surcharges sur la culée	171

XI.4.2.Stabilité de la culée en construction	172
XI.4.3.Stabilité de la culée en service :.....	173
XI.4.4.En cas de séisme :	176
XI.5.modélisations de la culée	178
X.6. Les combinaisons	179
X.7.Analyse des résultats	179
XI.7.1.Mur frontal.....	179
XI.7.2. Mur en retour	183
XI.7.3.Mur garde grève.....	186
XI.7.4.La dalle de transition :	189
XI.8.Conclusion	192
Conclusion générale	194
Références Bibliographiques.....	196
Annexes.....	198

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Classification des ponts (RPOA 2008).....	26
Tableau I.2: Accélération selon la zone et le groupe de pont.....	27
Tableau II. 1 : Contrainte admissible de compression a L'ELU	33
Tableau II.2 : Contrainte admissible de compression du béton σ_b a L'ELS.....	34
Tableau II.3 : Module de la déformation élastique du béton.....	34
Tableau II. 4 : Module de déformation transversale G du béton.....	35
Tableau II.5 : l'ELS, la contrainte de traction admissible de l'acier.....	37
Tableau II.6 : Caractéristiques des torons pour constituer les câbles de la précontrainte.....	38
Tableau IV.1 : Les charges complémentaires permanentes(CCP).....	51
Tableau IV.2 : Coefficient a1 en fonction de la classe du pont. [RCPR].....	52
Tableau IV.3 : Valeur de V_0 en fonction de la classe de pont. [RCPR].....	53
Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient bc.....	55
Tableau IV.5 : Charge par essieu (système) B_c	55
Tableau IV.6 : Charge par essieu (système) B_t	56
Tableau V.1 : Récapitulatif des $M, T,$	62
Tableau V.2 :Calcul des ordonnées.....	65
Tableau V.3 : Calcul des ordonnées.....	66
Tableau V.4 : Moment fléchissant Du a la Surcharge B_c	66
Tableau V.5 : Moment fléchissant Du a la Surcharge B_t	67
Tableau V.6 : Moment fléchissant Du a la Surcharge $M_c 120$	68
Tableau V.7 : Moment fléchissant Du a la Surcharge (D_{240}).....	69
Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges.....	69
Tableau V.9 :L'effort tranchant dû à la surcharge A (l).....	70
Tableau V.10 :L'effort tranchant dû à la surcharge B_c	70
Tableau V.11 :L'effort tranchant dû à la surcharge B_t	71
Tableau V.12 : L'effort tranchant dû à la surcharge M_c120 pour $x = 0$	72
Tableau V.13 : L'effort tranchant dû à la surcharge $D240$ pour $x = 0$	72
Tableau V.14 :Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.....	72
Tableau V.15. :Différentes combinaisons des charges.....	81
Tableau VI.1 : Caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi-travée.....	86
Tableau VI. 2 : Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP.....	87
Tableau VI.3 : pertes par raccourcissement instantané du béton.....	93
Tableau VI.4 : Pertes instantanées totales.....	94

Tableau.VI.5 : Pertes due à la relaxation des aciers.....	94
Tableau VI.6 : pertes dues au fluage du béton.....	95
Tableau.VI.7 : Pourcentages des pertes.....	96
Tableau.VI.8 : Tableau des données pour la section médiane (à mi- travée).....	97
Tableau.VI.9 : Vérification des contraintes normales dans la section à mi-travée.....	98
Tableau.VI.10 : les données pour la section d’about.....	98
Tableau.VI.11 : Vérification des contraintes normales dans la section d’about.....	99
Tableau VII.1 : Rotation et les déplacements sous le convoi D240 obtenus à partir du logiciel ROBOT 2014.....	118
Tableau VIII.1 : Coefficients d’accélération de zone A d’après le RPOA.....	125
Tableau VIII.2 : Hauteur des piles (gauche et droite).....	132
Tableau VIII.3 : Résultats optimaux d’analyse sismique avec logiciel AUTODESK ROBOT 2014.....	136
Tableau VIII.4 : Résultat des réactions données par ROBOT 2014	139
Tableau X.1 : Réaction Du Aux trafics.....	158
Tableau X.2 : Forces sismiques agissants sur la pile	159
Tableau X.3 : Les réactions maximales à la base des piles obtenues par ROBOT 2014.....	159
Tableau X.4 : les sections d'aciers obtenues par SOCOTEC.....	160
Tableau XI. 1 : Implantation des culées droites.....	168
Tableau XI. 2 : Implantation des culées gauches.....	168
Tableau XI. 3 : Différentes charges appliquées sur la culée.....	171
Tableau XI.4 : Calcul de la stabilité de la culée en construction.....	172
Tableau XI. 5 : Calcul de la stabilité de la culée en service.....	174
Tableau XI. 6 : Calcul de la stabilité de la culée en construction.....	176
Tableau XI.7 : Valeurs des sollicitations maximales.....	179
Tableau XI.8 : Valeurs des sollicitations maximales.....	183
Tableau XI.9 : Moments et efforts tranchants appliqués sur la section dangereuse (mi-travée).....	190

Liste des Figures

Figure I.1 : Situation de la ville d'El-Eulma.....	25
Figure I.2 : Image satellite de la zone d'étude.....	25
Figure I.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).....	26
Figure I.4 : Plan de situation de l'ouvrage.....	28
Figure I.5 : Coupes longitudinales des chaussées gauche et droite.....	28
Figure I.6 : profil en travers des chaussées gauche et droite.....	29
Figure I.7 : Coupe transversale droite en travée.....	29
Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	35
Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations de calcul d'acier à l'ELU.....	37
Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre.....	40
Figure III.2 : Notation utilisée.....	43
Figure III.3 : Résultats obtenus des caractéristiques de la poutre en utilisant le Robot.....	44
Figure IV. 1 : Variation de la section de la poutre.....	49
Figure IV.2 : Disposition de la charge B_c	54
Figure IV.3 : Disposition de système B_t	56
Figure VI.4 : Système de charges B_r	56
Figure IV.5 : Système M_c 120.....	57
Figure IV.6 : Convoi type D240.....	58
Figure IV.7 : Convoi type E360.....	59
Figure V.1 : Schéma statique de la poutre.....	62
Figure V.2 : Surcharge A (L).....	63
Figure V.3 : Disposition du convoi B_c donnant la réaction maximum.....	64
Figure V.4 : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.....	64
Figure V.5 : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre).....	65
Figure V.6 : Poutre sous le chargement B_r	67
Figure V.7 : surcharge B_t	67
Figure.V.8 : surcharge M_{c120}	68
Figure V.9 : Surcharge D240.....	68
Figure V.10 Surcharge B_c	70
Figure V.11 Surcharge B_t	70
Figure V.12 Surcharge B_t	71
Figure V.13 Surcharge D240.....	72
Figure V. 14 coupe transversales du tablier.....	74

Figure V. 15 coupe longitudinale du tablier.....	75
Figure V.16 Vue en 3D de tablier sur le logiciel Robot.....	75
Figure V.17 Vue en dessous de tablier sur le logiciel Robot.....	75
Figure V.18 Les charges dues au CCP sur Robot.....	76
Figure V.19 Les charges A sur Robot.....	76
Figure V.20:Les charges Bc sur Robot.....	77
Figure V.21:Les charges Mc120 sur Robot.....	77
Figure V.22:Les charges D240 sur Robot.....	77
Figure V.23 : Diagramme des moments fléchissants dus aux charges permanentes.....	78
Figure V.24 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à L'ELS (ELS D240).....	78
Figure V.25 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison La plus défavorable à l'ELU (ELU D240).....	79
Figure V.26 : Diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes.....	79
Figure V.27 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240).....	80
Figure V.28 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D240).....	80
Figure VI.1. Principe de la précontrainte	84
Figure VI.2 : Précontrainte par pré tension.....	84
Figure VI.3 : disposition des câbles (section médiane).....	89
Figure VI.4 : disposition des câbles (section d'about).....	90
Figure VI.6 : Différentes sollicitations agissant sur la section de la poutre précontrainte.....	96
Figure VI.7 : Ferrailage longitudinal de la poutre précontrainte dans la section médiane...	101
Figure VI.8: Ferrailage longitudinal de la poutre précontrainte dans la section d'about.....	101
Figure VI.9 : Loi de comportement (contraintes - déformation) de l'acier.....	103
Figure VI.10 : Ferrailage transversal de la poutre précontrainte dans la section a mi-travée	111
Figure VI.11 : Ferrailage transversal de la poutre précontrainte dans la section d'about.....	111
Figure VII.1 : Fleche due au poids propre de la poutre.....	114
Figure VII.2 : Diagramme de M_p	115
Figure VII.3 : Diagramme de M	115
Figure VII .4 : Flèche due aux surcharges.....	116
Figure VII.5 : Diagramme de M_p	117
Figure VII.6 : Diagramme de M	117

Figure VIII.1 : Spectre de réponse élastique « composante horizontale ».....	127
Figure VIII.2 : Spectre de réponse élastique « composante verticale ».....	128
Figure VIII.3 : les Réactions dues aux combinaisons 1,35(G + D240).....	129
Figure VIII.4 : Dimensions de l'appareil d'appuis.....	130
Figure VIII.5 : Modèle simplifié pour l'analyse sismique.....	131
Figure VIII.6 : Rotations de ressort autour d'un axe vertical.....	133
Figure VIII.7 : Modèle 3D du pont.....	134
Figure VIII.8 : modèle automatique robot.....	135
Figure VIII.9 : Modes de vibration du pont.....	137
Figure VIII.10 : Position de $T_{\text{fondamentale}}$ dans les spectres de réponse.....	138
Figure IX.1 : Schéma de l'hourdis avec les différentes dimensions	141
Figure IX. 2: Modèle Numérique Sap2000.....	142
Figure IX. 3 : Charge " Dalle ".....	142
Figure IX. 4 : Charge " Couche De Roulement ".....	142
Figure IX. 5 : Charge " Corniche ".....	143
Figure IX. 6 : Charge Roulante A.....	143
Figure IX.7 : Charge Roulante Bc.....	143
Figure IX. 8 : Charge Roulante D240.....	143
Figure IX. 9 : Moment de flexion sous la combinaison 1.....	144
Figure IX. 10 : Moment de flexion sous la combinaison 2.....	144
Figure IX. 11: Moment de flexion sous la combinaison 3.....	145
Figure IX. 12: Moment de flexion sous la combinaison 4.....	145
Figure IX. 13: Moment de flexion sous la combinaison 5.....	145
Figure IX. 14: Charge Roulante G+D240 à l'ELU (sens longitudinal).....	146
Figure IX. 15 : Charge Roulante G+D240 à l'ELS (sens longitudinal).....	146
Figure IX. 16 : Calcul en flexion (ferraillage de la dalle).....	147
FigureIX.17: Résultats obtenus par le logiciel BAEL(ELU dalle supérieure transversale)...	147
FigureIX.18: Résultats obtenus par le logiciel BAEL (ELS dalle supérieure transversale)..	148
Figure IX. 19:Résultats obtenus par le logiciel BAEL (ELU dalle inférieure transversale)...	149
Figure IX. 20:Résultats obtenus par le logiciel BAEL (ELS dalle inférieure transversale)...	149
Figure IX. 21:Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELU dalle supérieure longitudinale)..	151
Figure IX. 22:Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELS dalle supérieure longitudinale)...	151
Figure IX. 23:Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELU dalle inférieure longitudinale)...	152
Figure IX. 24:Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELS dalle inférieure longitudinale)...	152

Figure IX. 25: Ferrailage de l'hourdis.....	153
Figure X.1 : Pile de type voile.....	156
Figure X.2 : Section transversale de la pile.....	157
Figure X.3 : Réaction du Aux poids propres	157
Figure X.4 : Positions des sections d'acier (Ax et Ay) dans la pile.....	160
Figure X.5 : Vérification de la contrainte à ELS direction X.....	161
Figure X.6 : Vérification du contrainte à L'ELS direction y.....	161
Figure X.7 : Schéma de ferrailage du voile.....	163
Figure X.8 : Modélisation du chevêtre dans le robot.....	164
Figure X.9 : Réaction du aux $G+1.2Q$	164
Figure X.10 : Réaction du aux $1.35G+1.5Q$	165
Figure X.11 : Résultat de ferrailage par SOCOTEC.....	165
Figure X.12 : Schéma de ferrailage du chevêtre.....	166
Figure XI.1 : Les différentes composantes de la culée.....	169
Figure XI. 2 : Dimensions de la culée.....	170
Figure XI.3 : Vue en plan de la culée.....	171
Figure XI.4 : Modèle 3D de la culée.....	178
Figure XI.5 : Moment M_{yy} dû à la combinaison $1.3G+1.5Q$	179
Figure XI.6 : Moment M_{xx} dû à la combinaison $1.35G+1.5Q$	180
Figure XI.7 : Effort de compression dû à la combinaison $1.35G+1.5Q$	180
Figure XI.8 : Dimensionnement du Mur frontal à L'ELU et la vérification des contraintes à L'ELS.....	181
Figure XI.9 : Schéma de ferrailage du mur frontal.....	182
Figure XI.10 : Moment M_{yy} dû à la combinaison $1.35G+1.5Q$	183
Figure XI.11 : Moment M_{xx} dû à la combinaison $1.35G+1.5Q$	184
Figure XI.12 : Moment M_{xy} dû à la combinaison $1.35G+1.5Q$	184
Figure XI.13 : Schéma de ferrailage du mur en retour.....	185
Figure XI.14: Schéma statique du mur garde grève.....	186
Figure XI.15 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	187
Figure XI.16 : Schéma de Ferrailage du mur garde grève.....	189
Figure XI.17 : La dalle de transition.....	189
Figure XI.18 : Schéma statique de La dalle de transition.....	190
Figure XI.19 : dimensionnement à L'ELU pour le ferrailage vertical.....	191

Figure XI.20 : ferrailage de dalle de transition.....192

Introduction Générale

I. 1 Introduction

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place adaptés sont justifiés.

L'évolution de la conception des ouvrages est aussi intimement liée aux progrès réalisés dans les méthodes d'exécution. Le recours à la préfabrication, l'augmentation de la capacité des moyens de levage et de manutention, la mise au point de procédés de montage et d'assemblage nécessitant moins de main-d'œuvre tout en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes. Par ailleurs, les performances sans cesse croissantes des matériels informatiques, le perfectionnement des méthodes de représentation graphique et d'analyse numérique ainsi que les immenses progrès accomplis dans la connaissance des phénomènes physiques (comme les séismes) ou physico-chimiques les plus complexes intéressant le comportement des ponts offrent aux ingénieurs une plus grande liberté de conception que par le passé.

L'analyse d'un ouvrage consiste en la détermination de sa déformée et de ses éléments de réduction. Lorsque les efforts qui lui sont appliqués varient suffisamment lentement dans le temps, l'analyse peut être réalisée sous l'hypothèse d'un comportement (quasi-)statique. Pour différentes raisons, mais surtout pour en simplifier la représentation numérique, une structure physiquement continue est généralement modélisée à l'aide d'un ensemble de degrés de liberté ou coordonnées généralisées. L'exemple le plus usuel est certainement celui de la méthode des éléments finis. Dans un tel contexte, les forces appliquées peuvent être exprimées à l'aide d'un vecteur de charges p et l'analyse consiste en la détermination du vecteur x des déplacements des

degrés de liberté ou des coordonnées généralisées qui permettent d'assurer l'équilibre entre les forces appliquées et les efforts intérieurs à la structure.

Notre travail comporte onze chapitres.

En premier lieu on commence par une introduction générale dans laquelle on va donner une définition d'un ouvrage d'art, son intégration architecturale dans le milieu naturel, puis une présentation du projet qui est en cours de réalisation.

Le deuxième chapitre concerne les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le troisième chapitre porte sur les caractéristiques de différentes sections des poutres précontraintes.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude des charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur.

Par ailleurs le cinquième chapitre concerne la modélisation et analyse des différentes charges ; à cet effet, un modèle d'étude du tablier a été choisi d'une part. D'autre part, l'évaluation des efforts ainsi que leurs vérifications ont été faites en utilisant le logiciel ROBOT.

Le sixième chapitre comprend le calcul de la précontrainte et le dimensionnement en phase de construction et en phase de service des poutres et l'étude de la section mixte durant les différentes phases d'exécution de l'ouvrage.

Le septième chapitre s'intéresse au calcul des flèches et des rotations que notre pont à subir.

Le huitième chapitre traite l'étude sismique du pont d'une façon détaillée pour déterminer les efforts sismiques appliqués sur les différents éléments du pont.

Le neuvième chapitre porte sur le dimensionnement de l'hourdi, y compris une étude transversale de la dalle.

Le dixième chapitre s'intéresse au dimensionnement des piles en utilisant le logiciel SCOTEC pour la détermination des différentes sections d'acier dans les piles et les chevêtres.

Le onzième chapitre étudie les culées avec une vérification de la stabilité au glissement et renversement, y compris le ferrailage convenable des éléments qui constituent les culées.

En fin, on terminera notre étude par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du projet

.I.1.Introduction

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine, c'est la famille des ouvrages d'art. Les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un pont franchissant OUED LAATACHE sur l'autoroute EL-EULMA- JIJEL dans la wilaya de SETIF.

I.2. Présentation du projet

Notre ouvrage VIA 103.1 est un pont qui relie les points kilométriques PK 103+133.985 et PK : 103+421.857, Sa structure est constituée par 8 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 286 mètres divisée en 8 travées de 36 mètres. Le pont étudié est un pont à poutres multiples constitué d'un tablier de poutres de béton précontraint, il s'agit d'une structure isostatique dans chacune des portées.

La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13.25 mètres et elle est formée par 7 poutres de 1.80 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les pré-dalles de béton armé disposées au-dessus les poutres.

La construction du tablier est réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués (poutres et prédalles), et le bétonnage in situ de la dalle supérieur.

Les fondations des piles et culées du viaduc ont été conçues comme des fondations sur pieux.

I.3.Situation géographique

El Eulma (Saint-Arnaud durant l'époque coloniale) est une commune de la wilaya de Sétif, située à 26 km à l'Est de Sétif et à 97 km à l'Ouest de Constantine, elle prend comme assise les hauts plateaux et la route nationale n°5 relie Alger à Constantine la traverse dans sa partie médiane, elle a des frontières avec Guelta Zarka au nord, avec Belaa et Bir El Arch à l'Est, avec BazerSakhra au sud, et avec OuledSabor à l'ouest, comme on peut voir dans la Figure I.1 :



Figure I.1 : Situation de la ville d'El-Eulma

La Figure I.2 représente la zone d'étude :



Figure I.2 : Image satellite de la zone d'étude

I.4. Données sismologiques

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien, comme on peut le voir dans la Figure I.3 :

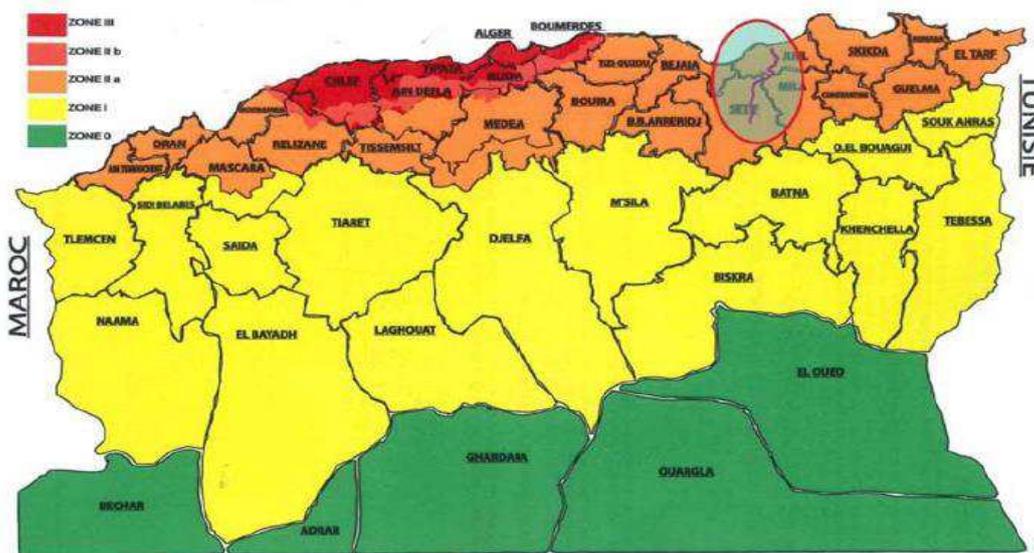


Figure I.3 : Carte de zonage sismique de l’Algérie (RPOA 2008).

1. Zone 0 : négligeable
2. Zone I : faible
3. Zone IIa : moyenne
4. Zone IIb : élevée
5. Zone III : très élevée

Ce projet (PK 48-110) se trouve entièrement dans la wilaya de Sétif, correspondant à **la zone IIa** (activité sismique moyenne).

Concernant le classement de l’infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent soit au Groupe 1 désignés comme pont stratégique, ou Groupe 2 pont important (voir Tableau I.1) :

Tableau I.1 : Classification des ponts (RPOA 2008).

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d’importance moyenne

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont (Tableau I.2) :

Tableau I.2: Accélération selon la zone et le groupe de pont

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya de Sétif (zone IIa) sont 0,25 pour le Groupe 1 (pont stratégique).

I.5. Données climatiques

I.5.1. Variation de la température

Il est indispensable de tenir compte des effets de la température dans le calcul des ouvrages car elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

La différence de température prise en compte d'après le RCPR est comme suit :

$$\Delta T_1 = 35^\circ\text{C} \quad \Delta T_2 = -15^\circ\text{C}$$

I.5.2. Coefficient de dilatation

Le coefficient de dilatation du béton est pris égal à : $\alpha = 1\text{E-}05^\circ\text{C}^{-1}$

I.5.3. Vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées au vent.

D'après le RCPR on prend une surcharge du vent qui vaut 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

Pour les ouvrages en service le vent exerce une pression horizontale statique égale à 2.00 kN/m^2

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface intéressée des piles et du tablier.

I.6. Données géométriques

L'ouvrage est un pont courbe de rayon de courbure égal à 975 km (voir la Figure I.4) :

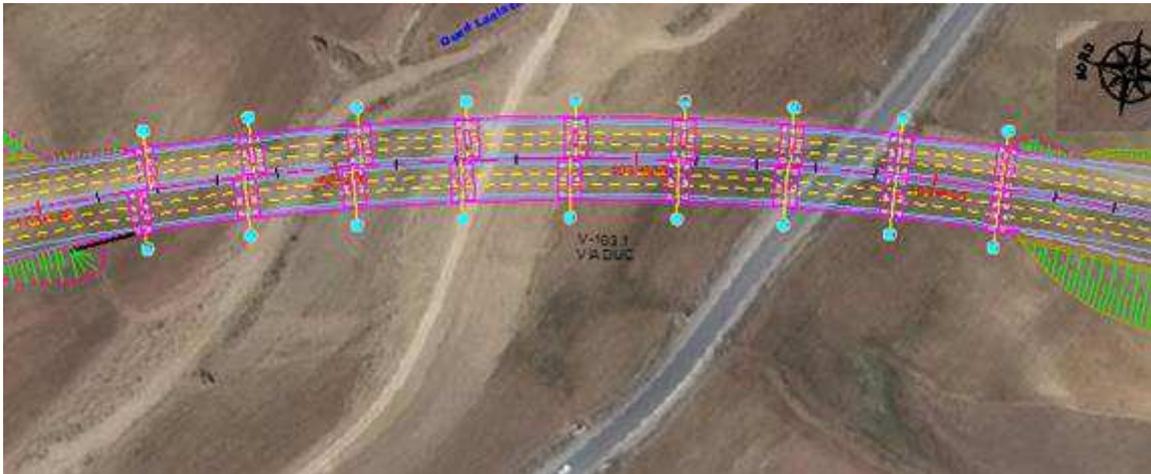


Figure I.4 : Plan de situation de l'ouvrage

I.7. Données fonctionnelles

Les données fixées par le maître de l'ouvrage, sont :

- Les données relatives à la voie portée qui sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont les gabarits à respecter selon l'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

Les données sont représentées dans les Figures I.5 jusqu'à I.7

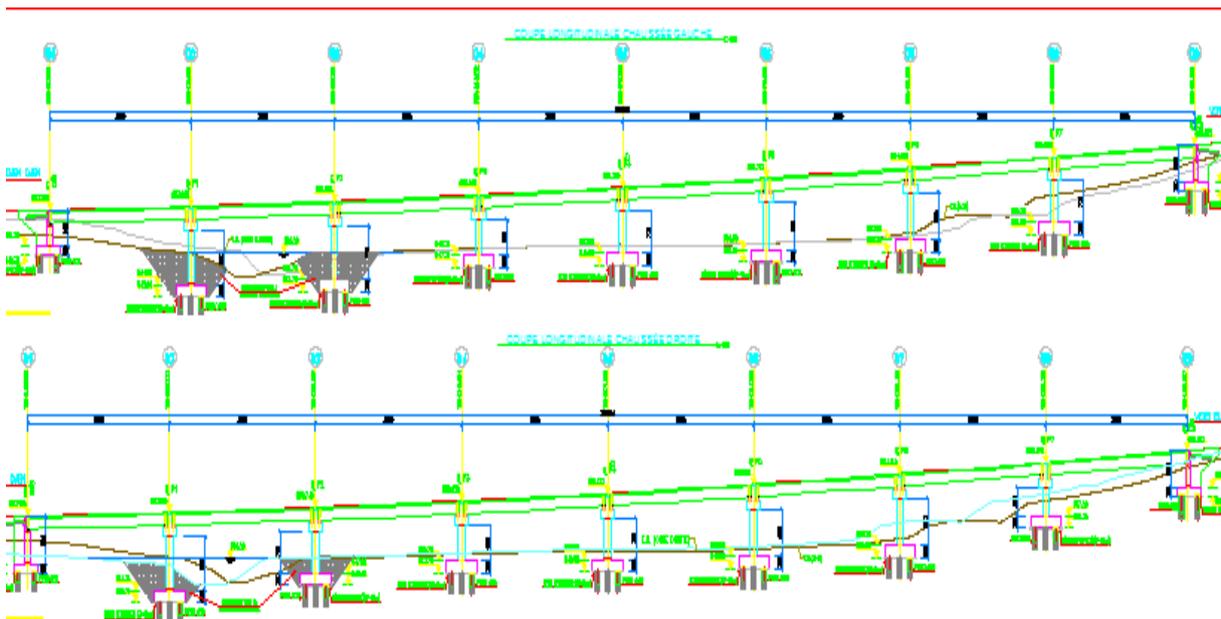


Figure I.5 : Coupes longitudinales des chaussées gauche et droite

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

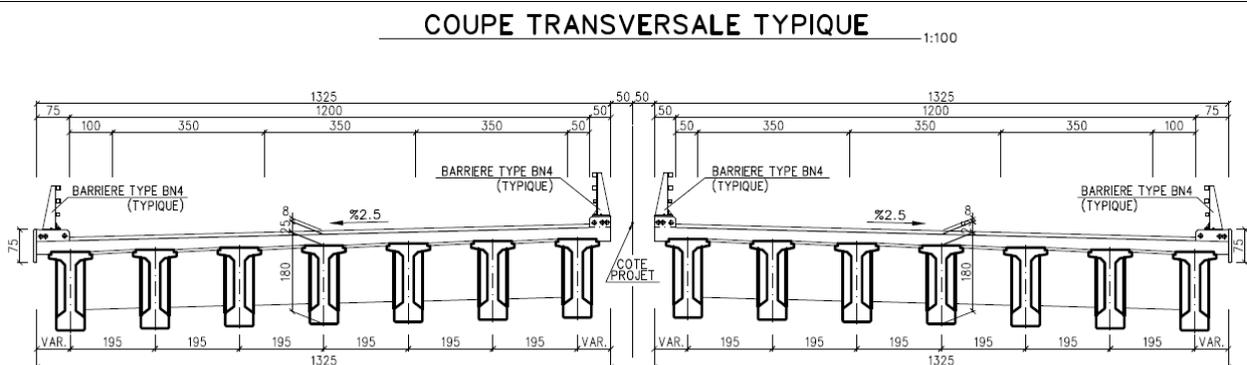


Figure I.6 : profil en travers des chaussées gauche et droite (dimensions en cm)

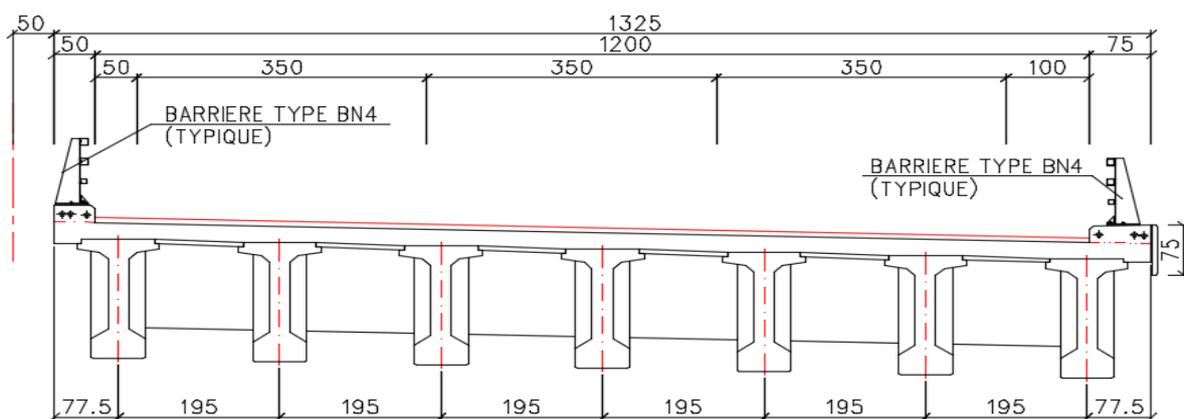


Figure I.7 : Coupe transversale droite en travée (dimensions en cm)

I.8 Caractéristiques du pont

Les ponts route sont classés en trois catégories en fonction de la largeur roulable et de leur destination. Dans notre cas les caractéristiques sont :

I.8.1 Largeur roulable (Lr)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou de bordures. Dans notre projet, elle est égale à :

$$Lr = 12.00 \text{ m}$$

I.8.2 Largeur chargeable (Lc)

Elle se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière, barrière) lorsqu'il existe.

$$Lc = 11.00 \text{ m}$$

I.8.3 Nombre de voies (N)

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = E(Lc/3) = 3 \text{ voies.}$$

I.8.4 Largeur de voie (Lv)

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$Lv = Lc/N = 3,83m.$$

I.9 Conclusion:

Les ponts à poutres préfabriquées précontraintes sous chaussées constituent une solution classique pour le franchissement de travées comprises entre 10 à 35 m (poutres précontraintes par pré tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence).

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

II.1 Introduction

En génie civil, le choix des matériaux (acier, béton,...) a une importance primordiale, lors du calcul d'un pont. On donne dans ce chapitre les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de notre ouvrage.

II.2. Documents et règlements utilisés

Les documents et les références utilisés sont :

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Fascicule 61 titre II du Cahier des Prescriptions Communes (CPC) pour les cas de charges.
- Fascicule 62 titre V ce sont des Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

II.3. Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « f_{c28} », avec un contrôle strict et une masse volumique normale ($\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$).

II.3.1. Résistance à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée sur des éprouvettes cylindriques, âgées de 28 jours, la résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées de leur dispersion, suivant une loi statique variable.

➤ Pour les poutres et la dalle :

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPa} & j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

➤ Pour les appuis :

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ MPa} & j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

II.3.2. Résistance à la traction

Le béton en général est caractérisé par sa résistance à la compression f_{c28} , sa résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important sur son comportement mécanique, particulièrement pour l'adhérence, les règles BAEL donnent pour un béton âgé de « j » jours la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (40) = 3 \text{ MPa} & \text{(Pour les poutres et la dalle)} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (27) = 2,22 \text{ MPa} & \text{(Pour les appuis)} \end{cases}$
--

II.3.3. Contrainte admissible de compression

➤ A l'État Limite Ultime

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'Etat Limite Ultime :

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

Avec :

- f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.
- γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :
 - ✓ $\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.
 - ✓ $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.
- θ : coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.
 - ✓ $\theta = 1$ $t > 24$ h.
 - ✓ $\theta = 0,9$ $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$.
 - ✓ $\theta = 0,85$ $t < 1 \text{ h}$

Pour $\theta = 1$ on aura les valeurs de f_{bu} dans le tableau II.1 :

Tableau II. 1 : Contrainte admissible de compression a L'ELU

γ_b	1.15 (accidentelle)	1.5 (durable)
Pour les poutres et la dalle	29.50 MPa	22.66 MPa
Pour les appuis	19.95 MPa	15.30 MPa

➤ A l'Etat Limite de Service

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

Tableau II.2 : Contrainte admissible de compression du béton σ_b a L'ELS

	σ_b en service (MPa)	σ_b en construction(MPa)
Pour les poutres et la dalle	20.00	24.00
pour les appuis	13.50	16.20

II.3.4. Module de déformation longitudinale du béton « E_b »

➤ Module de déformation instantanée

Selon l'article 2.1.4 du Fascicule 62-Titre I (Section II), pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (telles que les charges routières), le module de déformation instantané du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad (\text{MPa})$$

➤ Module de déformation différée

Pour les charges de longue durée (tel que poids propre, superstructure, précontrainte...), et en tenant compte des effets du fluage, le module de déformation élastique E_{vj} du béton est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad (\text{MPa})$$

Tableau II.3 : Module de la déformation élastique du béton

Béton	Module de déformation instantanée (MPa)					Module de déformation différé (MPa)				
	$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}}$					$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$				
	j=14	j=16	j=18	j=22	j≥28	j=14	j=16	j=18	j=22	j≥28
$f_{c28}=27\text{MPa}$	31319	31707	32022	32505	33000	534	10665	10771	10934	11100
$f_{c40}=40\text{MPa}$	35702	35702	36145	36505	37620	12009	12158	12279	12464	12654

II.3.5. Coefficient de poisson ν

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

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0.3**, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0.2**.

Quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul.

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes de ν :

- ✓ 0.2 en Zone non fissurée (ELS).
- ✓ 0 en Zone fissurée (ELU).

II.1.6. Module de déformation transversale du béton « G »

Il est donné par la formule suivante :

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

Les valeurs de G sont données dans le **Tableau II.4** :

Tableau II. 4 : Module de déformation transversale G du béton

G	Zone non fissurée(MPa)	Zone fissurée (MPa)
Pour les poutres et la dalle	15674.78	18809.74
Pour les appuis et les dalles	13750.00	16500.00

II.1.7. Diagramme contrainte-déformation du béton

Le diagramme déformations ε_{bc} , contraintes σ_b du béton comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} et tangent à la parabole en son sommet.

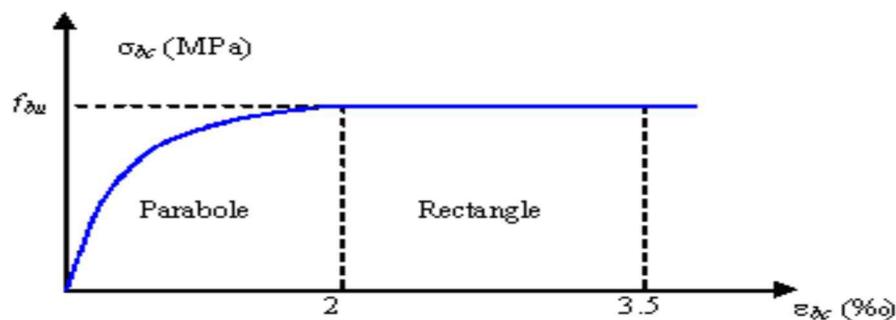


Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton

Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} . L'aire de la parabole étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = 0,85f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$, tel que la déformation du béton ne peut dépasser 2 ‰ correspondant à la compression simple maximale.

II.4. Les Aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux types :

- Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

II.4.1. Les aciers passifs

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance **Fe E500**.

Le Module d'élasticité longitudinal de l'acier, appelé "**Module de Young**" est donné par :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : le Coefficient de sécurité, fixé à :

{	1	Combinaison accidentelle.
	1.15	Combinaison fondamentale.

D'où les valeurs suivantes de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa} & \text{Combinaison accidentelle} \\ \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa} & \text{Combinaison fondamentale} \end{cases}$$

La figure II.2 représente la loi de comportement de l'acier passif pour les calculs à l'ELU

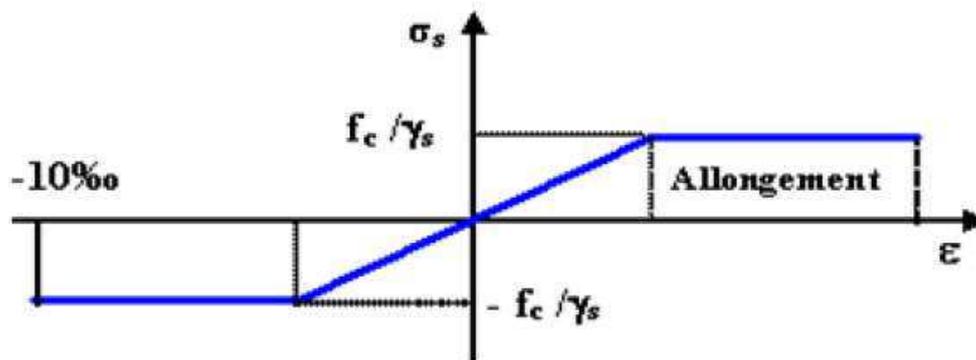


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations de calcul d'acier à l'ELU

➤ **Contrainte de l'acier à l'ELS**

Selon l'article 4.5.33 du Fascicule 62-Titre I (Section I), pour les justifications à l'ELS :

Tableau II.5 : l'ELS, la contrainte de traction admissible de l'acier

		Pour $f_{c28}=27\text{MPa}$	Pour $f_{c28}=40\text{MPa}$
Fissuration peu préjudiciable	Pas de limitation de contrainte	/	/
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \min [2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{c28}}]$	207.31 MPa	241 MPa
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \min [1/2 f_e ; \sqrt{\eta f_{c28}}]$	169.6 MPa	197.2 MPa

II.4.2. Les aciers actifs

Les armatures actives utilise pour les constructions en béton précontraint sont des armatures en acier à haute résistance. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

➤ **Limite élastique**

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

Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons. Les torons prévus pour constituer les câbles de précontrainte devront avoir les caractéristiques mécaniques données dans le Tableau II.6 [Prescriptions Techniques OCAB PTV n° 311–Rév. (5)]

Tableau II.6 : Caractéristiques des torons pour constituer les câbles de la précontrainte

	Notation	valeur	Unité
Diamètre nominal	Ø	15,2	mm
Section nominale	Ap	140	mm²
Masse nominale	γ	1,09	Kg/m
Contrainte de rupture garantie	fprg	1860	Mpa
Contrainte limite élastique garantie	fpeg	1655.4	Mpa
Force nominale de rupture garantie	Fr	>=258	kN
Force nominale à la limite caractéristique d'élasticité	Fp	>=219	KN
Module de la déformation élastique	Ep	190	Gpa
La valeur garantie de la perte parte de relaxation à 1000 heures	ρ1000	<=2,5	%

II.5 Conclusion

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 27\text{MPa}$; $f_{c28} = 40\text{MPa}$), les aciers passifs (FeE500) et les aciers actifs (torons T15 de classe **1860 TBR**).

On procédera au pré-dimensionnement des éléments constitutifs du pont dans le chapitre suivant.

Chapitre III

Caractéristiques des

sections de poutres

III.1 Introduction

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième ; ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de supporter un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitation.

III.2 Pré-dimensionnement de la poutre

Le pré-dimensionnement est fait selon le document « SETRA », les poutres Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes (VIPP) sont des poutres de section variable (**Figure II.1**), les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant, et des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

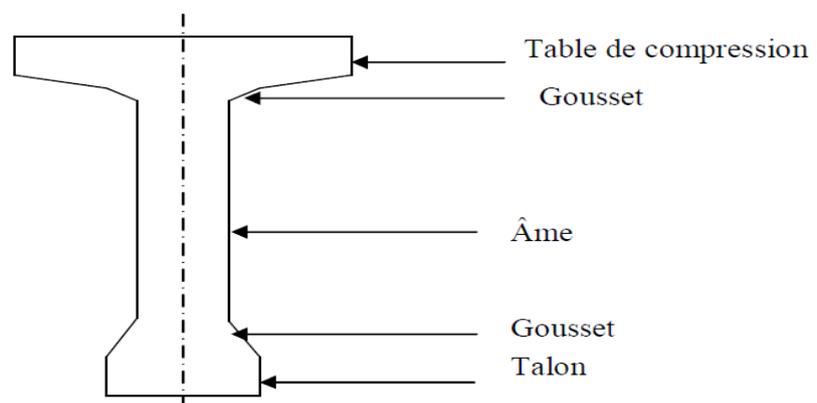


Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre

III.2.1 Hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important. Une hauteur de poutre préfabriquée trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent, dans le cas contraire, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

C'est pourquoi, on considère généralement que l'élançement optimal, égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres L/h se situe entre **17** et **20**.

$$L/20 \leq ht \leq L/17$$

On a : $L = 36\text{m}$ alors $1.80\text{m} \leq h \leq 2.12\text{m}$.

On prendra : **ht = 1,80m**

III.2.2 Largeur de la table de compression

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulé en place.

On doit vérifier la condition suivante :

$$0,6 \text{ ht} \leq b, \text{ soit } 0,5 \times 1,8 < b \quad \rightarrow \quad 0,9 \geq b$$

On fixe:..... **b=1,0 m.**

Epaisseur de la table de compression est comprise entre 10cm et 15cm

: $10\text{cm} < e < 15\text{cm}$ on garde :..... **e = 15cm.**

III.2.3 Epaisseur de l'âme

L'épaisseur de l'âme est prise égale :

➤ **En travée :**

$$18 \leq b_0 \leq 25 \quad \text{on fixe } \mathbf{b_0 = 25\text{cm.}}$$

➤ **Au niveau des appuis :**

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On fixe:..... **b appuis = 65cm**

III.2.4 Le Talon

Ses dimensions doivent être telles qu'on puisse y introduire tous les câbles nécessaires dans L'axe de la travée et que les contraintes de compression à la construction n'excèdent pas la contrainte admissible.

Sa largeur Lt est généralement comprise entre 60cm et 90cm, et son épaisseur est comprise habituellement entre 18cm et 28 cm, donc on adopte :

Largeur : on fixe :..... **Lt = 65cm**

Epaisseur : on fixe:..... **b0 = 30cm.**

III.2.5 Gousset

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

➤ **Gousset du talon :**

On le prendra égale à

- En travée : $\alpha = \arctg(3/4)^\circ$ **e = 15cm.**
- Pour la table de compression : $\alpha = 45^\circ$ **e = 10cm.**

III.3 Détermination du nombre de poutres par travée

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

$$N = La/d$$

Avec : La : la largeur de tablier égale à 13.25 m.

d : entraxe des poutres : $1,5m \leq d \leq 2,5m$. On fixe leur entraxe $d = 1.95m$.

Soit $N = 13.25/1.95 = 6.79$ on prendra:.....**N = 7 poutres.**

III.4. Hourdis (dalle)

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

- Son épaisseur en général est comprise entre : $20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$

On fixe: **h = 25 cm**

- Sa largeur : on fixe :.....**L = 195cm.**

III.5. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Le calcul des contraintes se fait pour les sections nettes, il ne faut donc pas tenir compte des sections de câbles de précontrainte qui ne participent pas à la résistance. Avant de connaître le nombre exact de câbles, cette déduction peut en première approximation d'avant-projet se faire de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section, et 10% sur le moment statique.

- I_{Δ} : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que $I_{\Delta} \text{ (nette)} = I_{\Delta} \text{ (brute)} - 10\% I_{\Delta} \text{ (brute)}$
- s_{Δ} : Moment statique telle que $S/\Delta \text{ (nette)} = S/\Delta \text{ (brute)} - 10\% S/\Delta \text{ (brute)}$;
- Δ : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- B : Section de la poutre telle que $B \text{ nette} = B \text{ brute} - 5\% B \text{ brute}$;
- I_0 : Moment d'inertie par rapport à l'axe passe par le centre de gravité ;

Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$

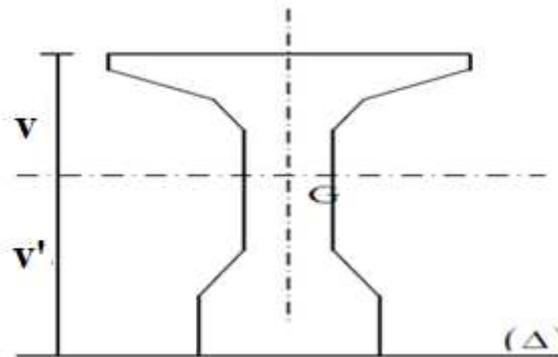


Figure III.2 : Notation utilisée

➤ Variation de la largeur de l'âme

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représentée par l'âme, les membrures supérieure et inférieure sont les éléments résistant à la flexion. L'âme de la poutre sera donc dimensionnée pour résister à l'effort tranchant, et pour permettre un bétonnage correct.

L'effort tranchant V provoque des contraintes de cisaillement transversales τ dont l'expression générale est donnée par :

$$\tau = V / b_0 Z.$$

Telle que :

- V = Effort tranchant à l'ELU.
- Z = Hauteur utile.
- b_0 = largeur de la poutre ou de l'âme.

Donc pour reprendre la contrainte de cisaillement τ au voisinage de l'appui auquel l'effort tranchant V atteint son maximum, on augmente la largeur de l'âme b_0 .

III.5.1. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée

➤ Poutre seule

Les caractéristiques de la poutre seule à mi- travée sont représentées dans la Figure.III.3.

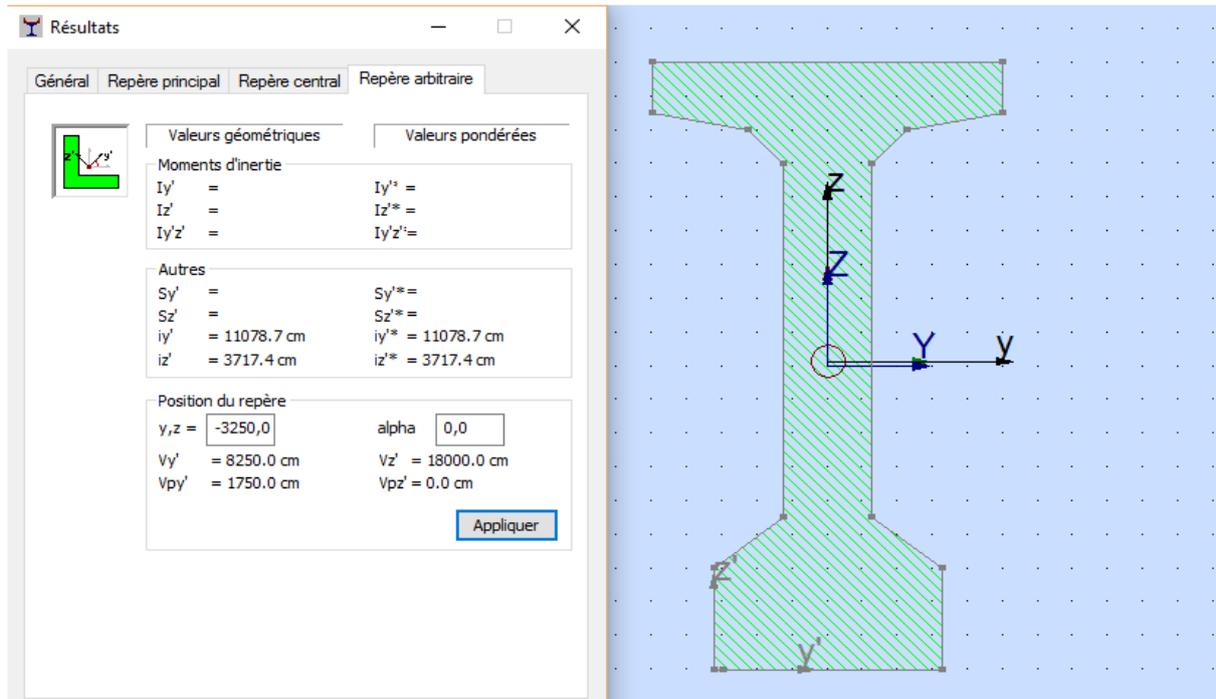


Figure III.3 : Résultats obtenus des caractéristiques de la poutre en utilisant le logiciel Robot

❖ Résultats généraux

- Aire de la section $A=7462.500 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité $Y_c=0.0 \text{ cm}$ $Z_c=1.4 \text{ cm}$
- Périmètre $S= 724.2 \text{ cm}$

❖ Repère des axes principaux

- Moments d'inertie $I_y=29275592.808 \text{ cm}^4$

❖ Repère central

- Distances extrêmes $V_{z'}=88.6 \text{ cm}$ $V_{pz'}=91.4 \text{ cm}$

❖ Repère arbitraire

- Moments d'inertie I/Δ $I_y=91592343.750 \text{ cm}^4$
- Moments statiques S/Δ $S/\Delta=681937.500 \text{ cm}^3$

Sachant que :

- $V' = S/\Delta \text{ nette} / B_{\text{nette}}$
- $V = h - V'$
- $\rho = IG / (V \times V' \times B_{\text{nette}})$
- Avec : ρ : Rendement géométrique de la section.
- On obtient : $V' = 91,4 \text{ cm}$.
- $V = 88,6 \text{ cm}$.
- $\rho = 0,49431677$.
- $B_{\text{brute}} = 7462.500 \text{ cm}^2$
- $B_{\text{nette}} = 7089.375 \text{ cm}^2$
- $S_{/\Delta \text{ brute}} = 681937.500 \text{ cm}^3$
- $S_{/\Delta \text{ nette}} = 613743.75 \text{ cm}^3$
- $I_{/g \text{ brute}} = 29275592.808 \text{ cm}^4$
- $I_{/g \text{ nette}} = 29275592.8 \text{ cm}^4$

➤ Poutre avec hourdis

Les caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi-travée sont données par :

❖ Résultats généraux

- Aire de la section $A = 12325.000 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité $Y_c = 0.0 \text{ cm}$ $Z_c = 41.3 \text{ cm}$
- Périmètre $S = 838.2 \text{ cm}$

❖ Repère des axes principaux

- Moments d'inertie $I_y = 59632324.884 \text{ cm}^4$

❖ Repère central

- Distances extrêmes $V_{zc} = 73.7 \text{ cm}$ $V_{pzc} = 131.3 \text{ cm}$

❖ Repère arbitraire

- Moments d'inertie/ Δ $I_{y'} = 272031614.583 \text{ cm}^4$
- Moments statiques S/Δ $S/\Delta = 1617968.750 \text{ cm}^3$
- $\rho = 0,52630$ $\rho = 53\%$
- $B_{\text{brute}} = 12325.000 \text{ cm}^2$

- B_{nette} $B_{\text{nette}} = 11708.750 \text{ cm}^2$
- $S_{/\Delta \text{ brute}}$ $S_{/\Delta \text{ brute}} = 1617968.750 \text{ cm}^3$
- $S_{/\Delta \text{ nette}}$ $S_{/\Delta \text{ nette}} = 1456171.875 \text{ cm}^3$
- $I_{/g \text{ brute}}$ $I_{/g \text{ brute}} = 59632324.884 \text{ cm}^4$
- $I_{/g \text{ nette}}$ $I_{/g \text{ nette}} = 536690924.000 \text{ cm}^4$

III.5.2. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

➤ Poutre seule

Les caractéristiques de la poutre seule à l'about sont :

❖ Résultats généraux

- Aire de la section $A = 12280.682 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité $Y_c = -0.0 \text{ cm}$ $Z_c = 3.9 \text{ cm}$
- Périmètre $S = 554.2 \text{ cm}$

❖ Repère des axes principaux

- Moments d'inertie $I_y = 35294391.544 \text{ cm}^4$

❖ Repère central

- Distances extrêmes $V_{zc} = 86.1 \text{ cm}$ $V_{pzc} = 93.9 \text{ cm}$

❖ Repère arbitraire

- Moments d'inertie $I_{y'} = 143488417.817 \text{ cm}^4$
- Moments statiques $S_{y'} = 152690.944 \text{ cm}^3$
- $\rho = 0,37$ $\rho = 37\%$
- B_{brute} $B_{\text{brute}} = 12280.682 \text{ cm}^2$
- B_{nette} $B_{\text{nette}} = 11666,648 \text{ cm}^2$
- $S_{/\Delta \text{ brute}}$ $S_{/\Delta \text{ brute}} = 1152690.944 \text{ cm}^3$
- $S_{/\Delta \text{ nette}}$ $S_{/\Delta \text{ nette}} = 1037421,850 \text{ cm}^3$
- $I_{/g \text{ brute}}$ $I_{/g \text{ brute}} = 35294391.544 \text{ cm}^4$
- $I_{/g \text{ nette}}$ $I_{/g \text{ nette}} = 317649523,900 \text{ cm}^4$

➤ **Poutre avec hourdis**

❖ **Résultats généraux**

- Aire de la section $A=17155.681 \text{ cm}^2$
- Centre de gravité $Y_c = 0.0 \text{ cm}$ $Z_c = 31.891 \text{ cm}$
- Périmètre $S = 794.210 \text{ cm}$

❖ **Repère des axes principaux**

- Moments d'inertie $I_y = 69501168.090 \text{ cm}^4$

❖ **Repère central**

- Distances extrêmes $V_{zc} = 83.109 \text{ cm}$ $V_{pzc} = 121.891 \text{ cm}$

❖ **Repère arbitraire**

- Moments d'inertie I $y' = 324391542.817 \text{ cm}^4$
- Moments statiques $S_{y'} = 2091128.443 \text{ cm}^3$
- $\rho = 0,4209$ $\rho = 42.1\%$
- $B_{\text{brute}} =$ $B_{\text{brute}} = 17155.681 \text{ cm}^2$
- $B_{\text{nette}} =$ $B_{\text{nette}} = 16297,897 \text{ cm}^2$
- $S_{/\Delta \text{ brute}} =$ $S_{/\Delta \text{ brute}} = 2091128.443 \text{ cm}^3$
- $S_{/\Delta \text{ nette}} =$ $S_{/\Delta \text{ nette}} = 1882015,599 \text{ cm}^3$
- $I_{/g \text{ brute}} =$ $I_{/g \text{ brute}} = 69501168.090 \text{ cm}^4$
- $I_{/g \text{ nette}} =$ $I_{/g \text{ nette}} = 625510512,800 \text{ cm}^4$

III.6 Conclusion

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de 25 cm, et une poutre de hauteur totale égale à 1,80 m. L'épaisseur de l'âme est de 65cm à l'about, et de 25 cm pour la section médiane.

On procèdera ensuite au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter.

Chapitre IV

Charges et surcharges

IV.1. Introduction

Ce chapitre portera sur la détermination des différentes charges et surcharges qui peuvent être appliqués sur notre ouvrage.

Pour calculer les charges routières on s'appuie sur le Document Technique Réglementaire (D.T.R).

Les actions appliquées sur un pont se classe en deux catégories principales :

- Actions hors trafic qui peuvent être soit permanentes, poids propre des éléments porteurs (poutre, poutre-dalle, caisson ...etc.) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps ...etc., ou bien variables de type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.
- Actions dues au trafic qui constituent des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charges A, B, militaires et les convois exceptionnels); ainsi que les actions accidentelles dues ou choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

IV.I.1. Caractéristiques du pont

- Largeur de la chaussée :.....13,25m
- Largeur roulable :.....12,00 m
- Largeur chargeable :.....12.00 m
- Nombre de voies de circulation :.....3 voies.
- Largeur d'une voie :.....3,66m.

IV.2 Poids propre des éléments porteurs

Ces charges sont appelées CP (Charges permanentes) et concernent :

IV.2.1 Poids propre de la poutre

On donne les section transversale de la poutre dans la Figure IV.1

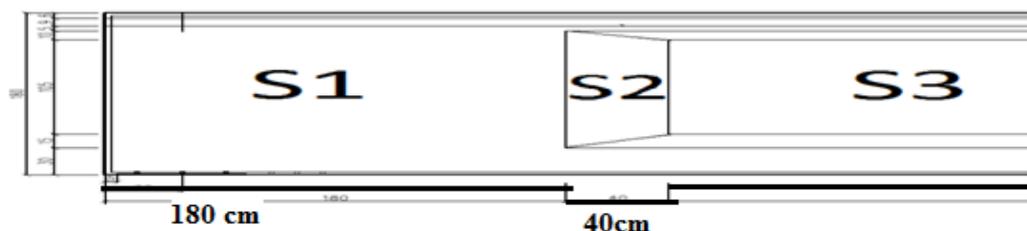


Figure IV. 1 : Variation de la section de la poutre.

$$G_{s1} = 2.5 \times 1.228 \times 1.8 = 5.526 \text{ t}$$

$$G_{s2} = 2.5 \times (1.228 + 0.661) / 2 \times 0.4 = 0.944 \text{ t}$$

$$G_{s3} = 2.5 \times 0.661 \times 15.1 = 24.96 \text{ t}$$

- $P_{\text{poutres total}} = (24.96 + 0.944 + 5.526) \times 2 = 62.86 \text{ t}$
- $L = 34.6 \text{ m}$

$$g_{\text{poutre}} = 62.86 / 34.60 = 1.817 \text{ t/ml}$$

$$g_{\text{poutres total}} = 1.817 \times 7 = 12.719 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{poutres total}} = 14.53 \times 34.6 = 502.738 \text{ t}$$

N.B : Dans notre projet ; il y a deux ponts identiques en parallèle, donc on peut faire l'étude d'un seul tablier.

IV.2.2 Poids propre de la dalle

On a une dalle en béton armé de **25cm** d'épaisseur.

- $g_{\text{dalle}} = e_{\text{dalle}} \times L \times \rho_{\text{B.A}}$
- $g_{\text{dalle}} = 0.25 \times 13.25 \times 2.5 = 8.281 \text{ T/ml.}$

$$g_{\text{dalle}} = 8.281 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{dalle total}} = 8.281 \text{ t/ml} \times 36 \text{ m} = 298.116 \text{ t}$$

En conclusion nous aurons au total pour les charges permanentes :

$$CP = g_{\text{poutres}} + g_{\text{dalle}} = (14.53 + 8.281) \text{ t/ml}$$

$$CP = 22.811 \text{ t/ml}$$

IV.3. Les Charges Complémentaires Permanentes(CCP)

On fournit ci-dessous les poids spécifiques des principaux éléments considérés :

Poids spécifique de structures en BA. : 25.00 KN/m^3

Poids spécifique du bitumage : 24.00 KN/m^3

➤ **Poids du revêtement**

On a une couche de revêtement en béton bitumineux (BB) de **10cm** d'épaisseur

$$P_{rev} = e \times L \times \rho_{BB}$$

Avec : $\rho_{BB} = 2,4t/m^3$, $e = 0,10m$, $L_r = 12.0m$

D'où : **$P_{rev} = 2.88 \text{ t/ml}$**

• **Entretoise (poutres transversales)**

$$P_e = 1.33 \times 0.4 \times 2.5 = 1.33t/ml \quad \dots \dots \dots \text{Pe totale} = 1.3 \times 6 \times 2 \times 1.33 = 20.748 \text{ T}$$

➤ **Bordures et corniche**

$$P_{bc} = 0.51 \text{ m}^2 \times 2.5 \text{ t/m}^3 = 1.275 \text{ t/m} \quad \dots \dots \dots \text{P}_{bc} = 1.275 \text{ t/m}$$

➤ **Garde-corps**

$$P_{Gc} = 2 \times 0.150 \text{ t/m} = 0.3 \text{ t/m} \dots \dots \dots \text{P}_{Gc} = 0.3 \text{ t/m}$$

➤ **Gouttière**

$$P_{gou} = 0.04 \text{ m}^2 \times 1.2 \text{ t/m}^3 = 0.048 \text{ t/m} \quad \dots \dots \dots \text{P}_{gou} = 0.048 \text{ t/m}$$

Tableau IV.1 : Les charges complémentaires permanentes(CCP)

CCP	Charges(t/ml)
couche de roulement(P_{rev})	2.880
bordures+ Corniches (P_{bc})	1.275
garde-corps (P_{Gc})	0.3
Gouttière (P_{gou})	0.048
$\Sigma P_i = CPP - P_{entr}$	4.505
P_{entr} totale	1.33

Poids total de tablier $P = (P_{poutres\ total} + P_{dalle\ tota} + (CPP - P_{entr})) \times L_{(portée)} + P_{entr\ totale}$

Avec : L : portée de la travée = 36 m

$$P = 502.738 + 298.116 + (4.505 \times 36) + 20.748) \dots \dots \dots \text{P} = 983.782t$$

IV.4 Evaluation des surcharges

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

- La charge routière type : A (I).
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br).
- La charge militaire Mc : (Mc120).
- Le convoi exceptionnel : D240.
- Le vent : w.
- La température : T.
- L’effort de freinage : F.
- Le séisme : E.

IV.4.1 Système de charge A(L)

Le système A(L) se compose d’une charge uniformément répartie exprimée en (Kg/m²) dont l’intensité dépend de la longueur chargée L(m) donnée par :

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12)$$

La largeur et la longueur de la zone chargée sont choisies de manière à produire les effets maximaux sur l’ouvrage.

- **Le coefficient a₁** : déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le **Tableau IV.2**.

Tableau IV.2 : Coefficient a₁ en fonction de la classe du pont. [RCPR]

Nombre de voies		Les coefficients a ₁				
		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1	1	0,9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

coefficient **a₁** pour notre ouvrage égale à : **a₁ = 0.9**

➤ Le coefficient $a_2 = V_0 / V$

Tel que :

- V : la largeur d'une voie, soit : $V = 3,375 \text{ m}$
- V_0 : ayant les valeurs données par le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Valeur de V_0 en fonction de la classe de pont. [RCPR]

Classe de pont	V_0 (m)
Première classe	3,50
Deuxième classe	3
Troisième classe	2,75

D'où : $V_0 = 3.50 \text{ m}$

Ce qui nous donne : $a_2 = 3.5 / 3.66 \dots\dots\dots a_2 = 0.956$

La valeur d'A (L) est majorée par deux coefficients a_1, a_2 :

- $A = a_1 \times a_2 \times A(L)$
- $A(L) = 0.23 + 36 / (36 + 12) = 0.98 \text{ t}$
- $A = 0.9 \times 0.956 \times 0.98 = 0.843 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots A = 0.843 \text{ t/m}^2$

IV.4.2 Système de charges B

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

- Le système Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isolée,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

Les surcharges du système B sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé suivant le fascicule 61 titres II par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0.6}{1+4xG/S}$$

Avec :

- L : Longueur de la travée.
- G : Charge permanente de l'ouvrage.
- S : Surcharge B maximale.

IV.4.2.1 Système de charge B_c

Un camion type du système B_c comporte 3 essieux, tous à roues simples munies de pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale.....**30t.**
- Masse portée par chaque essieu arrière **12 t.**
- Masse portée par l’essieu avant..... **6 t.**
- Longueur d’encombrement**10,5 m.**
- Largeur d’encombrement.....**2,5 m.**
- Distance des essieux arrière.....**1.5m.**
- Distance de l’essieu avant au premier essieu arrière**4,m.**
- Distance d’axe en axe des deux roues d’un essieu**2 m.**
- Surface d’impact d’une roue arrière.....**carré de 0.25m de côté.**
- Surface d’impact d’une roue avant.....**carré de 0,20 m de côté.**

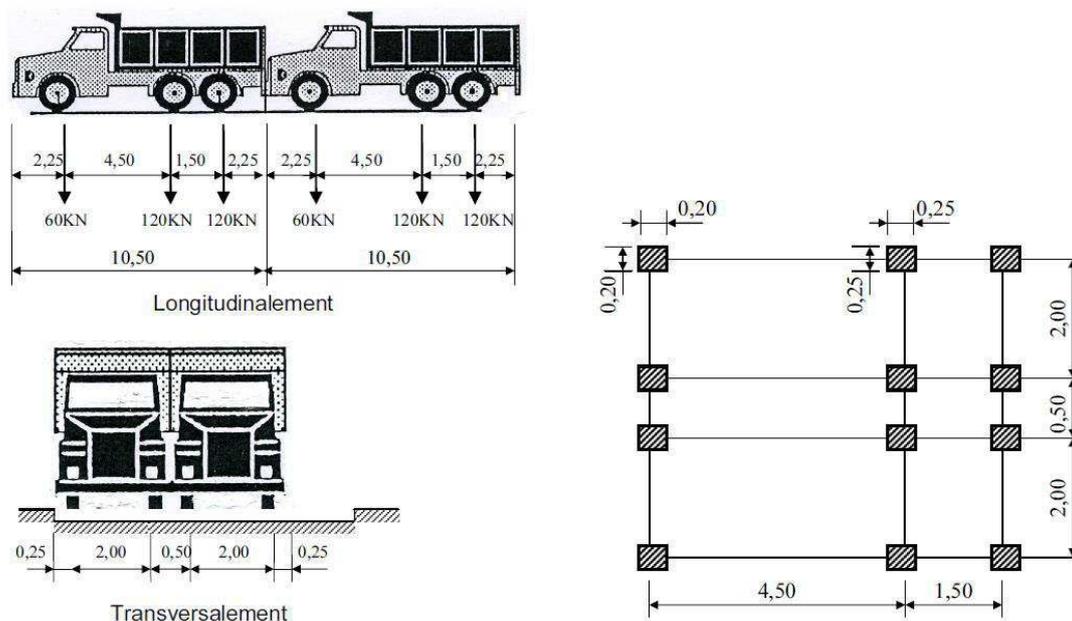


Figure IV.2 : Disposition de la charge B_c.

➤ Disposition dans le sens transversal

Le nombre maximal de files que l’on peut disposer est égal 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 B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c qui est donné dans le **Tableau IV.4** :

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient b_c

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

Les charges B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ

- pour $L = 36$ m
- $G = 983.782T$
- S : Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

Trois voies chargées : $b_c = 0,95$

- $S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$
- $S = 30 \times 6 \times 0,95 = 171T$.
- $\delta = 1,073$

Tableau IV.5 : Charge par essieu (système) B_c

Désignation	L	b_c	G	S	δ	Charge par essieu(T)		
3 files	36	0,95	983.782t	171	1,073	E.AV	3 x 6 x 0,95 x 1,073	18.34
						E.AR	3x 12 x 0,95 x 1,073	36.69

IV.4.2.2 Système de charge B_t

Un tandem du système B_t , comporte deux essieux ($2 \times 16T$), chacun à deux roues simples qui répondent aux caractéristiques de la Figure IV.3.

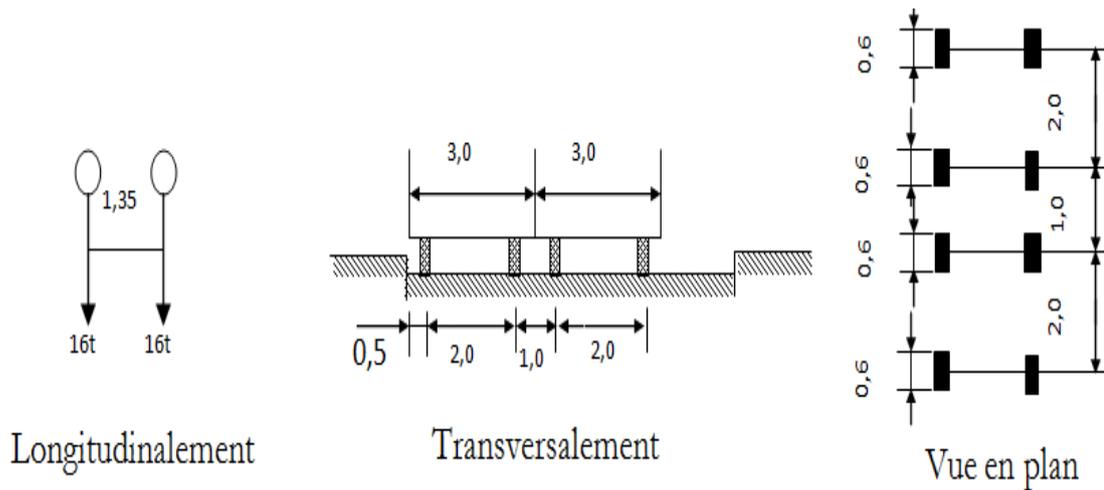


Figure IV.3 : Disposition de système B_t

Les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par le coefficient b_t et par un coefficient de majoration dynamique δ (voir Tableau IV.6) :

Tableau IV.6 : Charge par essieu (système) B_t

Désignation	S	b_t	δ	essieu (T)
2 Tandems	64	1.2	1,058	40.627

IV.4.2.3 .Système de charges B_r :

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour donner le cas le plus défavorable.

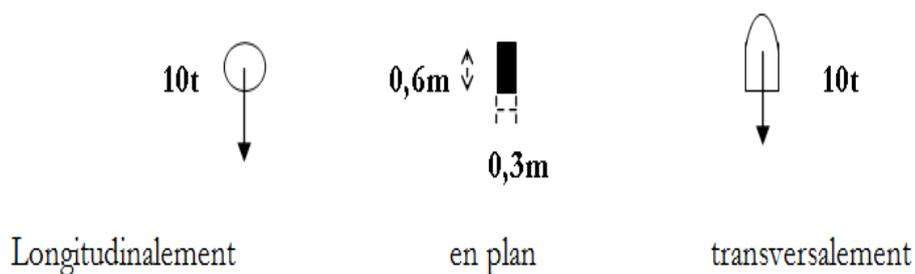


Figure VI.4 : Système de charges B_r

- $S=10$; $\delta=1,05$; $B_r=10.5T..$

IV.4.3.Système militaire Mc 120

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d’être dans certains cas les plus défavorables que ceux définis précédemment (A et B). Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles (voir Figure IV.5) et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale110 t
- Longueur d'une chenille6,10 m
- Largeur d'une chenille.....1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles.....3,30m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

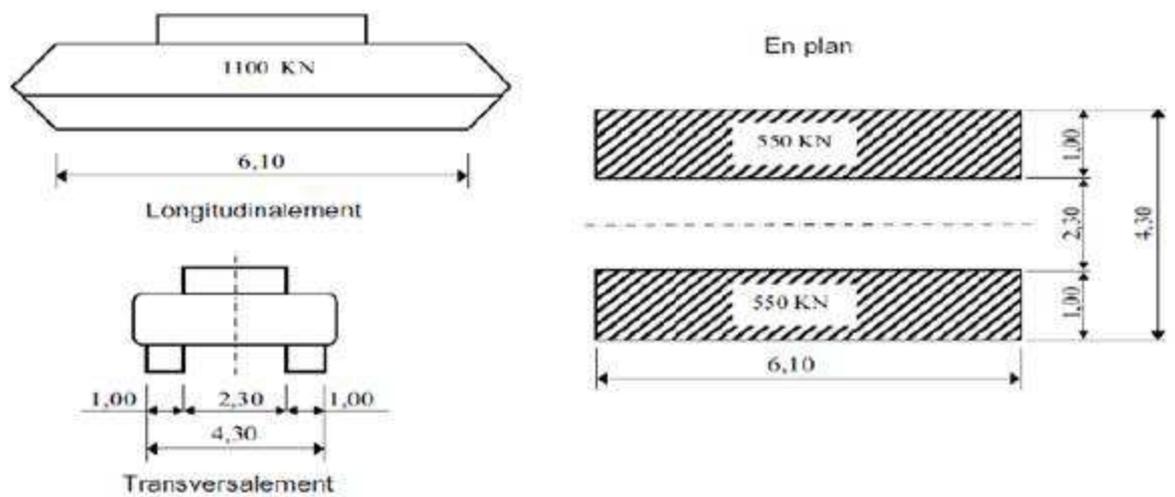


Figure IV.5 : Système Mc 120.

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convois est illimité tel que la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$S = 110 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 36)) + 0,6 / (1 + 4(983.782 / 110)) = 1.064$$

$$S_{\text{Mc 120}} = 110 \times 1,064 = 117,04 \text{ t.Mc 120 (T/m}^2\text{)} = 119,316/6.1 \times 2 = 9,59 \text{t/m}^2$$

IV.4.4. Convois exceptionnels

Ce sont les convois de type D ou E, les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majoration pour effets dynamiques.

Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

IV.4.4.1. Convoi type D

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D280 ou D240., prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondant au convoi type **D240**.

➤ **Convoi type D240**

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois (03) éléments, de quatre (04) lignes à deux (02) essieux de 240 t. Il répond aux caractéristiques suivantes (Figure IV.6)

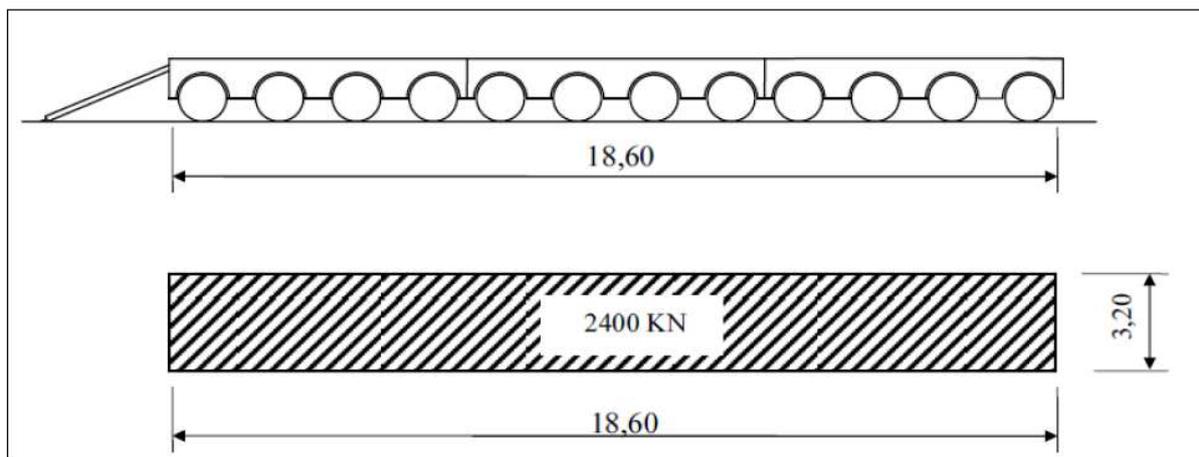


Figure IV.6 : Convoi type D240.

$$S_{D240} = 240t \dots \dots \dots D_{240} \text{ (T/m}^2\text{)} = 4.032 \text{ t/m}^2$$

IV.4.4 .2. Convoi type E

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types E400 ou E360, le convoi type E400 ou E360 est supposé seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

En Prenant le cas le plus défavorable, la charge maximale de ce convoi type par mètre linéaire est celle correspondant au convoi type E360.

➤ **Convoi type E360**

Le convoi type E360 comporte une remorque de trois (03) éléments, de quatre (04) lignes à trois (03) essieux. Il répond aux caractéristiques suivantes (**Figure IV.7**) :

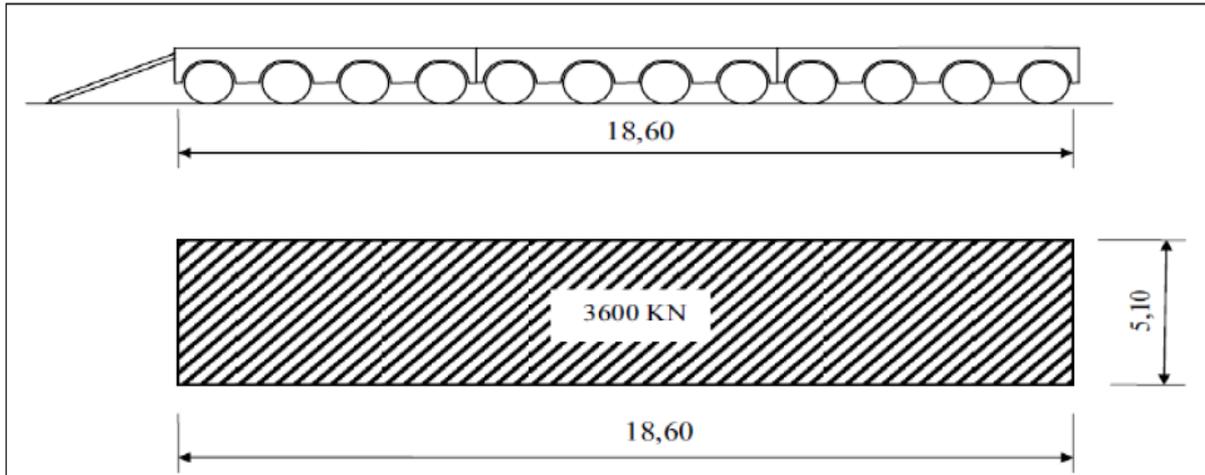


Figure IV.7 : Convoi type E360.

$$S_E = 360t \dots \dots \dots E360 \text{ t/m}^2 = 360/8.6 \times 5.1 = 5.79 \text{ t/m}^2$$

IV. 5. Autres surcharges

IV.5.1. Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée sur toute la surface de la structure, et il développe une pression de :

- 0.200 t/m² lorsque l'ouvrage est en service.
- 0.125 t/m² lorsque l'ouvrage est en exécution et dont la durée excède un mois.

IV.5.2. La température

➤ **Variations linéaires**

La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu. En se référant au RCPR, pour la région de SITEF ΔT varie entre 25°C et -15°C,

IV.5.3. Effort de freinage

En se référant au RCPR, Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

➤ **L'effort de freinage correspondant à la charge A**

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

De cette dernière expression dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée

➤ **L'effort de freinage correspondant à la charge Bc**

Les forces de freinage produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée, un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion sur le pont est égal à son poids. Soit égale à 30t.

IV.5.4. Force centrifuge

En se référant au RCPR, la force centrifuge est calculée à partir du système B_c disposé sur la chaussée et susceptible de développer des efforts (centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqué à sa surface)

La force centrifuge développée par un essieu, est une fraction de son poids égal à :

- $R = 975.00\text{m}$ (rayon de courbure de notre ouvrage)
- $K_c = \frac{80}{R} = 0.082$ $F_c = P_{\text{essieu}} \times 0.082$

IV.6. Evaluation des actions accidentelles

Les actions accidentelles résultent de l'impact des véhicules (routiers, ferroviaires, maritimes) sur les éléments porteurs de l'ouvrage ; ainsi que de leurs impacts sur les bordures et les barrières de retenue, on rajoute aussi pour les ponts routiers les surcharges sur les trottoirs.

Les actions sismiques sont classées aussi parmi les actions accidentelles et elles sont déterminées suivant les formules indiquées dans les règlements parasismiques des ouvrages d'art.

➤ **Action sismique**

- Notre ouvrage comme c'est un pont routier il est classé dans le groupe 1 (pont stratégique);
Zone sismique IIa ;.

IV.7. Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre est primordial pour le reste du projet, puisque ils nous permettront d'étudier notre ouvrage soumis à des charges et surcharges sous différentes combinaisons à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

Chapitre V

Modélisation et analyse

V.1. Introduction

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges, les surcharges à prendre en compte sont : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

V.2. Actions hors trafic (Charges permanentes)

Dans ce cas en utilise la RDM simple pour calculer les moments fléchissant et l'effort tranchant.

NB: Le moment max appliqué sur les 7 poutres est noté: **M**

Le moment max qui revient à chaque poutre est noté : **M₀**

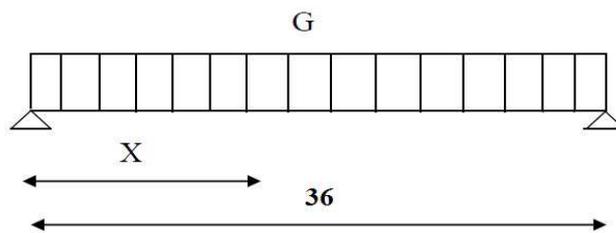


Figure V.1 : Schéma statique de la poutre

On a : $G_0 = 27,33 / 7 = 3,90 \text{ t / ml}$

d 'ou : $R_a = R_b = (G_0 \times L) / 2 = (3,90 \times 36) / 2 \dots\dots\dots R_a = R_b = 70,2T$

$T_0(X) = R_a - G_0 \times X$

$M_0(X) = R_a \times X - (G_0 \times X^2) / 2$

Les principales valeurs sont données dans le Tableau V.1 :

Tableau V.1 : Récapitulatif des M, T, R

Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
Appui (0.00L)	0	70,2	70,2
Mitravée (0.50L)	631.8	0	0

V.3 Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges

V.3.1 Moment fléchissant à mi travée($x=0,5L$)

V.3.1.1 Surcharge A (L)

➤ **trois voies chargées**

La réaction est : $R_{\max} = 0,843 \text{ t/m}^2 \times 3,83 \text{ m (largeur)} \times 3 \text{ (voies)} \times 36 / 2 = 174.34\text{t}$.

Le moment est : $M_{\max} = Q l^2 / 8 = 9,69 \times 36^2 / 8 = 1569.14 \text{ t.m}$.

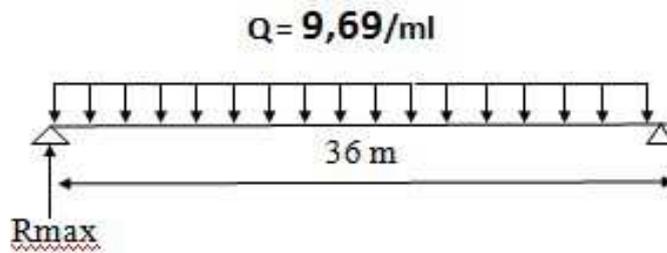


Figure V.2 : Surcharge A (L)

Le moment max qui revient à chaque poutre est de :

$$M_{0 \max} = M_{\max} / 7 = 224.16 \text{ t.m}$$

V.3.1.2 Système Bc

Pour trouver les réactions et les moments maximums des surcharges d'exploitation on peut utiliser deux méthodes :

➤ **Utilisation des lignes d'influence**

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplacé sur la poutre.

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

➤ **Théorème de barrée**

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminer la section la plus sollicitée de la poutre. Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi se trouvent symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

Le camion considéré dans les calculs est de 30 tonnes.

Trois files chargées :

$b_c = 0,95$ $S = 171$ $\delta = 1,073$

➤ **Calcul de la réaction maximum :**

La disposition pour la calculer est donnée la Figure V.3:

$R = 1/36[(12 \times 36) + (12 \times 34,5) + (6 \times 30) + (12 \times 25,5) + (12 \times 24) + (6 \times 19,5)] = 48,25 \text{ t} \dots\dots \text{ R} = 48,25 \text{ t}$

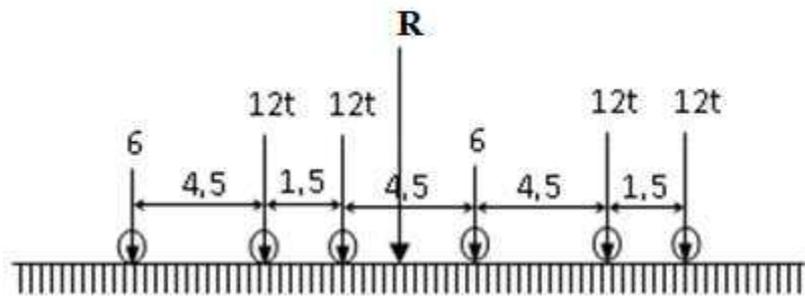


Figure V.3 : Disposition du convoi Bc donnant la réaction maximum

❖ **CAS N°1 : - La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :**

La résultante du convoi $R = 60 \text{ t}$.

$\sum M/0 = 0$

$\Rightarrow 12 \cdot 1,5 + 6 \cdot 6 + R \cdot x + 12 \cdot 10,5 + 12 \cdot 12 + 6 \cdot 16,5 = 0$

$\Rightarrow a = 0,525 \text{ m}$

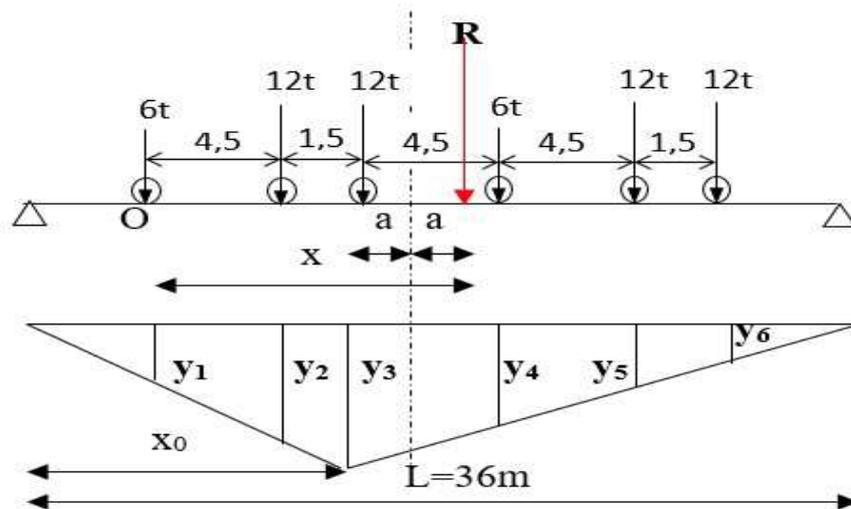


Figure V.4 : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre

- Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0 \cdot (L - x_0) / L$$

$$x_0 = 18 - 0,525 = 17,475 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_3 = 17,475 \times (36 - 17,475) / 36$$

$$Y_3 = 8,992 \text{ m}$$

Tableau V.2 : Calcul des ordonnées

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
5,8904	8,20546495	8,99	6,66211731	4,34709585	3,57542203

$$\sum Y_i \text{ avant} = Y_1 + Y_4 = 12,55$$

$$\sum Y_i \text{ arrière} = Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 25,11$$

$$M = P_{av} (Y_1 + Y_4) + P_{ar} (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6)$$

$$M = \sum P_i Y_i = 6 \times 12,55 + 25,11 \times 12 \dots \dots \dots \mathbf{M = 376,62 \text{ t.m}}$$

❖ CAS N°2 : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

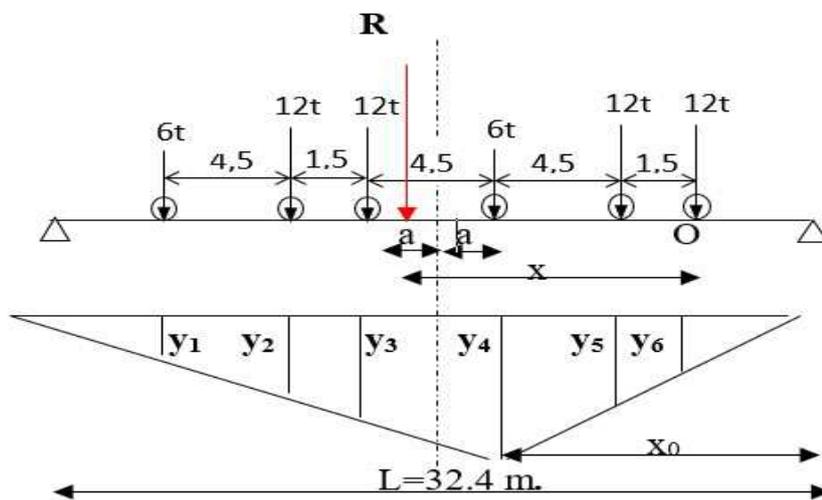


Figure V.5 : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre)

La résultante du convoi $R = 60 \text{ t}$

$$\sum M_0 = 0$$

$$\Rightarrow 12 \cdot 4,5 + 12 \cdot 6 + R \cdot x + 6 \cdot 10,5 + 12 \cdot 15 + 12 \cdot 16,5$$

$$\Rightarrow a = 1,725 \text{ m}$$

- Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_4 = x_0 \cdot (L - x_0) / L \quad x_0 = 18 - 1,725 = 16,275 \text{ m}$$

$$Y_4 = 16,275(36 - 16,275) / 36$$

$$Y_4 = 8.91 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique le théorème de Thalès.

Tableau V.3 : Calcul des ordonnées

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅	Y ₆
3,161	5,625	6,446	8.91	6,446	5,625

$$\sum Y_i \text{ avant} = Y_1 + Y_4 = 12,07$$

$$\sum Y_i \text{ arrière} = Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 24,13$$

$$\sum P_i Y_i = 6 \times 12,07 + 12 \times 24,13 = 361,98$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le 1er cas.

$$\mathbf{M = 361,98 \text{ t.m}}$$

Tableau V.4 : Moment fléchissant Du a la Surcharge Bc

N° de voies chargées	Essieu	P(t)	M (t.m)	M ₀ = M/10(t.m)
3	E.AV	18,34	1151,45	164,49
	E.AR	36,69		

V.3.1.3 Système Br

- Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

- Moment fléchissant à $x=0,5L$:

$$Y = (L/2) \cdot (L/2) / L = (36/2)^2 / 36$$

$$Y = 9 \text{ m}$$

Le moment sera maximal à mi- travée

Sa valeur vaut : $\mathbf{M_{max} = P \times Y = 10 \times 9 = 90 \text{ t.m}}$

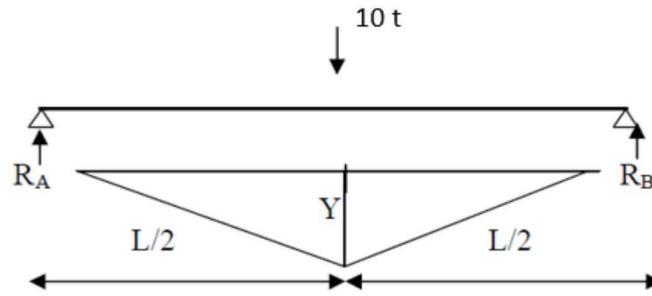


Figure V.6 : Poutre sous le chargement Br.

V.3.1.4 Système Bt

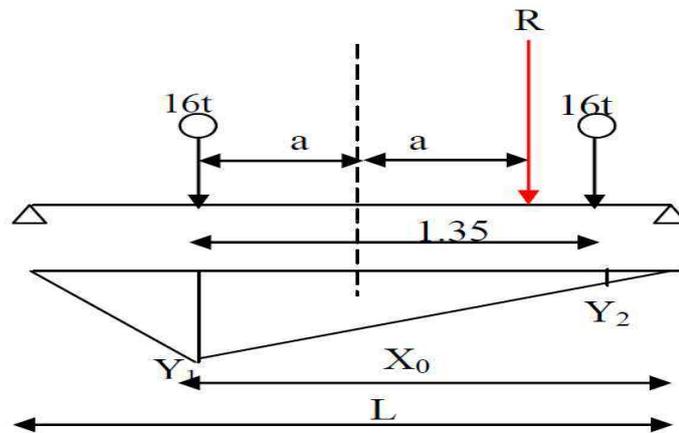


Figure V.7 : surcharge Bt

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. La même procédure de calcul (théorème de barrée) est appliquée:

$$a = 1,35/4 = 0,3375$$

$$Y_1 = 17,66 \times 18,337/36$$

$$Y_1 = 8,99$$

$$Y_2 = 8,33$$

$$\sum Y_i = Y_1 + Y_2 = 17,33$$

Tableau V.5 : Moment fléchissant Du a la Surcharge Bt

Nombre de tandem	P	M (t.m)	M ₀ = M/7
1	20,21	350,23	50,03
2	40,627	704,069	100,58

V.3.1.5 Système militaire Mc 120

Le poids à considérer est de 110 tonnes.

$S=110$

$\delta=1,128$

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

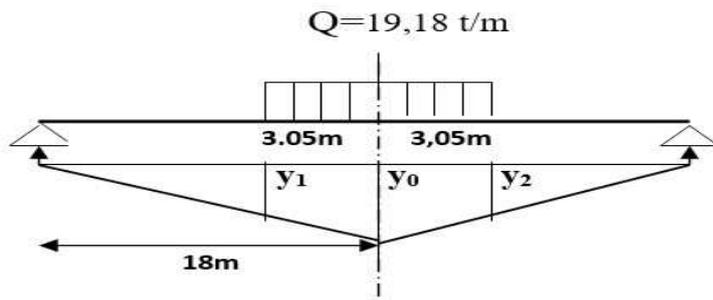


Figure V.8 : surcharge Mc120

$Y_0 = a^2/L = 9$

$Y_1 = Y_2 = 7,28$

$\Sigma Y_i = 14,56$

$S = S_1 = S_2 = (9 + 7,28) \times 3,05 / 2 = 24,83 \text{ m}$

Tableau V.6 : Moment fléchissant Du a la Surcharge Mc 120

La charge (t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M ₀ (t.m)
19,18	24,82x2	952,36	136,05

V.3.1.6 Charge exceptionnelle D240

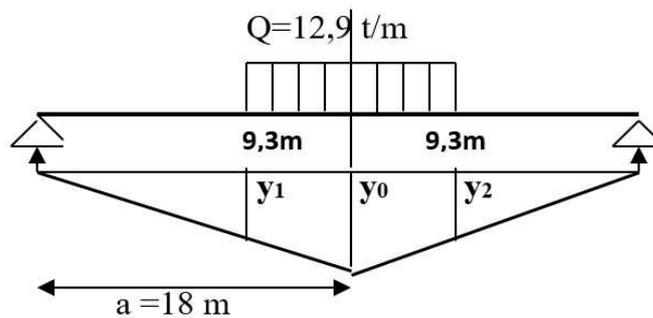


Figure V.9 : Surcharge D240

$$Y_0 = a^2/L = 9$$

$$Y_1 = Y_2 = 4.35$$

$$\Sigma Y_i = 16,53$$

$$S = S_1 = S_2 = (9 + 4,35) \times 9,3 / 2 = 62,07 \text{ m}$$

Tableau V.7 : Moment fléchissant Du a la Surcharge (D 240)

La charge (t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M ₀ (t.m)
12, 90	62,07x2	1601,6	228,799

Le Tableau V.8 récapitule les moments sous les principales surcharges d'exploitation du pont:

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Les charges		Surcharges t/m		M (t.m)	M ₀ (t.m)
Surcharge A(L)	3 voies	9,69		1569,14	224,16
Surcharge Bc	3 voies	E.AV	18,34	1151,45	164,49
		E.AR	36,69		
Surcharge Bt	1 tandem	20,21		350,23	50,03
	2 tandems	40,627		704,069	100,58
Convoi	Mc120	19, 26		952,36	136,05
	D240	12,9		1601,6	228,799

Rappeler que :

Le moment max appliqué aux 7 poutres est noté: **M**

Le moment max qui revient à chaque poutre est noté : **M₀**

V.3.2 Efforts tranchants dus aux surcharges

V.3.2.1 Surcharge A (L)

L'Effort tranchant max appliqué aux 7 poutres est noté : T

L'Effort tranchants max qui revient à chaque poutre est noté : T₀

$$T = A_2(L) L/2$$

$$T_0 = T/n \quad n=7$$

Tableau V.9 : L'effort tranchant dû à la surcharge A (l)

Nombre de voies	A ₂ (L) t/m Par poutre	T ₀ revenant à chaque poutre (t)
3	1,322	23,80

V.3.2.2 Surcharge du type Bc

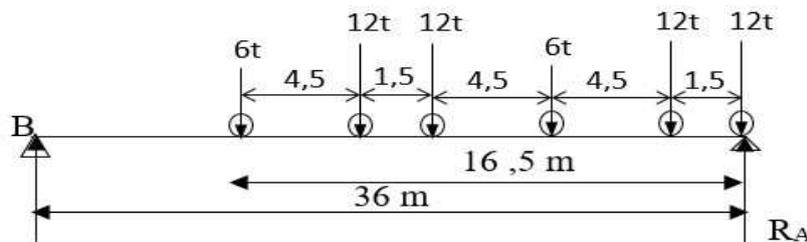


Figure V.10 : Surcharge Bc

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 36 - 12 \times 36 - 12 \times 34,5 - 6 \times 30 - 12 \times 25,5 - 12 \times 24 - 6 \times 19,5 = 0$$

$$R_A = 48,25$$

$$\delta = 1,073$$

$$T_0 = T/n \quad n=7$$

Tableau V.10 : L'effort tranchant dû à la surcharge Bc

N ^{bre} de voies chargées	b _c	T (t)		T ₀ (t)
3	0.95	3 x 0,95 x 1,073 x 48,25	147,5	21,07

V.3.2.3 Surcharge du type Bt

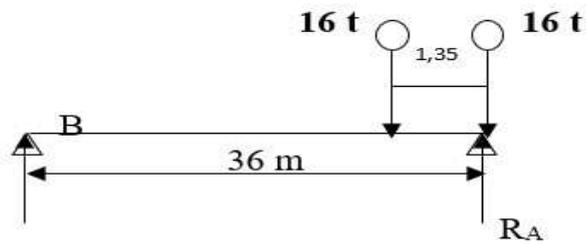


Figure V.11 : Surcharge Bt

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 36xR_A - 16x36 - 16x34,65$$

$$R_A = 31,4 \text{ t}$$

$$\delta_{bt, 1} = 1,053$$

$$\delta_{bt, 2} = 1,058$$

Tableau V.11 :L'effort tranchant dû à la surcharge Bt

Nombre de tandem	b _t	T (t)		To (t)
1	1,2	1 x 1,2x 1,053x 31, 4	39,67	5,67
2	1,2	2 x ,2 x1, 058x 31, 4	79,35	11,34

V.3.2.4 Surcharges M C120

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 36xR_A - 19,18 \times 6,10 \times (36-3, 05)$$

$$R_A = 107,08\text{t.}$$

$$\delta_{mc} = 1.064$$

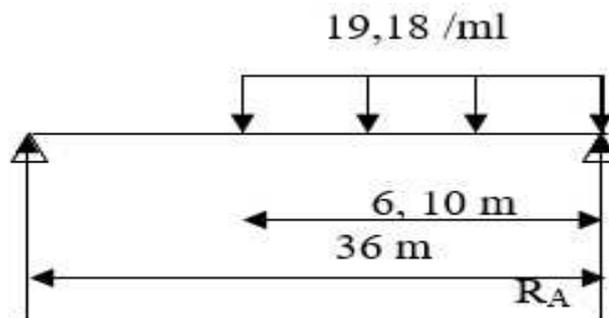


Figure V.12 : Surcharge Mc120

Tableau V.12 : L'effort tranchant dû à la surcharge Mc120 pour x = 0

T (t)		T ₀ (t)
1.064x 107,08	113,94	16,27

V.3.2.5 Surcharges D₂₄₀

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 36.R_A - 12,90 \times 18,60 \times (36-9,3)$$

$$R_A = 177,95 \text{ t.}$$

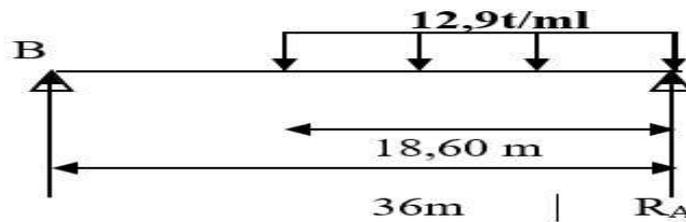


Figure V.13 : Surcharge D240

Tableau V.13 : L'effort tranchant dû à la surcharge D240 pour x = 0

T (t)	T ₀ (t)
177,95	25,42

Le Tableau V.13recapitule les efforts tranchants sous les principales surcharges d'exploitation du pont :

Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

Les charges		Pour x = 0	
		T (t)	T ₀ (t)
Surcharge A(L)	3 voies	166,6	23,80
Surcharge B _c	3 voies	147,5	21,07
Surcharge B _t	1 tandem	39,67	5,67
	2 tandems	79,35	11,34
convoi	M _c 120	113,94	16,27
	D ₂₄₀	177,95	25,42

V.4. Description du logiciel Autodesk Robot

Autodesk Robot est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, , Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques Contraintes planes, Déformations planes.

Les utilisateurs de ROBOT Millénium pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

Autodesk Robot permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

Le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages d'art. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul des rapports explicatifs.

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire, d'une manière approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions, Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds,

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque noeud. La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

V.5.Modélisation

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, Quelle que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. la définition de la structure ;
2. la définition des différentes sections de l'ouvrage, par le logiciel Auto CAD, puis introduction dans le logiciel Robot ;
3. la définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
4. la définition des conditions d'appuis ;
5. le choix de la méthodologie de calcul ;
6. la définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.

Les Figures V.14, à, V.17 montrent les vues générales en 3D de l'ouvrage sur le logiciel ROBOT

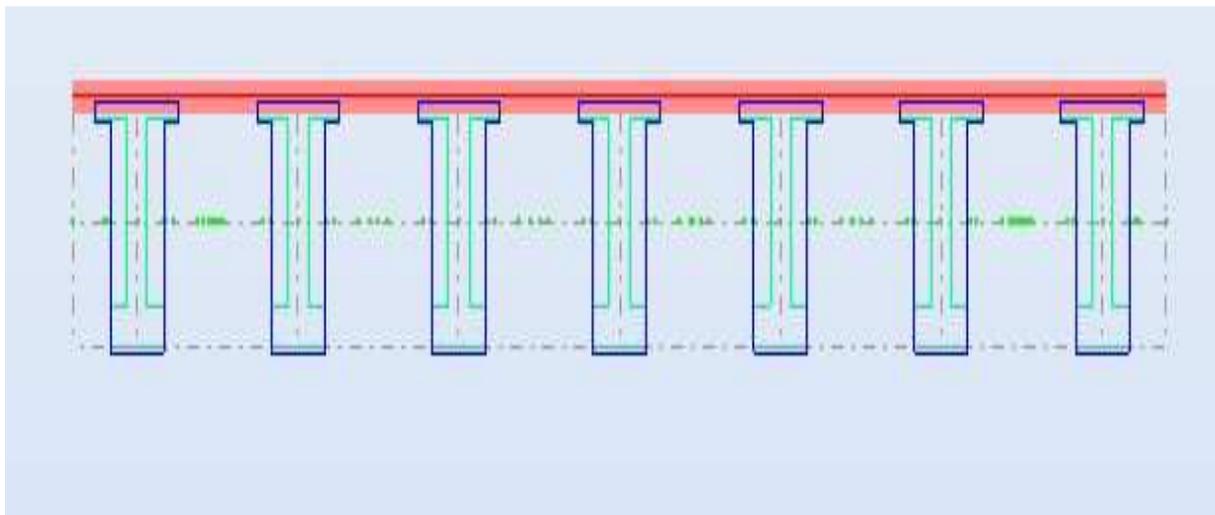


Figure V.14 : Coupe transversales du tablier

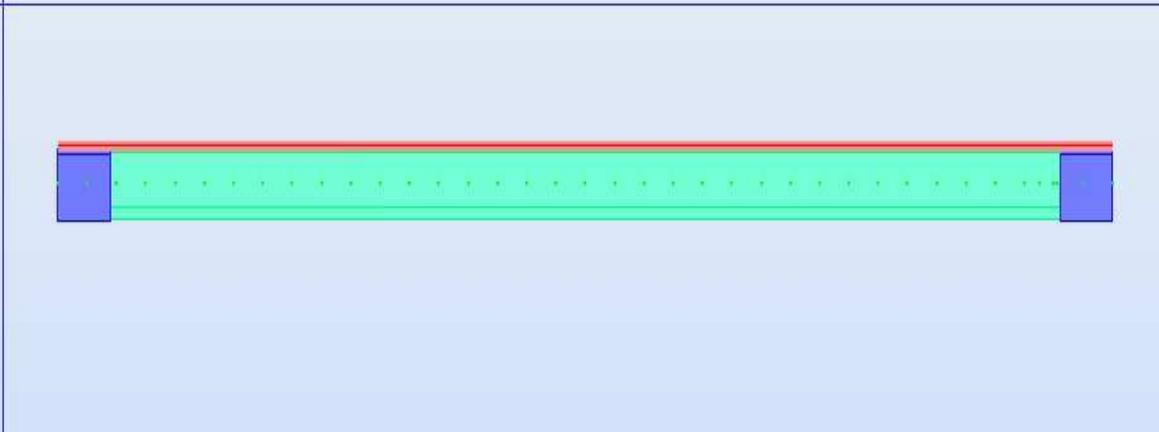


Figure V.15 : Coupe longitudinale du tablier

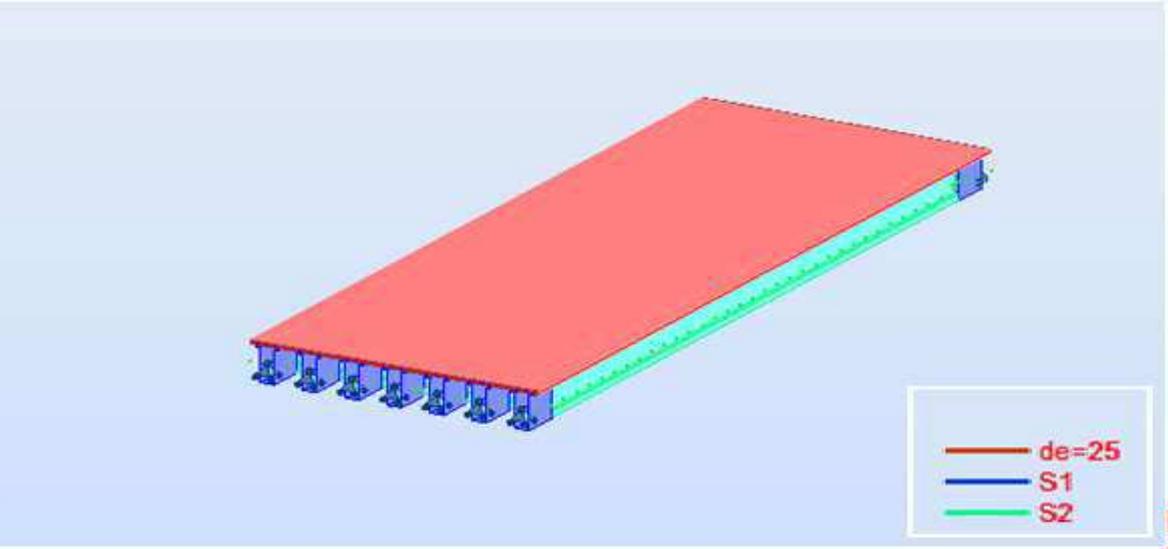


Figure V.16 : Vue en 3D de tablier sur le logiciel Robot

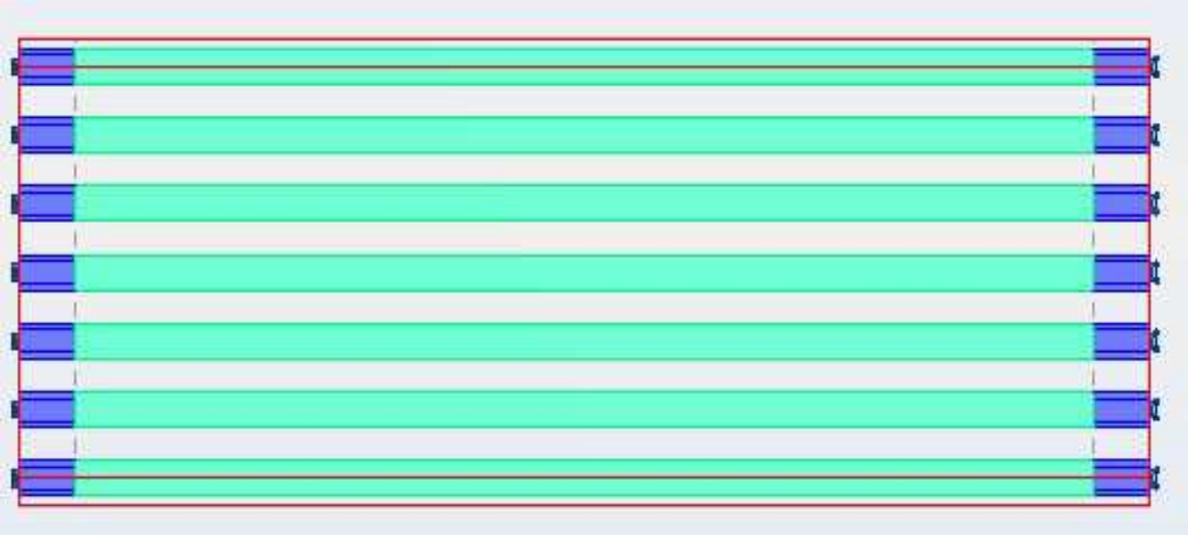


Figure V.17 : Vue en dessous de tablier sur le logiciel Robot

V.6 Cas de charges

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

1. au poids propre (CP)
2. au complément de poids propre (revêtement, étanchéité, barrières de sécurité, bordures et corniches) : CCP.
3. à la charge A
4. à la surcharge B_c
5. aux surcharges militaires M_{c120}
6. au convoi exceptionnel D_{240}

elles sont représentées dans les Figures V.18 à V.22:

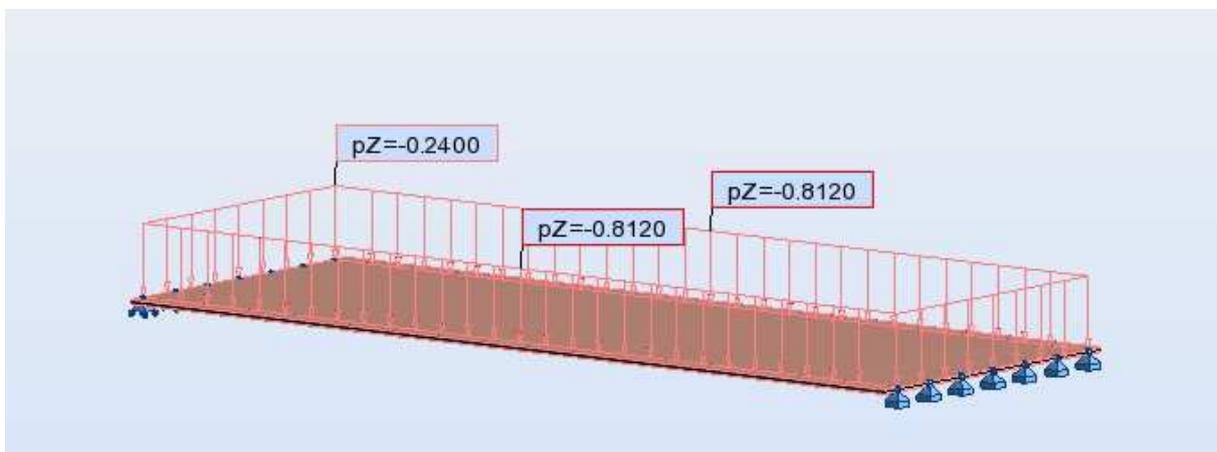


Figure V.18 : Les charges dues au CCP sur Robot

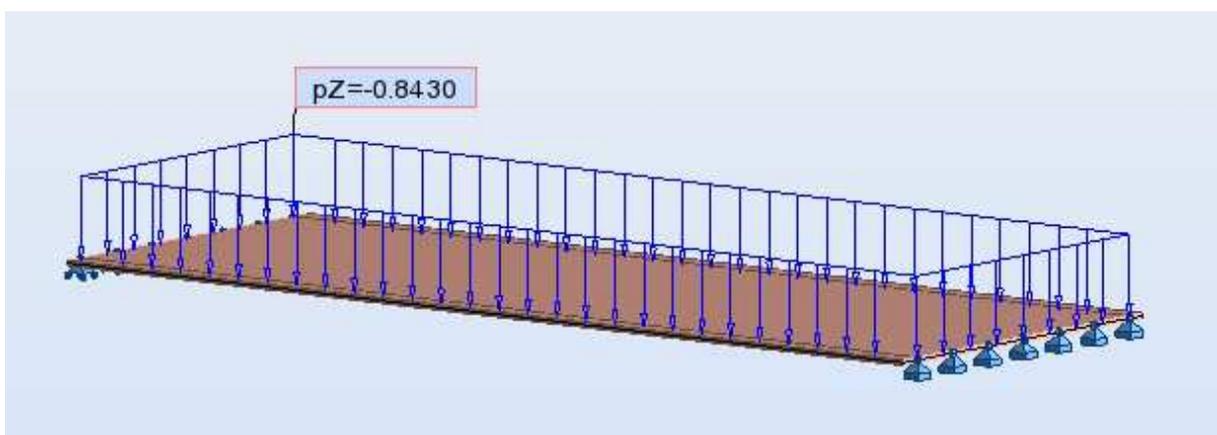


Figure V.19 : Les charges A sur Robot

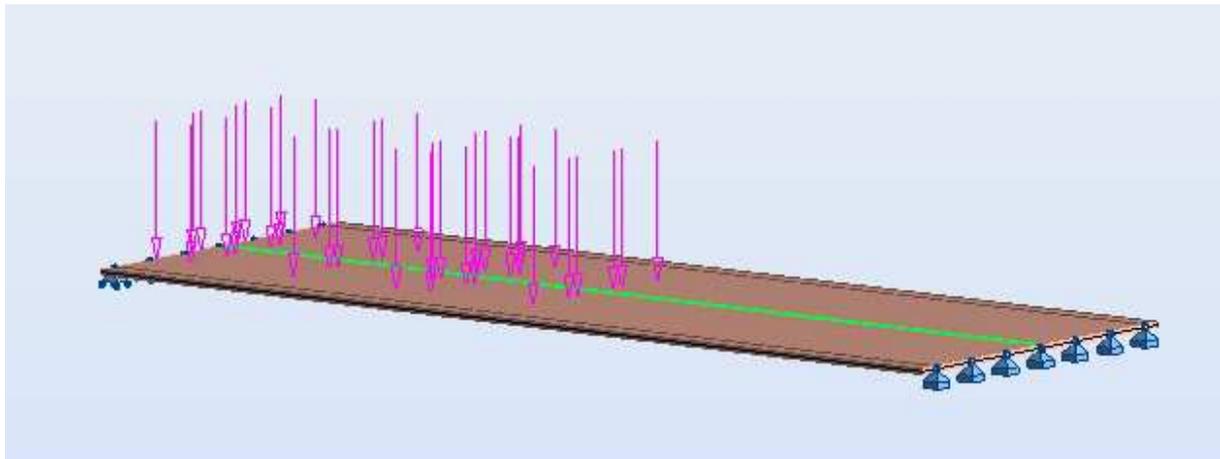


Figure V.20 : Les charges Bc sur Robot

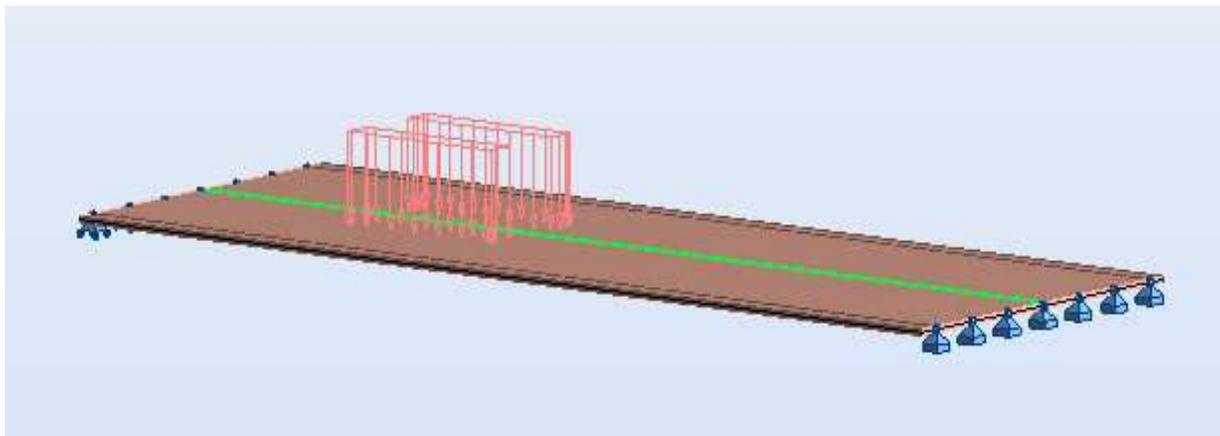


Figure V.21 : Les charges Mc120 sur Robot

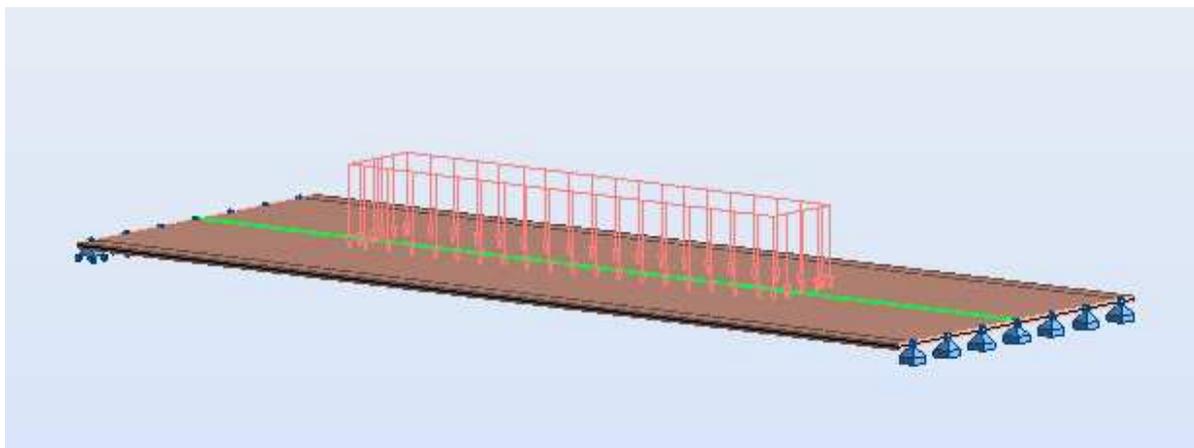


Figure V.22 : Les charges D240 sur Robot

V.7. résultats de calcul obtenus par le logiciel ROBOT

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

V.7.1 Moments de flexion

Les Figures V.13 à V.115 représentent les diagrammes de moments fléchissant sous différentes combinaisons.

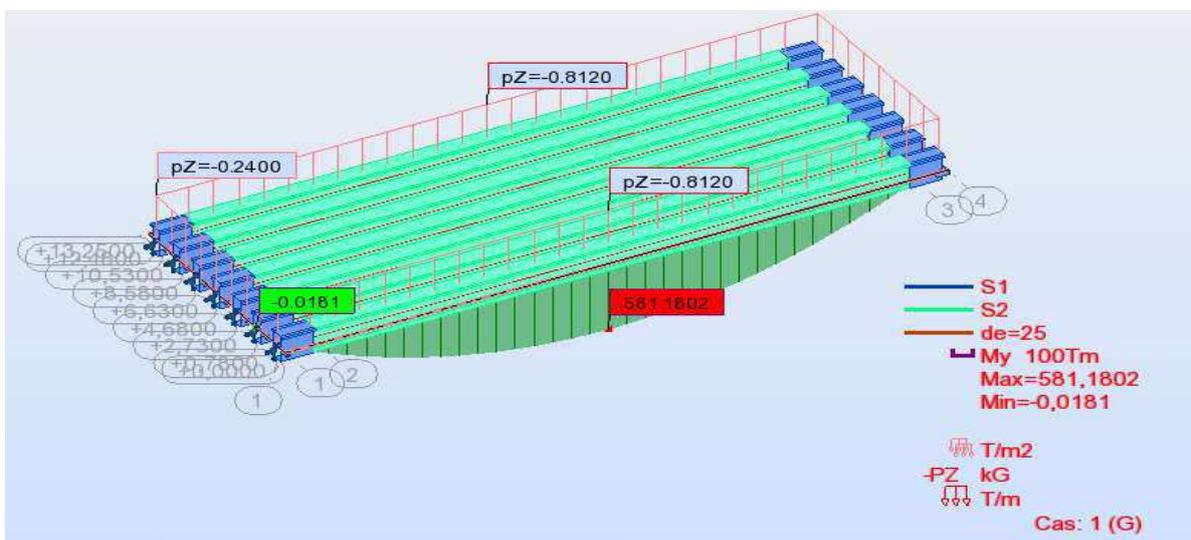


Figure V.23 : Diagramme des moments fléchissants dus aux charges permanentes.

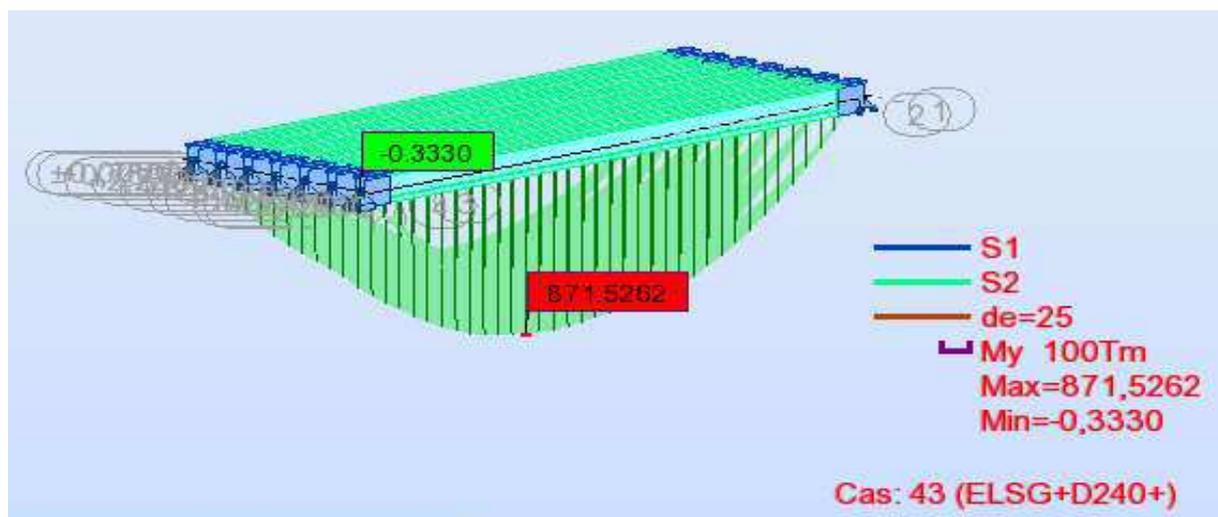


Figure V.24 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à L'ELS (ELS D240).

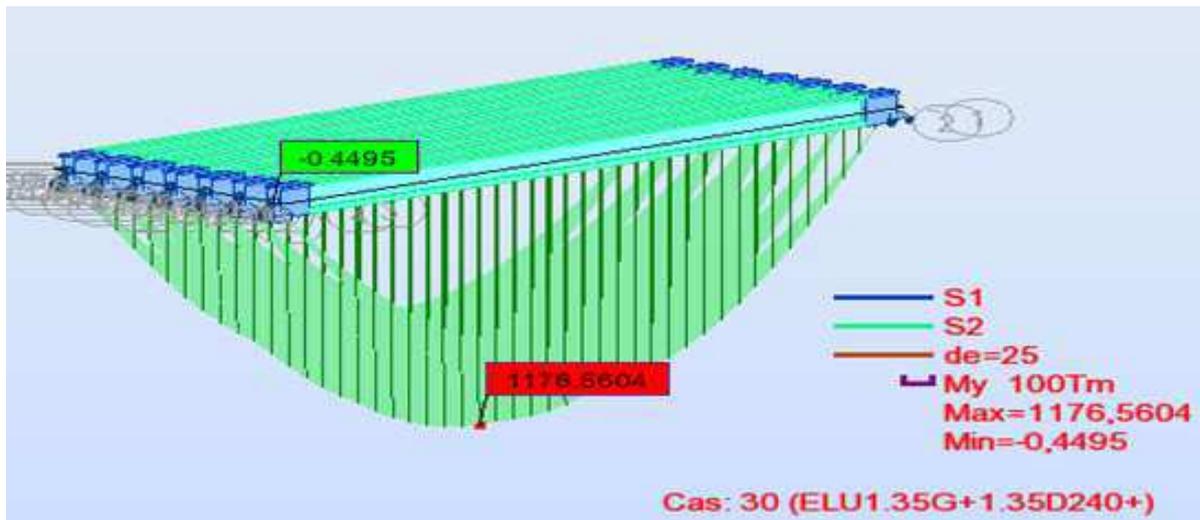


Figure V.25 : Diagramme des moments fléchissant sous combinaison La plus défavorable à l'ELU (ELU D240).

V.7.2 Efforts tranchants

Les Figures V.13 à V.15 représentent les diagrammes des efforts tranchants sous différentes combinaisons.

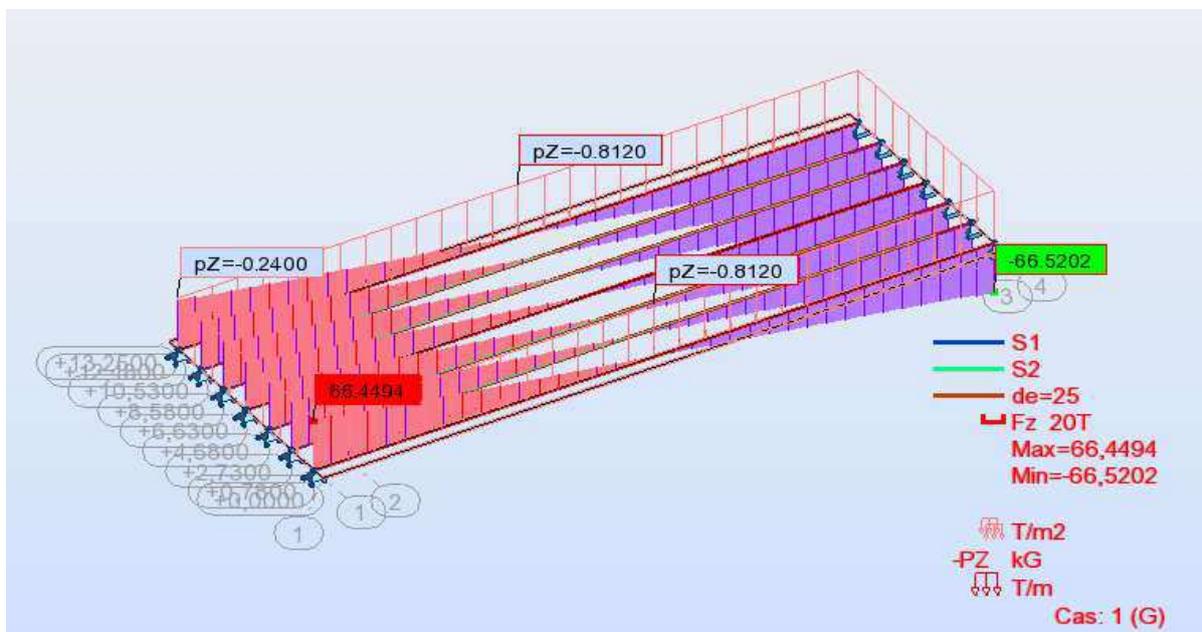


Figure V.26 : Diagrammes des efforts tranchants sous charges permanentes

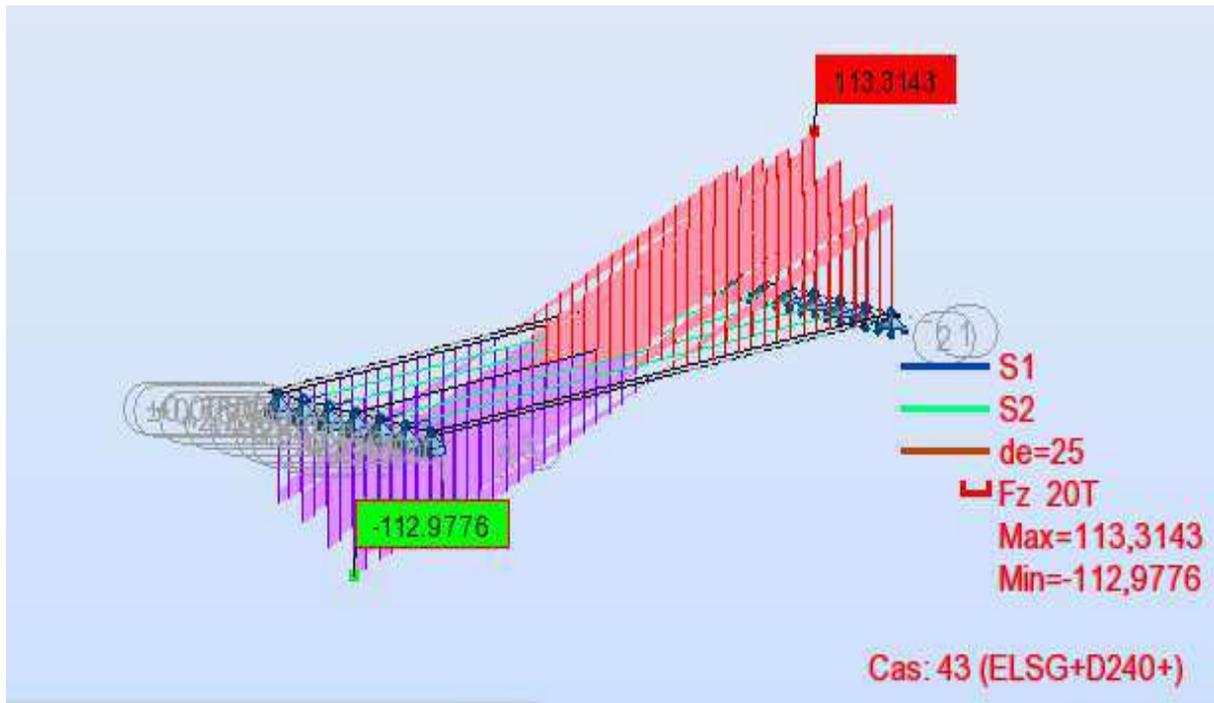


Figure V.27 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS (ELS D240).

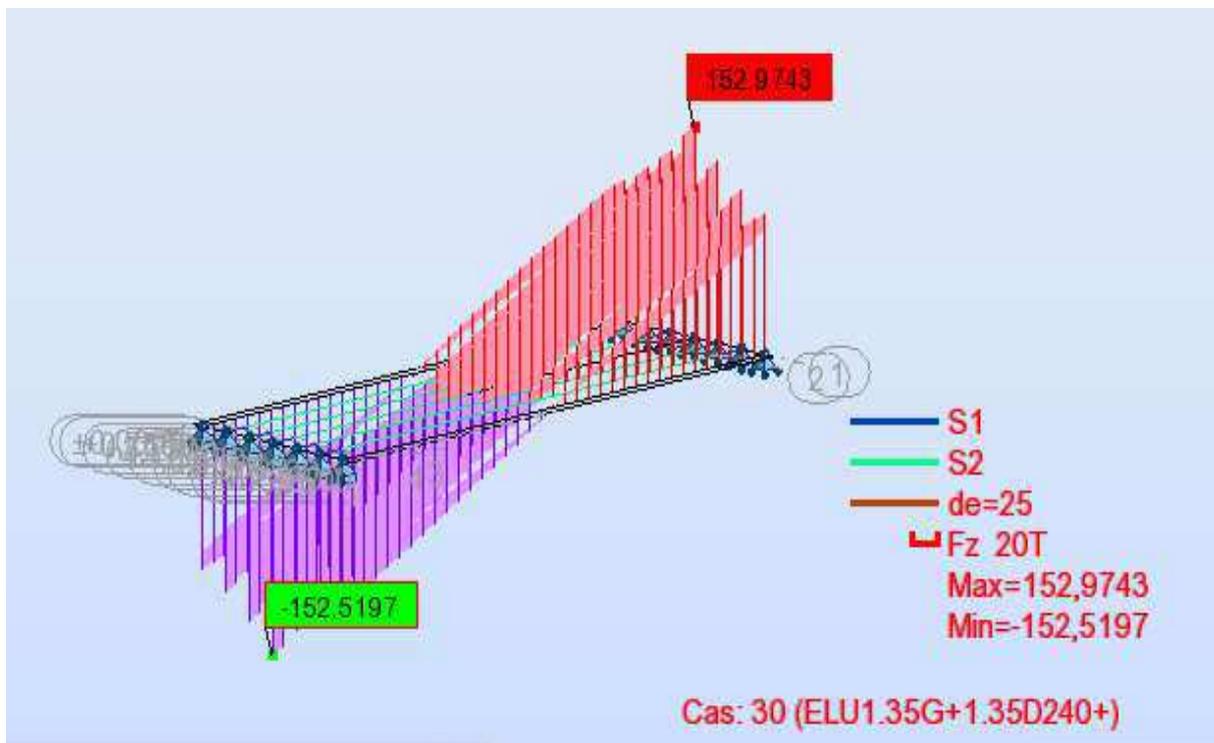


Figure V.28 : Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (ELU D240)

V.7.3. Formes générales des combinaisons d'actions

Le Tableau V.15 récapitule les différentes combinaisons de charges et leur moment et l'effort tranchant maximaux, susceptibles de solliciter le pont :

Tableau V.15 : Différentes combinaisons des charges.

Actions prépondérantes	Combinaison	N° de combinaison	M _{max} (t.m)	T _{max} (t)
ELU	1.35 G+1.6 A(L)	1	1137.71	128.01
	1.35G+1.6 Bc	2	1074.36	131.23
	1.35G+1.35Mc120	3	1002.21	123.56
	1.35G+1.35D240	4	1176.56	152.97
ELS	G+1.2 A(L)	5	846.31	95.22
	G+1.2 Bc	6	798.57	97.63
	G+1.2Mc120	7	779.23	97.42
	G+D240	8	871.52	113.31

V.8. Conclusion

Après avoir déterminé les éléments de réduction, le moment maximum est donné par la combinaison suivante (la poutre la plus sollicitée) :

- $C_p + C_{cp} + D_{240}$ (ELS). tel que $M_{ser\ max} = 695,98\ t.m$ et $T_{ser\ max} = 119,13\ t$.
- $1.35(C_p + C_{cp}) + 1.35 D_{240}$ (ELU) tel que $M_{u\ max} = 1176.56\ t.m$ et $T_{u\ max} = 152,97\ t$.

On pourra, par la suite, procéder au calcul de la précontrainte ainsi qu'au ferrailage des éléments constructifs du tablier, et les vérifier à l'E.L.U et à l'E.L.S.

Chapitre VI

Etude de la Précontrainte

VI.1. Introduction

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le sollicitent.

Cette définition est très générale et peut être aussi appliquée à tout élément précontraint. Dans le cas particulier du béton qui résiste bien à la compression et très mal à la traction, la précontrainte consiste à introduire des contraintes de compression permanentes, uniformes ou non, dans les zones où les charges extérieures provoquent des contraintes de traction.

Dans une structure en béton armé, les sections résistent d'une façon passive dans les zones tendues où le béton peut se fissurer et devenir inactif ceci provoque un comportement hétérogène. Par contre, pour les structures en béton précontraint, le traitement mécanique qui consiste à pré comprimer certaines zones peut être considéré comme une manière active de résister aux charges extérieures. On rend ainsi le béton capable de résister efficacement à la traction en l'empêchant ainsi de se fissurer.

Cette propriété est très fondamentale, et dépend essentiellement de la proportion des charges extérieures.

On distingue deux types de précontraintes principales : précontrainte par pré tension et précontrainte par post tension.

VI.2. Domaine d'application

L'invention du béton précontraint est due à l'ingénieur français Eugène Freyssinet. Les premières applications pratiques sont tentées en 1933. Dans les années qui suivent, les performances exceptionnelles de ce nouveau concept sont brillamment démontrées.

Grâce à ses avantages le béton précontraint est utilisé dans les ouvrages d'art et les bâtiments de dimensions importantes : il est l'utilisation courante pour les ponts et d'un emploi très répandu pour les poutrelles préfabriquées des planchers de bâtiments.

On le retrouve dans de nombreux autres types d'ouvrages, parmi lesquels nous citerons les réservoirs, les pieux de fondation et tirants d'ancrage, certains ouvrages maritimes, les barrages, les enceintes de réacteurs nucléaires...etc.

VI.3. Principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou de fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton (Figure VI.1)

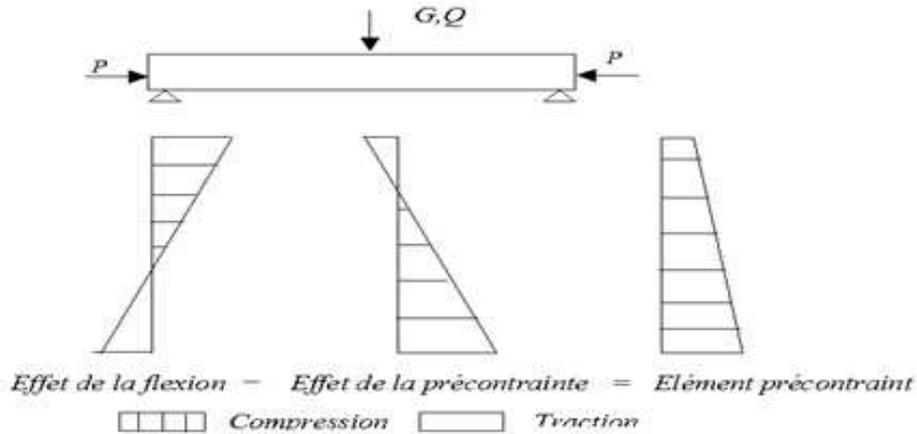


Figure VI.1. Principe de la précontrainte

Cette précontrainte peut être :

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

VI.4. Précontrainte par pré tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton (Figure VI.2). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs (industriels).

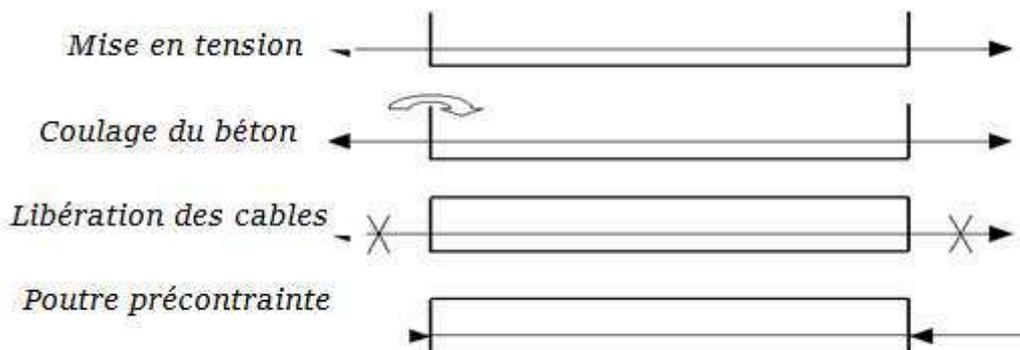


Figure VI.2 : Précontrainte par pré tension

VI.4.1. Etapes générales de réalisation

L'ensemble d'un procédé de précontrainte pré tension comprend les éléments suivants :

1. Mise en tension des câbles.
2. Coulage du béton.
3. La libération des câbles après le durcissement du béton.

Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.

D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :

1. Nettoyage des moules ;
2. Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules ;
3. Déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ;
4. Mise en place des armatures passives ;
5. Mise en place des moules dans leur position finale ;
6. Mise en place des déviateurs éventuels ;
7. Mise en tension des armatures par des vérins ;
8. Mise en place du béton par pont-roulant ou grue ;
9. Vibration du béton ;
10. Etuvage ou chauffage du béton ;
11. Décoffrage ;
12. Dé tension des armatures actives ;
13. Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
14. Manutention et stockage

VI.5. Réglementation

Les réglementations permettant le calcul de la précontrainte sont :

- **BPEL 91** : Béton précontraint aux états limites (B.P.E.L 99).
- **Euro code 2** : (Béton Armé et Béton précontraint).

VI .6. Détermination la force de précontrainte

VI .6.1 Contrainte minimale

La section considérée peut être sous-critique ou sur-critique ainsi le précontraint minimal est :

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

$$P_1 = B \times \overline{\sigma}_m + \frac{M_M - M_m}{\rho \times h}$$

$$P_2 = \frac{\left(\sigma_m \times \frac{I}{V'}\right) + M_M}{C + V' - d'}$$

- M_m = moment du au poids propre de la poutre
- M_M = moment du au poids propre +Max (B_c , A (L), Mcl20, convoi D)

VI .6.2 Caractéristiques de la poutre avec hourdis

Les caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi-travée sont représentées dans le

Tableau VI.1 :

Tableau VI.1 : Caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi-travée

Aire de la section	12325.000 cm²	
Centre de gravité	Yc =0.0 cm	Zc =41.3 cm
Périmètre	838.2 cm	
Moments d'inertie	Iy= 59632324.884 cm⁴	
Distances extrêmes	V=73.7 cm	V'=131.3 cm
ρ	0,526	

$\overline{\sigma}_m$: Contrainte limite minimale de traction

$$\overline{\sigma}_m = -f_{t28}$$

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

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

$$f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times 40)$$

$$\overline{\sigma}_m = -3 \text{ MPa}$$

$f_{t28} = -3 \text{ MPa}$

VI.6.3 Caractéristiques des matériaux

➤ Béton précontraint :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$

❖ Contraintes admissibles :

a/ En compression

1. En construction : $\sigma_{bc1} = 24 \text{ MPa} (0,6x f_{c28})$
2. En service : $\sigma_{bc2} = 20 \text{ MPa} (0,5 x f_{c28})$

b/ En traction

1. En construction : $\sigma_{bt1} = - 4,5 \text{ MPa} (-1,5.f_{t28})$
2. En service : $\sigma_{bt2} = - 3 \text{ MPa} (-f_{t28})$

➤ Acier :

- f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité = 1655,4 MPa.
- f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie = 1860 MPa.
- La section nominale du toron 7 fils $A_P = 139 \text{ mm}^2$
- Diamètres nominal = 15.2 mm
- Section nominale = 140 mm²

VI.6.4. Détermination du nombre de câbles à mi-travée

La précontrainte se calculera pour la section de la poutre avec hourdis à mi travée qui a pour caractéristiques celles données dans le Tableau VI.2 :

Tableau VI. 2 : Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane en BP

Bn (m ²)	I/g (m ⁴)	V' (m)	V (m)	ρ	H(m)
1,2325	0,596	1,313	0,737	0,5263	1,8

Données :

- $M_{MAX} = 8,7152 \text{ MN.m.}$
- $M_{MIN} = 5,8118 \text{ MN.m.}$
- $\Delta M = 8,7152 - 5,8118 = 2,903 \text{ MN.m}$

On calcule les valeurs de P_I et P_{II} correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique ; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section.

- $P_I = \frac{\Delta M}{\rho * h} + B * \sigma'_t$

$$P_I = 1,23(-3) + \frac{2,903}{1,8.0,526}$$

$P_I = -0,59 \text{ MN}$

- $P_{II} = \frac{\sigma'_t * \frac{I}{V'} + M_M}{c + v' - d_i}$

$$P_{II} = \frac{(-3) * \frac{0,596}{0,737} + 8,71}{0,383 + 0,737 - 0,03}$$

$P_{II} = 5.7 \text{ MN}$

- $e_0 = -V' + d'$

$e_0 = -1.27 \text{ m}$

- $P_{II} > P_I$: alors notre section est sur critique, $P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}) = P_{II}$

- $P_0 = \min(0.8 f_{prg} A_p ; 0.9 f_{peg} A_p) = \min(0,206 ; 0,2071)$

NB : Estimation des pertes à **20%**.

- $P_{m(x,t)} = P - \Delta P_{i(x,t)} = P - 0.20 P = n \times 0.8 P_0$

- $P_{\min} \leq n \times P_0 \times 0.80$; avec n = nombre de câbles

- D'où $n \geq 34,98$

Donc : nous prenons.....

$n = 35 \text{ Torons T15 de 7 fils}$

- D'où la tension initiale sera :

$$P = n \times A_p \times \sigma_{p_0}$$

$$P = 35 * 0.000139 * 1655.4 = 8.05 \text{ MN}$$

VI.6.5.L'enrobage

En se référant au BPEL, La distance minimale de l'axe des torons au parement le plus proche, ne doit pas être inférieure à 2,5 fois son diamètre : $d'_{cp} \geq 2,5d = 2,5 \times 1,52 = 3,8 \text{ cm}$

On prend :

- $d'_{cp} = 8.5 \text{ cm}$ verticalement.
- $d'_{cp} = 15 \text{ cm}$ horizontalement

VI.6.6. Disposition constructive des câbles

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire d'avoir un espacement entre-axe minimal des torons, et une distance minimum aux parements :

- L'entre-axe minimal e_{cp} à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à 3 fois le diamètre des armatures : $e_{cp} > 3d = 3 \times 1,52 = 4,56$ cm.

On prend :

- $e_{cp} = 8$ cm verticalement.
- $e_{cp} = 6$ cm horizontalement.

➤ Section médiane :

▪ Poutre seule

- Position de la fibre neutre
 $V = 88,6$ cm ; $V' = 91,4$ cm
- Excentricité équivalente de la force de précontrainte :

$$e_{eq} = \frac{(\sum_1^{35} e_i)}{35} = 64,4 \text{ cm (poutre seul)}$$

▪ Poutre avec hourdis

- Position de la fibre neutre
 $V = 73,7$ cm ; $V' = 131,3$ cm
- Excentricité équivalente de la force de précontrainte :

$$e_{eq} = \frac{(\sum_1^{35} e_i)}{35} = 105 \text{ cm}$$

La disposition constructive des câbles pour la section médiane est donnée dans la Figure VI.3

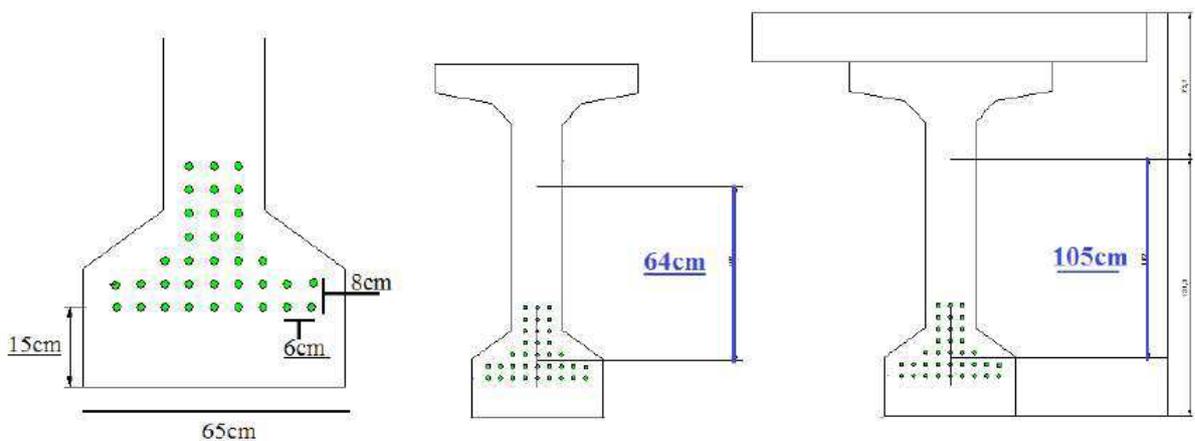


Figure VI.3 : disposition des câbles (section médiane)

➤ **Section d'about**

❖ **Poutre seule**

- Position de la fibre neutre
 $V=86.1$; $V'=93.9$ cm
- -Excentricité équivalente de la force de précontrainte

$$e_{eq} = \frac{(\sum_1^{35} e_i)}{35} = 66.9 \text{ cm}$$

▪ **Poutre avec hourdis**

- Position de la fibre neutre :
 $V=83.1$ cm ; $V'=121.9$ cm
- -Excentricité équivalente de la force de précontrainte :

$$e_{eq} = \frac{(\sum_1^{35} e_i)}{35} = 95 \text{ cm}$$

La disposition constructive des câbles pour la section d'about est donnée dans la Figure VI.4 :

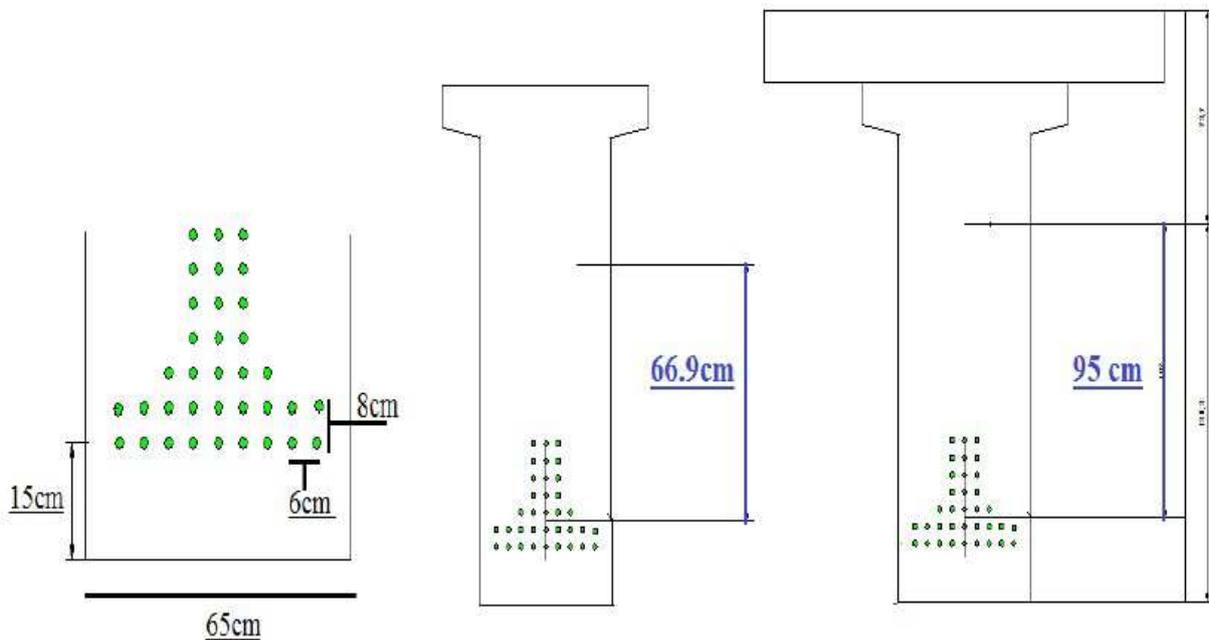


Figure VI.4 : disposition des câbles (section d'about)

VI.7.Calcul des pertes de précontraint

VI.7.1 Définition

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de la mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

VI.7.2. Pertes instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles (elles se produisent dans un temps court) et on distingue :

VI.7.2.1 Pertes de frottement

Lors de la mise en tension, on constate des frottements des armatures sur les coffrages d'extrémité.

Pour les câbles rectilignes :

$$\Delta\sigma_f \approx 1\% \sigma_{p0}$$

$$\Delta\sigma_f = 1\% \times \sigma_{p0}$$

$$\Delta\sigma_f = 0,01 \times 1655,4$$

$$\Delta\sigma_f = 16,55 \text{ MPa}$$

Avec

- σ_{p0} : tension à l'ancrage.

On aura donc pour 35 torons :

$$\Delta\sigma_f = 579,25 \text{ MPa}$$

VI.7.2.2. Pertes par rentée d'ancrage sur le banc

De la perte $\Delta\sigma_g$ due au glissement de l'armature de longueur totale L par rapport à son ancrage :

$$\Delta\sigma_g = E_p \times \frac{g}{L}$$

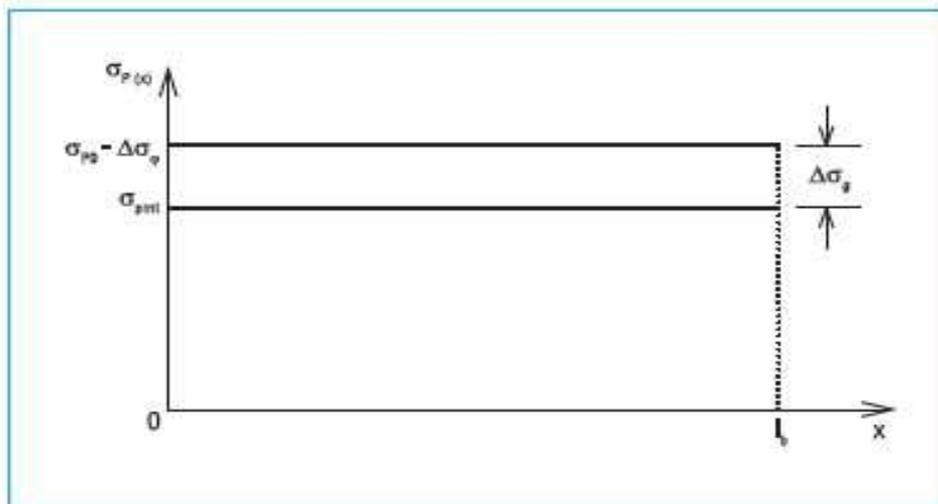


Figure VI.5 : Rentrée d'ancrage pour un câble rectiligne

- **E_p** : module d'élasticité des aciers = 190000 MPa
- **L** : Longueur du banc = 80 m.
- **g** : Rentrée d'ancrage = 2 mm

$$\Delta\sigma_g = 1,9 \times 10^5 \times \frac{2}{80 \times 10^3} \dots\dots\dots \Delta\sigma_g = 4.75 \text{MPa}$$

On aura donc pour 35 torons :

$$\Delta\sigma_g = 166.25 \text{MPa}$$

Les Pertes par rentrée d'ancrage sur le banc sont constants le long de la poutre.

A la fin de la mise en tension, la tension probable dans les torons est:

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g$$

$$\sigma_p = 1655.4 - 16.55 - 4.75 \dots\dots\dots \sigma_p = 1634.04 \text{MPa}$$

VI.7.2.3. Pertes par Raccourcissement instantané du béton

L'évaluation des pertes par raccourcissement instantané du béton est donnée par la relation suivante [selon BPEL]:

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = E_p * \frac{\sigma_{b1}}{E_{bij}}$$

$$\sigma_{b1}(x) = \frac{P_1(x)}{B} + (P \cdot e_0 + Mg) * \frac{e_0}{I}$$

- σ_{b1} : contrainte dans le béton, au niveau du câble moyen sous l'effort de la précontrainte et du poids propre
- E_{bij} : module de déformation instantanée du béton
- Mg : moment dû au poids propre de la poutre

Tableau VI.3 : pertes par raccourcissement instantané du béton

X(m)	0	9	18	27	36
$P_1(x)$ (MN)	8,005	8,005	8,005	8,005	8,005
M_g (MN. m)	0	3,689	4,920	3,694	0
σ_{b1} (x) béton (MPa)	15,151	12,749	10,786	12,740	15,151
$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa) (1seul toron)	2,164	1,821	1,540	1,820	2,164
$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa) (35 torons)	75,752	63,7487	53,931	63,703	75,759

➤ Pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_{inst\ totale} = \Delta\sigma_{f+} + \Delta\sigma_{g+} + \Delta\sigma_{pi}$$

Les principales valeurs sont données dans le Tableau VI.6 :

Tableau VI.4 : Pertes instantanées totales

X(m)	0	9	18	27	36
$\Delta\sigma_{\text{inst totale}}$ (MPa) (seul toron)	23,46455	23,12139	22,84095	23,1201	23,46455
$\Delta\sigma_{\text{inst totale}}$ (MPa) (35 torons)	821,2592	809,2487	799,4331	809,2036	821,2592

VI.7.3. Pertes différées

Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs. Elles se produisent simultanément et pendant un certain temps de la vie des ouvrages.

VI.7.3.1 Pertes dues à la relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_{\rho}(x) = \frac{\sigma * \rho_{1000}}{100} \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$$

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante : [selon BPEL]

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{(inst totale d'un seul câble)}}$$

- $\rho_{1000} = 2.5\%$ => coefficient de relaxation à 1000 h ;
- $f_{prg} = 1770$ MPa => contrainte limite garantie à la rupture ;
- μ_0 : coefficient pris égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

Tableau.VI.5 : Pertes due à la relaxation des aciers

X(m)	0	9	18	27	36
$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1631,535	1631,879	1632,159	1631,88	1631,535
$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa) (1seule toron)	218,8719	219,0083	219,1197	219,0088	218,8719
$\Delta\sigma_{\rho}$ (MPa) (35 torons)	7660,517	7665,289	7669,191	7665,307	7660,517

VI.7.3.2 : Pertes par retrait

La perte de tension due au retrait est donnée par la relation suivante :

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

Avec : ε_r : donné forfaitairement par le règlement BPEL en fonction du climat.

(Pour un climat tempéré sec) $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = 1,9 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 38\text{MPa}$$

VI.7.3.3 : Pertes dues au fluage du béton

La perte de tension due au fluage est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{fl} = 2 * \frac{\sigma_{b2}}{E_{vjb}} * E_p$$

$$\sigma_{b2}(x) = \frac{P2(x)}{B} + (P \cdot e_0 + Mg) * \frac{e_0}{I}$$

- σ_b : Contrainte dans le béton, au niveau du câble moyen sous l'effet de la précontrainte et du poids propre.
- E_{vjb} : Module de déformation différé.

Tableau VI.6 : pertes dues au fluage du béton

X(m)	0	9	18	27	36
P ₂ (x) (MN)	6,9154013	6,91641465	6,91724266	6,91641846	6,91540133
M _g (MN. m)	0	3,689145	4,92075	3,694815	0
$\sigma_{b2}(x)$ (MPa)	13,08924	10,22373	8,259235	10,20101	13,08924
$\Delta\sigma$ fluage totale (MPa) (35 câbles)	124,3478	97,12547	78,46273	96,90958	124,3478

➤ Calcul du pourcentage des pertes

Les pourcentages des pertes sont donnés dans le Tableau VI.10 :

Tableau.VI.7 : Pourcentages des pertes

X(m)	0	9	18	27	36
$\Delta\sigma$ totale (MPa) (1 seul toron)	246,9757	245,9912	245,289	245,9843	246,9757
$\Delta\sigma$ totale (MPa) (35 torons)	8644,148	8609,693	8585,116	8609,45	8644,148
% $\Delta\sigma$	15.2%	14.86%	14.82%	14.86%	15.2%

On constate que le pourcentage des pertes est maximal dans la section d'about ; il a une valeur de **15.2%**. Ces pertes ne dépassent pas l'estimation initiale qui était de **20 %**.

VI.8. Vérification des contraintes

VI.8.1. Justifications aux E.L.S

Les Différentes sollicitations agissant sur la section de la poutre sont représentées dans la Figure VI.6 :

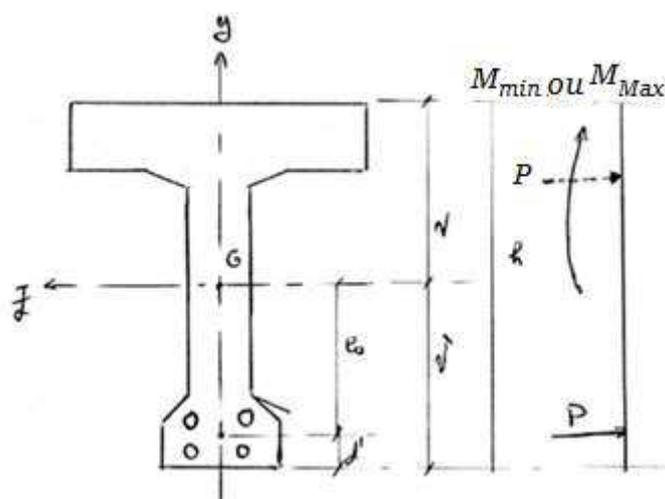


Figure VI.6 : Différentes sollicitations agissant sur la section de la poutre précontrainte

➤ **Etat à vide**

- $\sigma_c = P/B_n - M_p.V'/I_{GN} - M_m.V'/I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$
- $\sigma_t = P/B_n + M_p.V'/I_{GN} + M_m.V'/I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$

➤ **Etat en charge**

- $\sigma_t = P/B_n - M_p.V'/I_{GN} - M_M.V'/I_{GN} \geq \sigma_{t \max}$
- $\sigma_c = P/B_n + M_p.V'/I_{GN} + M_M.V'/I_{GN} \leq \sigma_{c \max}$

Tel que :

- $\sigma_{c,t}$: contrainte de compression (σ_c) ou contrainte de traction (σ_t) ;
- M_p : moment dû à la précontrainte ($M_p = F \times \text{le nombre de câbles} \times e_{eq}$) ;
- P : effort de la précontrainte (P_1 ou P_2) ;
- M_m : moment dû aux charges permanentes ;
- M_M : moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation ;
- $\sigma_{c,t \max}$: contrainte admissible (compression ou traction);
- B_n : section nette ;
- I_{GN} : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.
- $\sigma_{c \max} = 0,6 f_{cj} = 24 \text{ MPa}$. (Cas d'une combinaison permanente)
- $\sigma_{t \max} = 3 \text{ MPa}$.

VI.8.1.1. Vérification des contraintes normales dans la section à mi-travée

La vérification des contraintes normales est faite par la combinaison (1.35G+1.35D240)

Tableau.VI.8 : Tableau des données pour la section médiane (à mi- travée)

M vide (MN.m)	5,81
M charges (MN.m)	8,72
P (MN)	8,053
ΔP_{inst}	1,4%
ΔP_{tot}	20%
P_{inst} (MN)	7,940258
P_{tot} (MN)	6,4424
B (section) (m²)	1,23
I (inertie) (m⁴)	0,596
e (m)	1,02
v' (m)	1,313
v (m)	0,737

Tableau.VI.9 : Vérification des contraintes normales dans la section à mi-travée

Phase	-	Contraintes (MPa)	Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
à vide en constriction	σ_{sup}	3,625	-4,5	Vérifiée
	σ_{inf}	11,498	24	Vérifiée
à vide en service	σ_{sup}	4,296	-3	Vérifiée
	σ_{inf}	6,915	20	Vérifiée
en charge en service	σ_{sup}	7,895	20	Vérifiée
	σ_{inf}	0,504	-3	Vérifiée

VI.8.1.2. Vérification des contraintes normales dans la section d'about

Les données pour la vérification des contraintes normales dans la section d'about sont données dans le Tableau VI.13.:

Tableau.VI.10 : les données pour la section d'about

M vide (MN.m)	0
M charges (MN.m)	0
P (MN)	8,053
ΔP_{inst}	1,4%
ΔP_{tot}	20%
P_{inst} (MN)	7,940258
P_{tot} (MN)	6,4424
B (section) (m ²)	1,72
I (inertie) (m ⁴)	0,695
e (m)	0,92
v' (m)	1,22
v (m)	0,83

Tableau.VI.11 : Vérification des contraintes normales dans la section d'about

Phase		Contraintes (MPa)	Contraintes admissibles (MPa)	Vérification
à vide en construction	σ_{sup}	-4,075	-4,5	Vérifiée
	σ_{inf}	17,439	24	Vérifiée
à vide en service	σ_{sup}	-3,332	-3	Non Vérifiée
	σ_{inf}	14,149	20	Vérifiée
en charge en service	σ_{sup}	-3,332	-3	Non Vérifiée
	σ_{inf}	14,149	20	Vérifiée

NB :

On a une contrainte de traction dans la fibre supérieure qui dépasse la contrainte limite de traction.

Pour cela il existe 03 solutions, soit :

- Changer les caractéristiques géométriques de la poutre.
- Augmenter l'effort de précontrainte.
- Utiliser un béton de résistance caractéristique à la compression $f_{c28} > 40$ MPa.

Les 03 solutions ne sont pas économiques, c'est pour cela on adoptera une solution qui consiste à placer des armatures passives pour reprendre la traction

VI.8.2 Armatures passives

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

VI.8.2.1. Armatures longitudinales en zone tendue

Leur section et donnée par :

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_c} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \right)$$

- B_t : désigne l'aire de la partie tendue du béton.
- σ_{bt} : contrainte maximale de traction du béton en valeur absolue.

- N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux contraintes de traction exercées sur l'aire du béton tendu.

$$B_t = 100 \times 15 + 5 \times 27,5 + 10 \times 10 + 4,2 \times 25 = 1842,5 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = b \left(\frac{1}{2} y \times \sigma(v) \right)$$

$$N_{Bt} = \left[1000 \left(\frac{1}{2} \times 342 \times 4,1 \right) \right] \times 10^{-3} = 701,1 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \right)$$

$$A_s \geq \frac{0,18425}{1000} + \left(\frac{0,701}{500} \times \frac{3}{4,1} \right) = 1,2 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_s \geq 12,1 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA16

VI.8.2.2. Armatures de peau

➤ Armatures longitudinales

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et les variations de température.

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferrailage.

La section à prendre en compte est donnée par :

- $A_s \geq \max$
 - 3cm²/m de longueur mesurée sur une section droite
 - perpendiculaire à leur direction.
 - 0,1% de la section du béton (section médiane homogène)

- $A_{min} \geq 0,1\%$ de la section du béton

❖ A mi- travée

- $A \geq 0,1\% \times 7462 = 7,4620 \text{ cm}^2$. On choisit des armatures **10HA10 (7,85 cm²)**

❖ Section d'about

- $A \geq 0,1\% \times 12280 = 12,28 \text{ cm}^2$. On choisit des armatures **10HA12 (12,44 cm²)**

Les schémas de ferrailage longitudinal sont donnés dans les Figure VI.7 et VI.8 :

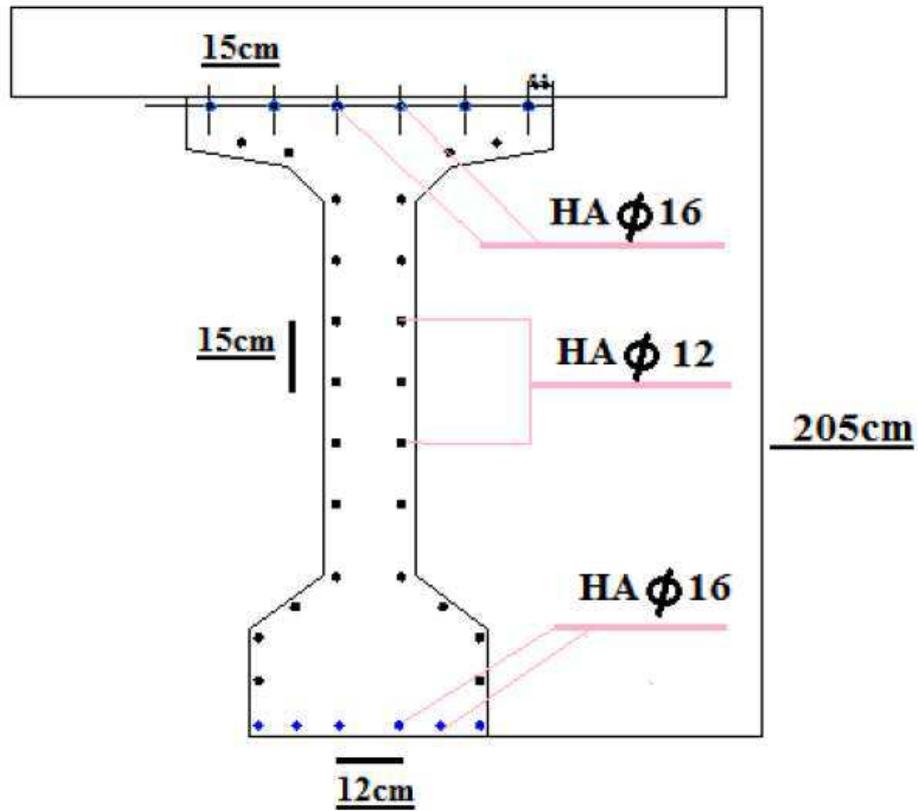


Figure VI.7 : Ferrailage longitudinal de la poutre précontrainte dans la section médiane

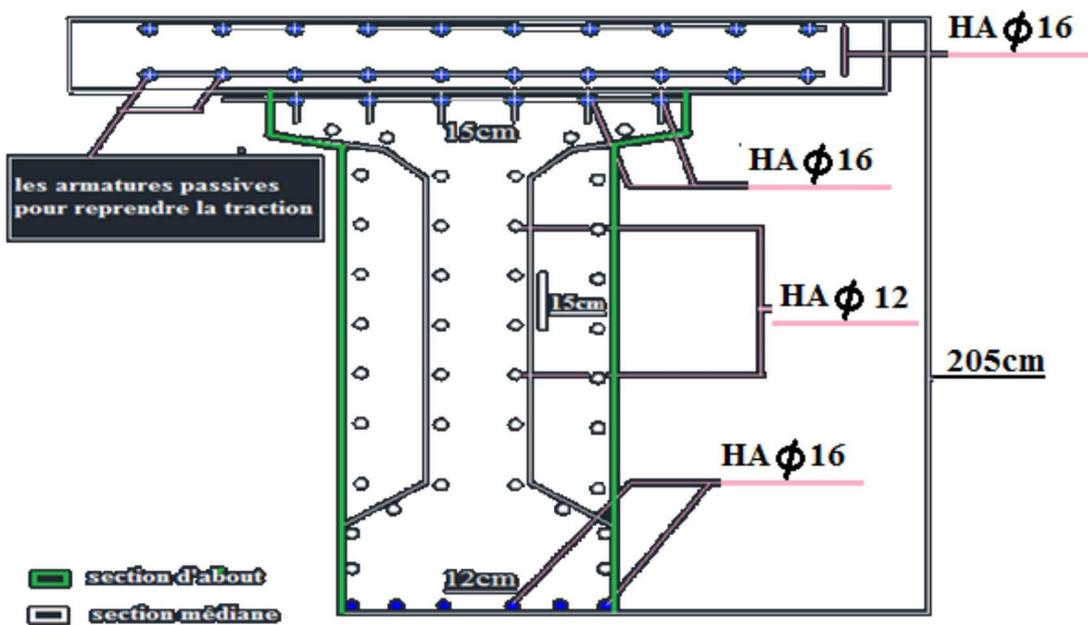


Figure VI.8 : Ferrailage longitudinal de la poutre précontrainte dans la section d'about

VI.8.3 Vérification de la flexion à L'E-L-U

Pour le calcul à l'état limite ultime, on a utilisé la méthode des 3 pivots qui est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le béton tendu est négligeable.
- Le comportement des matériaux est non linéaire.
- Il n'existe aucun glissement relatif entre le béton et l'acier.
- La section est droite avant et après déformation.
- Le diagramme de déformation doit passer obligatoirement par l'un des 3 pivots.

VI.8.3.1 Sollicitation de calcul

On utilise la combinaison fondamentale :

$$S_u = S\{P_m + 1,35G + 1,5Q\}$$

$$M_u = 1,35 M_g + 1,5 M_q$$

$$M_u = 11765,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_u = (P_m - \Delta P)$$

$$\Delta P = 20\% P_0$$

$$N_u = 0,80 \times 8050 = 6440 \text{ kN}$$

VI.8.3.2. Mise en équation

➤ Equation d'équilibre

$$N_u = B_c \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} - (A_p \times \Delta \sigma_p) - (A_s \times \sigma_s)$$

- $f_c = 500 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$
- $A_p = 35 \times 139 = 4865 \text{ mm}^2$
- $A_s = 1210 \text{ mm}^2$
- $d_s = (2,05 - 0,05) \times 10^3 = 2 \text{ m}$
- $d_p = (2 - 0,349) \times 10^3 = 1701 \text{ mm}$
- $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$

L'équation ci-dessus s'écrit alors :

$$6440 - 22,67B_c + 4865\Delta\sigma_p + 1210\sigma_s = 0$$

On a aussi l'équation suivante :

$$M_{uM} = \left(B_c \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma b} \times z \right) + A_s (d_s - d_p) \sigma_s$$

Qui devient :

$$M_{uM} - (22,67B_c \times z) - 363000 \sigma_s = 0$$

➤ **Hypothèses des sections planes**

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \longrightarrow \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{1701 - y}{y}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \longrightarrow \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{2000 - y}{y}$$

➤ **Comportement de l'acier**

❖ **Acier passif**

$$\varepsilon_{\%00} = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{f_e}{1,15 E_s}$$

$$\varepsilon_{\%00} = \frac{500}{1,15 \times 2 \times 10^5}$$

$$\varepsilon_{\%00} = 2,17 \times 10^{-3}$$

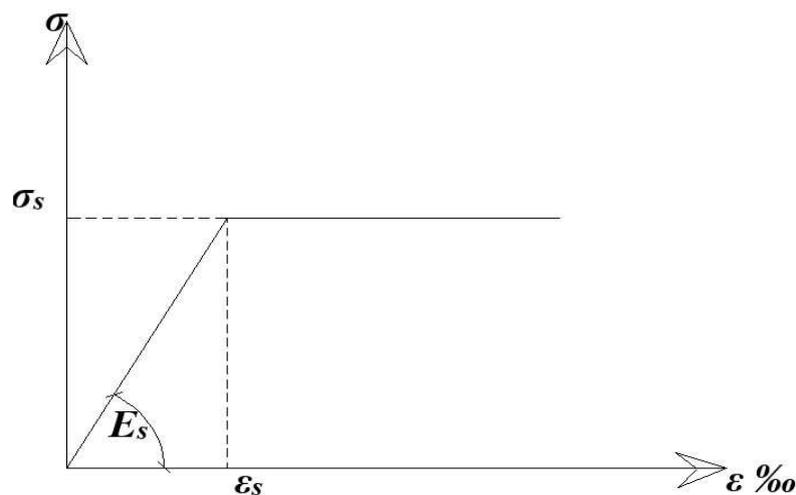


Figure VI.9 : Loi de comportement (contraintes - déformation) de l'acier

❖ Acier Actif

$$\sigma_p = \frac{0,9 f_{peg}}{1,15}$$

$$\sigma_p = \frac{0,9 \times 1655,4}{1,15} = 1295,5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\varepsilon_p = \frac{1295,53}{2 \times 10^5} = 6,4 \times 10^{-3}$$

L'équation d'équilibre des contraintes s'écrit :

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p}$$

$$\sigma_{pm} = \frac{6440 \times 10^3}{4865} = 1323,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{bpm} = \frac{P_m}{B_n} + \left[\left((P_m \times e_p) + M_m \right) \frac{e_p}{I_n} \right]$$

Avec :

- $B_n = 12325.000 \text{ cm}^2$
- $e_p = -0,92 \text{ m}$
- $I_n = 59632324.884 \text{ cm}^4$

$$\sigma'_{bpm} = \frac{6440 \times 10^3}{1,2325 \times 10^6} + \left[\left((6440 \times 10^3 \times -0,92 \times 10^3) + 581,18 \times 10^6 \right) \frac{-0,92 \times 10^3}{0,59632324 \times 10^{12}} \right]$$

$$\sigma'_{bpm} = 13,469$$

On calcule :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{1323,7}{2 \times 10^5} = 6,6 \times 10^{-3}$$

$$\Delta' \sigma_p = \frac{5 \sigma'_{bpm}}{E_p}$$

$$\Delta' \sigma_p = \frac{5 \times 13,469}{2 \times 10^5} = 3,3 \times 10^{-4}$$

➤ **A l'état limite ultime**

On prend :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3,5\text{‰} \end{cases}$$

D'après l'équation de l'hypothèse des sections planes :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{2000 - y}{y}$$

$$2,8572 = \frac{2000 - y}{y}$$

$$y = \left(\frac{2000}{1 + 2,8572} \right) \times 10^{-3} \dots\dots\dots \boxed{y = 0,52 \text{ m}}$$

D'après l'équation de l'hypothèse des sections planes :

$$\Delta'' \varepsilon_p = \varepsilon_b \frac{d_p - y}{y}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 3,5 \times 10^{-3} \times \frac{1,701 - 0,52}{0,52} \dots\dots\dots \boxed{\Delta'' \varepsilon_p = 7,49 \times 10^{-3}}$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (6,6 \times 10^{-3} + 0,33 \times 10^{-3} + 7,49 \times 10^{-3}) - \sigma_p (6,6 \times 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 14,42 \times 10^{-3} \sigma_p - 6,6 \times 10^{-3} \sigma_p$$

$$\sigma_{p2} = \varepsilon_{pm} \times E_p$$

$$\sigma_{p2} = 6,6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 \dots\dots\dots \boxed{\sigma_{p2} = 1320 \text{ MPa}}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{p1}}{E} + 100 \left(\frac{1,15 \sigma_{p1}}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 = \varepsilon_1$$

$$\varepsilon_p = \frac{x}{E} + 100 \left(\frac{1,15 x}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 = \varepsilon_1$$

$$\varepsilon_p = \frac{x}{E} + 100 \left(\frac{1,15 x}{1655,4} - 0,9 \right)^5 = 14,49 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \sigma_{p1} = 1507 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 1507 - 1320 \dots\dots\dots \Delta\sigma_p = 187 \text{ MPa}$$

$$Nu = B_c \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} - (A_p \times \Delta\sigma_p) - (A_s \times \sigma_s)$$

$$B_c = 0,8 y_{AB} \times b_0 + (b - b_0) \times h_0$$

$$B_c = 0,8 \times 0,52 \times 0,25 + (1,95 - 0,25) \times 0,25 + (1,00 - 0,25) \times 0,20$$

$$B_c = 0,679 \text{ m}^2$$

$$N_u = [679 \times 10^3 \times 22,6 - (4865 \times 187) - (1210 \times 434)] \times 10^{-3} = 13910,5 \text{ KN}$$

$$13910,5 \text{ KN} > 6440 \text{ KN}$$

La section de béton comprimée est trop grande, le diagramme doit donc pivoter au (A).

On recherche le diagramme de déformation ultime :

D'après l'équation d'équilibre :

$$B_c = \frac{\gamma_b}{0,85 f_{cj}} [N_u + (A_p \times \Delta\sigma_p) + (A_s \times \sigma_s)]$$

$$B_c = \left[\frac{1,5}{0,85 \times 40} [6440 \times 10^3 + (4865 \times 187) + (1210 \times 434)] \right] \times 10^{-6}$$

$$B_c = 0,347 \text{ m}^2$$

$$B_c = 0,8y_{AB} \times b_0 + (b - b_0) \times h$$

$$y = \frac{B_c}{0,8b_0 + (b - b_0) \times h}$$

$$y = \frac{0,347}{0,8 \times 0,25 + (1,95 - 0,25) \times 0,25 + (1,00 - 0,25) \times 0,2}$$

$$y = 0,43 \text{ m}$$

D'après l'équation de l'hypothèse des sections planes :

$$\Delta'' \varepsilon_p = \varepsilon_b \frac{d_p - y}{y}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 3,5 \times 10^{-3} \times \frac{1,701 - 0,43}{0,43} \dots \dots \dots \Delta'' \varepsilon_p = 10,3 \times 10^{-3}$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p (6,6 \times 10^{-3} + 0,3 \times 10^{-3} + 10,3 \times 10^{-3}) - \sigma_p (6,6 \times 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 17,2 \times 10^{-3} \sigma_p - 6,6 \times 10^{-3} \sigma_p$$

$$\sigma_{p2} = \varepsilon_{pm} \times E_p$$

$$\sigma_{p2} = 6,6 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^5 \dots \dots \dots \sigma_{p2} = 1320 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{p1}}{E} + 100 \left(\frac{1,15 \sigma_{p1}}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 = \varepsilon_1$$

$$\varepsilon_p = \frac{x}{E} + 100 \left(\frac{1,15 x}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 = \varepsilon_1$$

$$\varepsilon_p = \frac{x}{E} + 100 \left(\frac{1,15 x}{1644,5} - 0,9 \right)^5 = 17,2 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \sigma_{p1} = 1522 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_p = 1522 - 1320 \dots \dots \dots \Delta \sigma_p = 202 \text{ MPa}$$

D'après l'équation d'équilibre :

$$B_c = \frac{\gamma_b}{0,85 f_{cj}} [N_u + (A_p \times \Delta\sigma_p) + (A_s \times \sigma_s)]$$

$$B_c = \left[\frac{1,5}{0,85 \times 40} [6440 \times 10^3 + (4865 \times 202) + (1210 \times 434)] \right] \times 10^{-6}$$

$$B_c = 0,3506 \text{ m}^2$$

$$N_u \leq \left[350,6 \times 10^3 \frac{0,85 \times 40}{1,5} - (4865 \times 202) - (1210 \times 434) \right] \times 10^{-3}$$

$$N_u = 6440 \text{ kN} \leq 7301,12 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Justification de la résistance_:**

$$M_u = B_c \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \times z + A_s (d_s - d_p) \sigma_s$$

$$z = d_p - 0,4 y$$

$$z = 1,701 - (0,4 \times 0,43) \dots \dots \dots z = 1,529 \text{ m}$$

$$M_u = \left[350,6 \times 10^3 \frac{0,85 \times 40}{1,5} \times 1,529 \times 10^3 + 1210(2000 - 1701)434 \right] \times 10^{-6} = 12,27 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 12272,1 \text{ KN.m}$$

VI.8.4 Vérification des contraintes tangentielles

VI.8.4.1 Justification des contraintes tangentielles à l'E.L.S

Il faut vérifier que :

- $\tau^2 \leq \bar{\tau}_{I}^2 = 0,4 \cdot f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$
- $\tau^2 \leq \bar{\tau}_{II}^2 = \frac{2 \cdot f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$

Avec :

- σ_x : Contrainte normale longitudinale : Son expression a déjà été établie

$$\text{Soit } \sigma(\mathbf{x}) = \frac{P}{B} + (\mathbf{P} \cdot \mathbf{e}_p + \mathbf{M}) \cdot \frac{Z}{I}$$

- τ : Contrainte de cisaillement :

En utilisant la formule classique de R.D.M, la contrainte de cisaillement qui s'exerce sur une fibre de matière d'ordonnée Z , relative à l'effort tranchant réduit, est :

$$\tau(\mathbf{y}) = \frac{V(x) S(Z)}{I \cdot b_0(\mathbf{y})}$$

- $S(z)$: Moment statique par rapport à G_z de la partie de section située au-dessus de l'ordonnée z .
- $b_n(z)$: Largeur nette de la section au niveau y (déduction des largeur de gaines)
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à G_z

Dans notre cas, la contrainte de cisaillement est maximale au niveau de C.D.G de la section.

$$\tau_{s \max} = \frac{V_0 \cdot S_0}{I \cdot b_G}$$

- $V_0=1.13 \text{ t}$: Le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison G+ D240, (Voir chapitre V) ;

$$\tau_{s \max} = \frac{1,13 \cdot 0,52}{0,353 \cdot 0,65} = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} I = \sqrt{0,4 \cdot 3(3 + 5,4)} = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} II = \sqrt{2 \cdot 3 \cdot (0,6 \cdot 40 - 5,4)(3 + 5,4)(3 + 5,4)/40} = 4,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{s \max} < \bar{\tau} I < \bar{\tau} II \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.8.4.2 Justification des contraintes tangentielles à l'ELU

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- La non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

➤ **Armatures transversales de peau**

La section de ces armatures doit être tel qu'elle ait au moins 2 cm² d'acier (soit 1 cadre HA12) / m de parement. Elles sont disposées parallèlement aux sections droites.

❖ **Minimum d'armatures transversales**

D'après la théorie de MORSCH

$$1) \tau_u = \frac{V_0 \cdot S_0}{l \cdot b_0} \quad 2) \frac{0.9 A_{St}}{S_t b_0 x 1.15} f_e > \tau_u$$

Le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison G+ D240,

$$V_0 = 152 \text{ t} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1.52 \times 0.52}{0.35 \times 0.65} = 3.47 \text{ MPa}$$

Avec : $S_t < \min (0.8 h, 3b_0, 1 \text{ m}) = \min (0.8 * 1.8 ; 3 * 0.65 ; 1 \text{ m})$. **$S_t < 1 \text{ m}$**

➤ **Section d'about**

On fixe : **$A_t = 6.154 \text{ cm}^2$ (2 cadre de HA 14).**

On devra avoir : $S_t < \frac{0.9 A_t f_e}{b_0 x 1.15 x 3.47} = \frac{0.9 \times 6.154 \times 0.05}{0.65 \times 1.15 \times 3.47} = 0.106 \text{ m}$

$S_t < 10.6 \text{ cm}$ on prend..... **$S_t = 10 \text{ cm}$ à l'appui**

➤ **Section d'abscisse 1.8 jusqu'à mi- travée**

$$V_0 = 115 \text{ t} \quad ; \quad \tau_u = \frac{1.15 \times 0.331}{0.293 \times 0.25} = 5.18 \text{ MPa}$$

On fixe : **$A_t = 3.08 \text{ cm}^2$ (1 cadre de HA 14).**

On devra avoir $S_t < \frac{0.9 A_t f_e}{b_0 x 1.15 x 2.56} = \frac{0.9 \times 3.08 \times 0.05}{0.25 \times 1.15 \times 2.56}$

$S_t < 10.2 \text{ cm}$ on prend..... **$S_t = 10$ à mi- travée.**

Les schémas de ferrailage transversal sont donnés dans les Figure VI.7 et VI.8

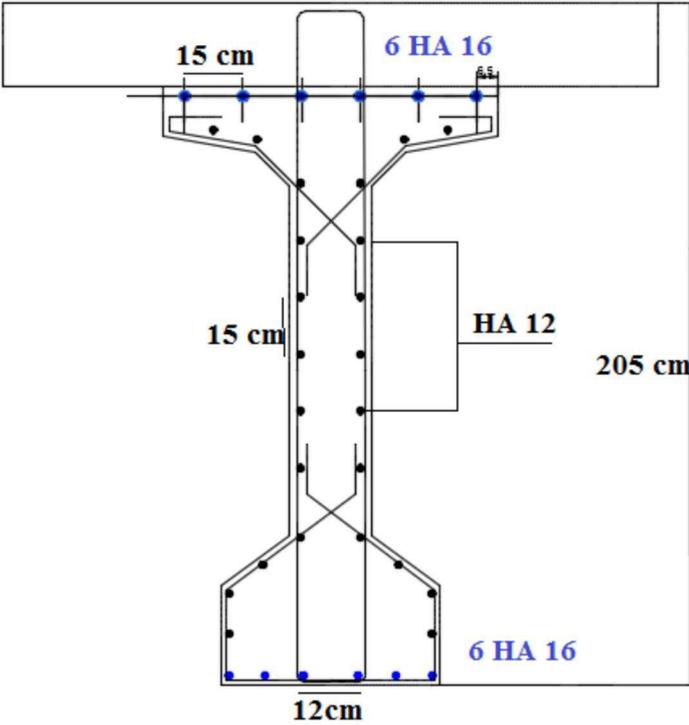


Figure VI.10 : Ferrailage transversal de la poutre précontrainte dans la section a mi-travée

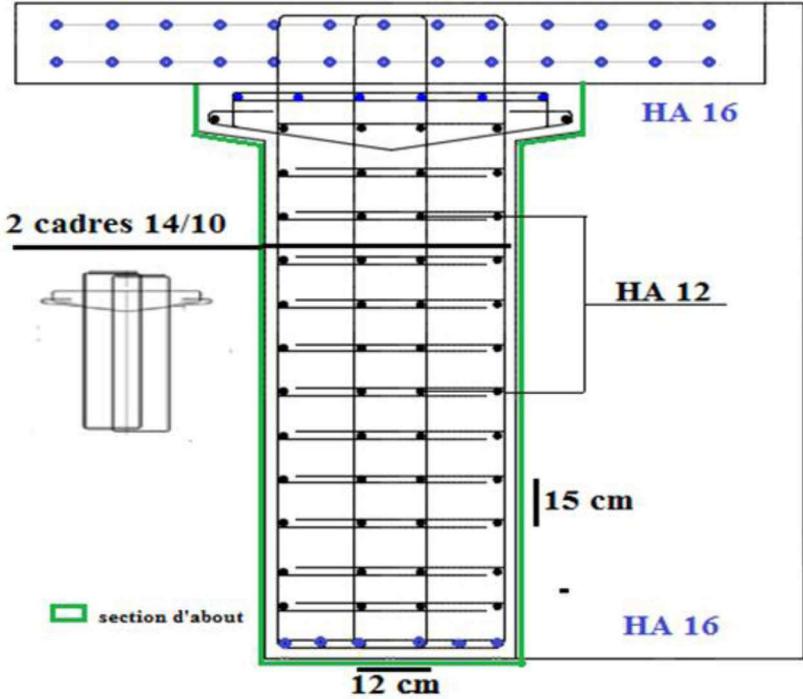


Figure VI.11 : Ferrailage transversal de la poutre précontrainte dans la section d'about

VI.8.4.3 Justification des armatures transversales

➤ La non rupture des armatures transversales

On doit vérifier

$$1) \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \left(\frac{A_t}{b_n \cdot s_t} * \frac{f_e}{1,15} \right) * \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3}; \quad \text{Avec : } \tg 2\beta = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$$

❖ Section d'about

$$\bar{\tau}_u = \left(\frac{6.154}{65.10} * \frac{500}{1,15} \right) * 1.6 - \frac{3}{6} = 6.58 \text{ MPa};$$

$$\tau_{u \max} = 3.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 6.58 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Section d'abscisse 1.8 jusqu'à mi- travée

$$\bar{\tau}_u = \left(\frac{3.08}{25.10} * \frac{500}{1,15} \right) * 2.22 - \frac{3}{6} = 8.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} = 5.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 8.11 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.8.4.4 Justification des bielles de béton

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_u < \frac{f_{cj}}{6}$$

➤ Section d'about

$$3.47 \text{ MPa} < 40/6 = 6.66 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Section d'abscisse 1.8 jusqu'à mi- travée

$$5.18 \text{ MPa} < 40/6 = 6.66 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.9. Conclusion

L'étude dans ce chapitre nous a permis de constater les avantages liés à la précontrainte qui est une phase d'une importance capitale dans le calcul d'un tablier de pont à poutres multiples, car elle permet :

- Le dimensionnement des câbles nécessaires pour reprendre les charges d'exécution et celles de la phase de service.
- Une suppression partielle ou complète des actions des charges.
- Une économie appréciable des matériaux.
- Une augmentation des portées économiques.
- Une réduction des risques de corrosion.

Chapitre VII

Calcul des déformations

VII.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer les flèches et les rotations dues à la charge permanente, aux surcharges d'exploitation et à la précontrainte. Nous déterminerons aussi les déplacements horizontaux dus aux phénomènes qui se produisent dans le temps.

VII.2 Calcul des flèches

VII.2.1 Calcul de la flèche due au poids propre

La flèche due au poids propre est donnée par l'expression suivante :

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times I \times E_v}$$

- L = 34.6 m
- G = 3.1t/ml (poutre + hourdis)
- I : moment d'inertie de la section (poutre + hourdis) = 0,596 m⁴
- E_v = 3700 $\sqrt[3]{40}$ = 12654 MPa

$$f_G = \frac{5 \times 0.031 \times (34.6)^4}{384 \times 0.596 \times 12654} \dots \dots \dots f_G = 0.076m$$

En confirmant avec le logiciel ROBOT on obtient :

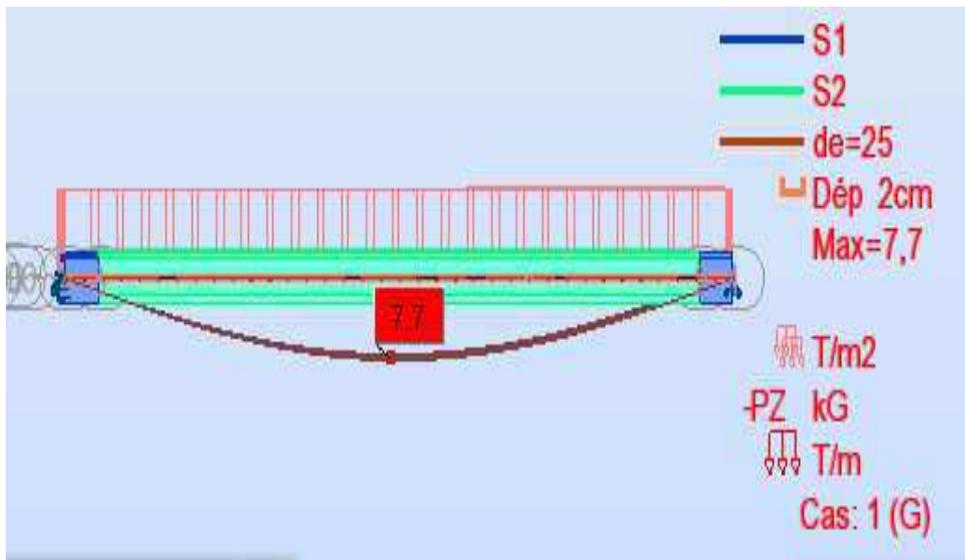


Figure VII.1 : Fleche due au poids propre de la poutre

VII.2.2. Calcul de la flèche due à la précontrainte

Cette flèche est calculée par La Méthode de « MAXWELL - MOHR » tel que :

$$f_p = \frac{1}{E v I} \int_0^L M_p(x) \bar{M} dx$$

Avec :

- **$M_p(x)$: Moment dû à la précontrainte.**
 - $M_p(x) = P_i e_{eqv} = 6.88 \times 1.1 = 7.568 \text{ MN}$.
 - $P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma T) A_p = 6.88 \text{ MN}$
 - $e_{eqv} = L$ 'excentricité des câbles

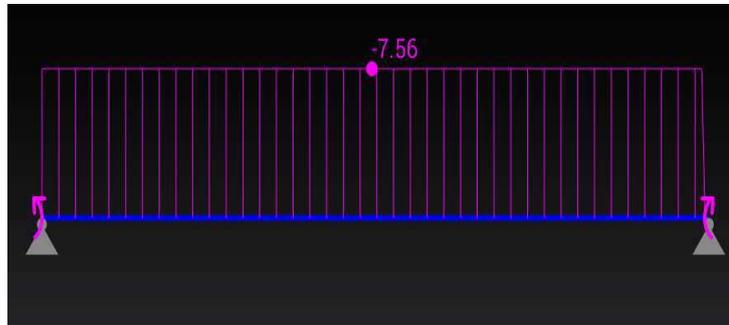


Figure VII.2 : Diagramme de M_p

- **\bar{M} : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.**



Figure VII.3 : Diagramme de \bar{M}

- la flèche due à la précontrainte

$$f_p = \frac{1}{E v I} \int_0^L M_p(x) \bar{M} dx = \frac{1}{12654 \times 0.69} \times 34.6 \times 8.56 \times 0.5 \times (-7.56)$$

$$f_p = -12.8 \text{ cm}$$

VII.2.3. Flèche due aux surcharges

On va continuer le calcul en utilisant le logiciel ROBOT. Le cas le plus défavorable est obtenu par le convoi D240.

$$f_s = 3.8 \text{ cm}$$

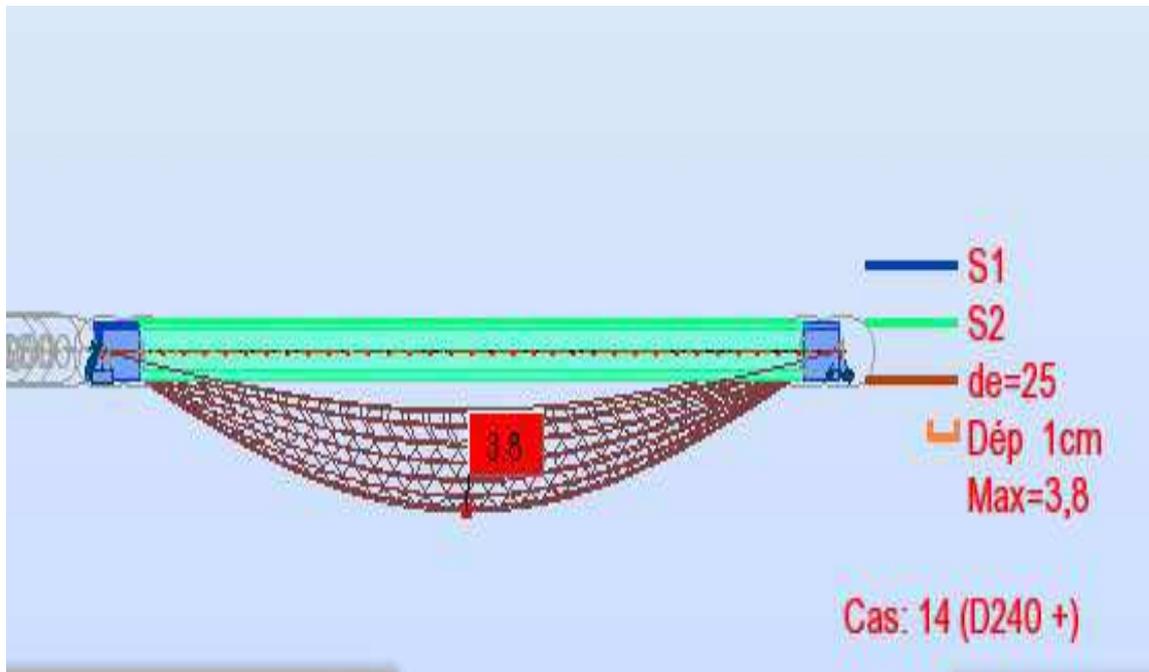


Figure VII .4 : Flèche due aux surcharges

VII.2.4. Flèche en service

La flèche admissible ($L/500 = 7.1 \text{ cm}$) doit être supérieure à la flèche calculée :

➤ **En service à vide**

$$f = f_G + f_p = 0,077 - 0,128 = - 5.10 \text{ cm}$$

La flèche calculée due au poids propre, à la précontrainte et aux surcharges est :

$$f = -5.1 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0.07 \text{ m} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **En service en charge**

$$f = f_G + f_p + f_S = 0.077 - 0.128 + 0.038 = -0.013 \text{ m}$$

$$f = -1.30 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 7.00 \text{ cm} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

VII.3 Calcul des rotations

VII.3.1 Rotation due aux charges permanentes

- $\theta_G = \frac{G \times L^3}{24 \times I \times E_V} = \frac{MG \times L}{3 \times I \times E_V}$
- $\theta_G = \frac{5.8 \times 34.6}{3 \times 12654 \times 0.596} \dots \dots \dots \theta_G = -8.86 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

VII.3.2 Rotation due à la précontrainte

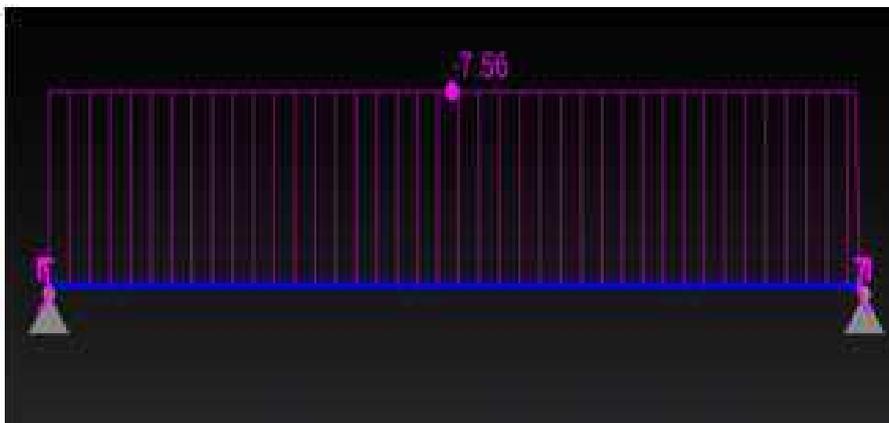


Figure VII.5 : Diagramme de Mp

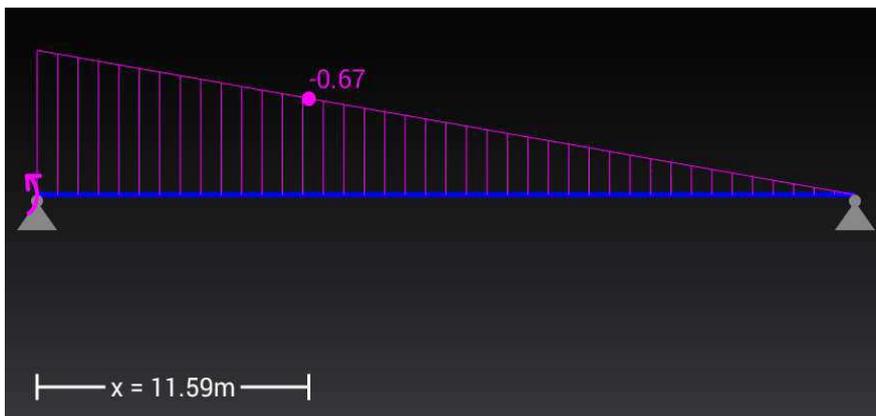


Figure VII.6 : Diagramme de \bar{M}

$$\theta_p = \frac{1}{E_V I} \int_0^L Mp(x) \bar{M} dx = \frac{1}{12,54 \cdot 0,595} \cdot 34,6 \cdot 8,56 \cdot 0,5 \cdot (-0,67)$$

$$\theta_p = 4.66 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

VII.3.3 Rotation sous surcharge

On va poursuivre les calculs en utilisant le logiciel ROBOT. Le cas le plus défavorable est obtenu par le convoi D240.

$$\theta_s = -0.003 \text{ rad}$$

Tableau VII.1 : Rotation et les déplacements sous le convoi D240 obtenus à partir du logiciel ROBOT 2014

	U _X [cm]	U _Y [cm]	U _Z [cm]	R _X [Rad]	R _Y [Rad]	R _Z [Rad]
MAX	0,0	0,0	0,1	0,004	0,003	0,000
Nœud	105	576	172	301	14	10
Cas	D240/9	D240/13	D240/13	D240/10	D240/6	D240/2
MIN	-0,0	-0,0	-3,8	-0,004	-0,003	-0,000
Nœud	45	26	404	588	17	17
Cas	D240/9	D240/12	D240/10	D240/10	D240/13	D240/18

VII.3.4. rotation en service

- la rotation en service à vide

$$\text{donnée par : } \theta = \theta_G + \theta_P = (8,86 - 4,66) \times 10^{-3}$$

$$\text{Soit : } \theta = -4,2 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

- la rotation en service en charge

$$\text{donnée par : } \theta = \theta_G + \theta_P + \theta_s \text{ soit } (4,2 + 3) \times 10^{-3}$$

$$\text{Soit : } \theta = -7,2 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

VII.4. Calcul des déplacements horizontaux

VII.4.1. Déplacement dû à la rotation d'appui (en service et en charge)

Le déplacement est donné par la relation :

$$\Delta h_{\text{rot}} = \theta_{\text{rot}} \frac{ht}{2}$$

Avec :

- $h_t = 2,05 \text{ m}$ (poutre + dalle).
- $\theta_{rot} = 38.11 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

$$\Delta h_{rot} = 38.11 \times 10^{-3} \times 2.05 / 2 \dots\dots\dots \Delta h_{rot} = 39.06 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VII.4.2. Déplacement dû au retrait

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{ret} = \epsilon_r \frac{L}{2}$$

Avec :

- $\epsilon_r = 3 \times 10^{-3}$;
- $L = 34.6 \text{ m}$

$$\Delta h_{ret} = 3 \times 10^{-3} \times 34,6 / 2 \dots\dots\dots \Delta h_{ret} = 5,19 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

VII.4.3. Déplacement dû au fluage

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{fl} = \frac{L * \Delta \sigma_{fl}}{2 E_p}$$

Avec :

- $\Delta \sigma_{fl} = 124,35 \text{ Mpa.}$ (Voir chapitre VI) ;
- $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa.}$

$$\Delta h_{fl} = \frac{34.6 \times 124.35}{2 \times 1.9 \times 10^5} \dots\dots\dots \Delta h_{fl} = 11.3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VII.4.4 Déplacement dû à la variation de la température

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{T^\circ} = \epsilon_T \frac{L}{2}$$

Avec :

- $\epsilon_T = 3 \cdot 10^{-4}$ action de courte durée. ;
- $\epsilon_T = 2 \cdot 10^{-4}$ action de longue durée ;
- $L = 34.6 \text{ m}$

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \begin{cases} \bullet \ 5,3610^{-3} \text{ m} & \text{action de courte durée} \\ \bullet \ 3,6300 \ 10^{-3} \text{ m} & \text{action de longue durée} \end{cases}$$

VII.5 Conclusion

Le bilan des déplacements maximums au niveau de l'appui est donné par la formule :

$$\Delta h_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{\text{ret}} + \Delta h_{\text{fl}}) + \Delta h_{\text{rot}} + \Delta h_{T^{\circ}}$$

On trouve donc :

$$\Delta h_{\max} = \begin{cases} 55.45 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{action de courte durée.} \\ 53.68 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{action de longue durée.} \end{cases}$$

Chapitre VIII

Etude sismique

VIII.1. Introduction

L'importance de l'investissement réalisé ou projeté en ouvrages d'art, ainsi que les graves séismes survenus au cours de cette dernière décennie ont mis en relief la nécessité de la réalisation parasismique des ouvrages.

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Les ponts du réseau routier algérien ont été construits avant l'entrée en vigueur du nouveau règlement parasismique pour les ouvrages d'art (RPOA 2008). Ils ont été dimensionnés de manière empirique pour supporter des tremblements de terre. En conséquence, certains d'entre eux se caractérisent par une sécurité aux séismes insuffisante selon les critères actuels notamment en termes de ductilité et de dispositions constructives.

Aujourd'hui le RPOA est devenu un référentiel spécifique pour les différents acteurs de la construction (Maîtres d'ouvrage, Maîtres d'œuvre, ingénieurs, projeteurs, entreprises...), dans l'établissement et la réalisation des projets d'ouvrages d'art.

VIII.2. Analyse dynamique linéaire avec la méthode du spectre de réponse

VIII.2.1. Définition, domaine d'application

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

Pour les types de ponts suivants définis comme ponts spéciaux, il y a lieu de prendre en compte également les recommandations de l'annexe E d'RPOA : ponts haubanés, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes, etc.

VIII.2.2. Spectres de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique S_{ae} constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique élastique, pour chaque composante de la force sismique (horizontale ou verticale) est établi un spectre de réponse. Il permet de déterminer le déplacement maximal d'un oscillateur (de période T et de taux d'amortissement critique ξ) par rapport à sa base ainsi que l'effort maximal induit dans cet oscillateur F_{max} .

VIII.2.3. Modélisation des fondations

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis.

Les appuis peuvent être considérés fixés au sol. Néanmoins, il est recommandé de prendre en compte les effets d'interaction sol structure lorsque le déplacement du sol est supérieur à 30% du déplacement total du centre de masse du tablier.

VIII.2.4. Modes significatifs

On doit prendre en compte tous les modes ayant une contribution importante à la réponse structurale totale. Ceci est vérifié si la somme des "masses modales effectives", atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

Pour mesurer le degré de participation d'un mode, on doit calculer le facteur de contribution modale par le biais de la formule suivante :

$$\alpha = \frac{D_i^T \cdot M \cdot \Delta}{D_i^T \cdot M \cdot D_i}$$

D_i : vecteur constant dont les coordonnées d_j sont les n déplacements des nœuds au mode i

Δ : vecteur dont les composantes sont soit égales à 1, soit nulles, selon que le déplacement du degré de liberté soit dans la même direction que celle de la base ou non.

M : matrice des masses concentrées

Ce facteur est unique pour chaque mode, et la somme des facteurs de contribution modale de tous les modes, doit être égale à 1.

VIII.2.5. Combinaison des réponses modales

La valeur maximale probable E , de l'effet d'une action (force, déplacement etc.) doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales E_i (règle SRSS).

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

L'effet de cette action doit être supposé agir dans les deux sens.

Lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées $T_i \leq T_j$, avec le rapport $\rho = \frac{T_i}{T_j}$ dépassant la valeur de $\frac{10}{10 + \xi}$ où ξ est le taux d'amortissement visqueux, la règle SRSS n'est pas sécuritaire.

La méthode de la combinaison quadratique complète (méthode CQC) peut alors être appliquée :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

Avec : $i = 1 \dots n ; j = 1 \dots n$

n étant le nombre de modes significatifs considérés avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$$

VIII.2.6. Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

- $E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$
- $E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$
- $E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$

E_x , E_y et E_z étant les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VIII.3. Calculs des spectres horizontal et vertical

VIII.3.1. Classifications du pont

Notre ouvrage appartient aux ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civil, donc on peut le classer en groupe I (pont stratégique).

VIII.3.2. Classification de la zone sismique

L'ouvrage se situe dans la wilaya de 'SETIF' qui est classée en zone IIa, sismicité moyenne.

VIII.3.3. Coefficient d'accélération de zone

Selon le RPOA notre ouvrage est de 1^{er} groupe, dans la zone IIa donc le coefficient d'accélération de zone est $A = 0.25g$

Tableau VIII.1 : Coefficients d'accélération de zone A d'après le RPOA

GROUPE DE PONT	ZONE SISMIQUE			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

VIII.3.4. Classification du site

Selon le rapport géotechnique et la recommandation des experts, le site est classé en **Catégorie 3, site meuble.**

VIII.3.5.Actions sismiques

VIII.3.5.1 Composante horizontale du Spectre - de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par:

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- S : Coefficient de site
- A : Coefficient d'accélération de zone ($A = 0.25g$)
- η : Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = (7 / (2 + \zeta))^{1/2} = 1.00$)
- ζ : Taux d'amortissement ($\zeta = 5.00\%$ (structu(re en béton armé))

On a pour notre ouvrage :

Un Type de sol S3 donc :

- $T_1 = 0.20 \text{ s}$ (Période caractéristique)
- $T_2 = 0.50 \text{ s}$ (Période caractéristique)
- $S = 1.20$ (Facteur du sol)

Le spectre de réponse horizontale est donné dans la Figure VIII.1.

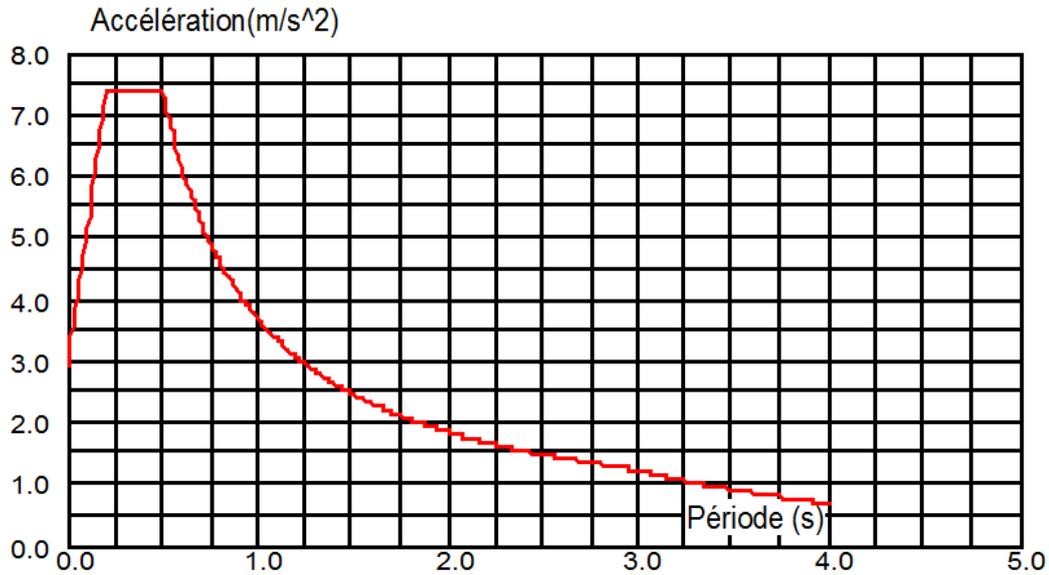


Figure VIII.1 : Spectre de réponse élastique « composante horizontale »

VIII.3.5.2. Composante verticale du Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par

$$S_{ac}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec

- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s²
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- A : Coefficient d'accélération de zone (A = 0.25g)
- α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité ($\alpha = 0.70$ zone IIa)

On a pour notre ouvrage :

➤ **Type de sol : S3**

- T₁ = 0.20 s (Période caractéristique)
- T₂ = 0.40 s (Période caractéristique)

Le spectre de réponse verticale est donné dans la Figure VIII.2.

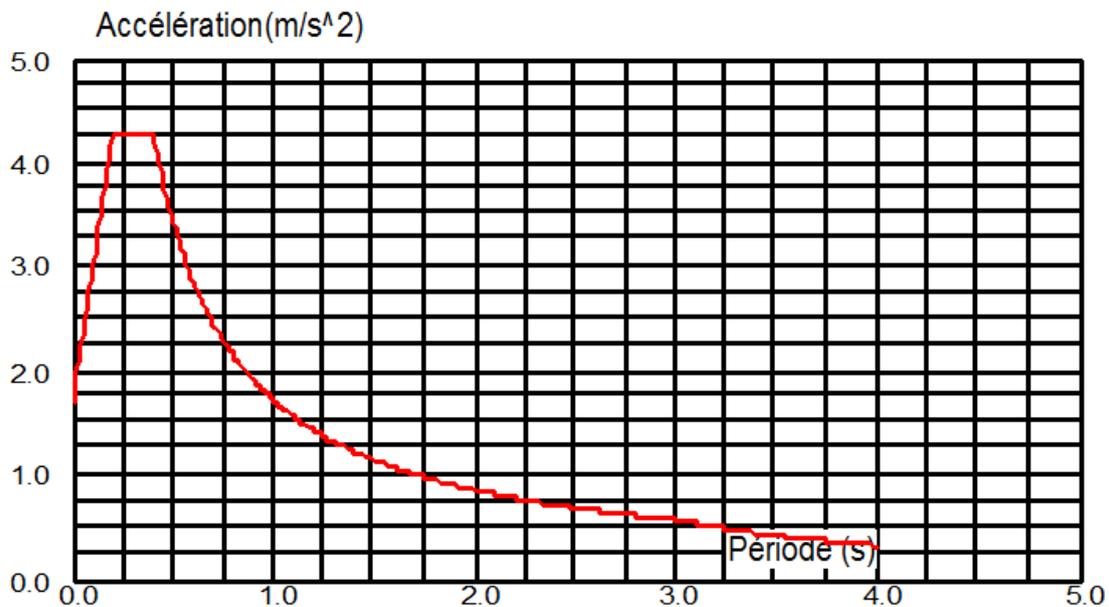


Figure VIII.2 : Spectre de réponse élastique « composante verticale »

VIII.4. Dimensionnement de l'appareil d'appuis

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation.

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

VIII.4.1. Aire de l'appareil d'appuis

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA, Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

La contrainte de compression limite de l'appareil d'appui est 15MPa donc :

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} < 15 \text{ MPa}$$

Les Réactions max dues aux combinaisons 1,35(G + D240) :

- $N_{\max} = 1,35(N_G + N_{D240}) = 164.255 \text{ t}$

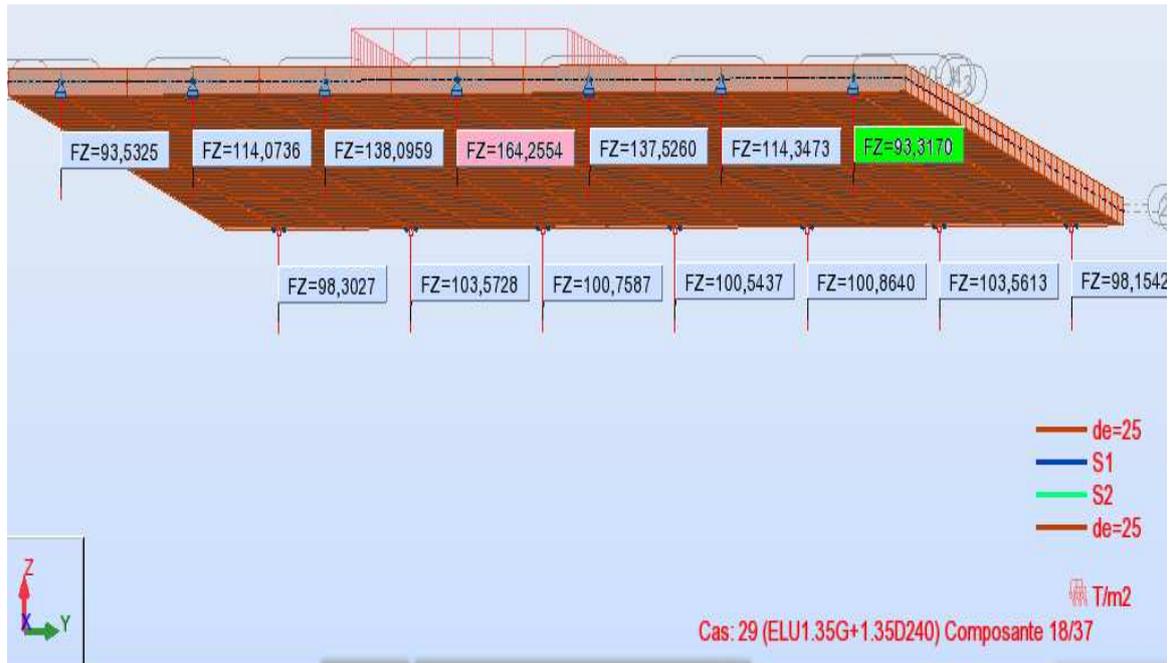


Figure VIII.3 : les Réactions dues aux combinaisons 1,35(G + D₂₄₀)

Donc :

$$a \times b > \frac{164.254}{1500} = 1100 \text{ cm}^2 \Rightarrow a \times b > 1100 \text{ m}^2$$

- a : côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage
- b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage
- $\sigma_m = 15 \text{ MPA}$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui.

VIII.4.2. Hauteur nette d'élastomère T_e

L'épaisseur nominale totale d'élastomère T_e est définie comme suit : $T_e = \sum ti + 2e$.

On doit vérifier la condition $T \geq \frac{\Delta}{0.5}$

- Δ : déformation lente (retrait, fluage, T°)
- $\Delta = 2,19 \text{ cm} = 21.69 \text{ mm} \Rightarrow T \geq \frac{21.9}{0.5}$
- $T \geq 43,8 \text{ mm}$

On peut choisir 4 feuillets intermédiaires de 12 mm et 2 d'enrobages (2 feuillets extérieurs) de 6 mm, soit $T_e = 60 \text{ mm}$.

VIII.4.3. Dimensionnement en plan de l'appareil

➤ Condition de non flambement

$$\frac{a}{10} < T_e < \frac{a}{5} \quad \text{avec } a < b$$

- $5 T_e \leq a \leq 10 T_e \Rightarrow 30\text{cm} \leq a \leq 60\text{ cm}$
- On peut prendre : **a = 300 mm** et **b = 500 mm**.

Donc notre appareil d'appuis contient :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12\text{ mm}$.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t_i/2 = 6\text{ mm}$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3\text{ mm}$.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **300 x 500 ; 5(12 + 3)**

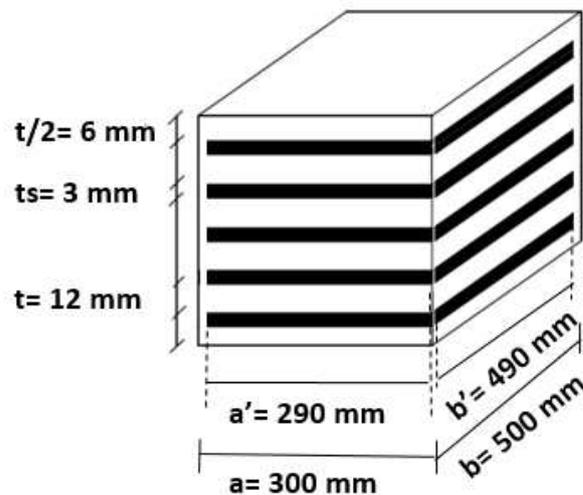


Figure VIII.4 : Dimensions de l'appareil d'appuis

VIII.5. Philosophie et modèle d'analyse sismique

Le viaduc a une superstructure composée de poutres en béton précontraint préfabriquées reposant à leurs extrémités sur des appareils d'appuis néoprène frettés.

La superstructure repose sur un chevêtre en forme de T inversé, les piles sont en forme de rectangulaire et les fondations sont de type profond sur pieux.

Les analyses linéaires de la méthode modale spectrale analysée sont effectuées dans les 2 directions orthogonales et la direction verticale sur un modèle « **barres** ».

Les effets de l'action maximale probable sont déterminés en utilisant les combinaisons :

- $E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$ (1)
- $0.30 E_x + E_y + 0.30 E_z$ (2)
- $0.30 E_x + 0.30 E_y + E_z$ (3)

Le logiciel AUTODESK ROBOT 2014 est utilisé comme un outil d'analyse où on peut choisir une structure d'éléments pour modéliser le comportement de la superstructure, le tablier, le chevêtre et les piles avec des éléments de liaison pour modéliser le comportement des appareils d'appui néoprène.

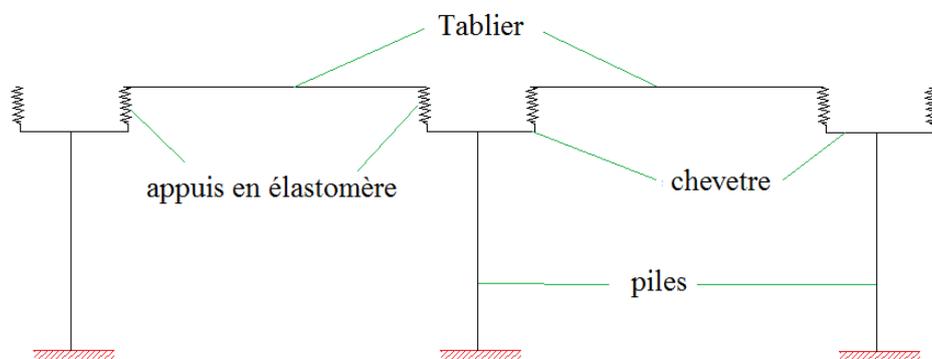


Figure VIII.5 : Modèle simplifié pour l'analyse sismique

Le nombre des modes exigés pour l'analyse est déterminé pour avoir une participation de masses d'au moins égale à 90% dans chaque direction orthogonale.

L'espacement entre la poutre et la partie du T inversé du chevêtre est déterminé pour permettre le mouvement sans aucun choc brusque (30cm)

VIII.5.1. Caractéristiques géométriques du tablier

➤ **Propriétés de la Section Composée (Poutre avec hourdis)**

- $I_y = 0.59 \text{ m}^4$ • $I_z = 0.164 \text{ m}^4$ • $A = 1.23 \text{ m}^2$

➤ **Propriétés de la Section du tablier**

- $I_y^* = 4.056 \text{ m}^4$ • $I_z^* = 127.818 \text{ m}^4$ • $A^* = 8.61 \text{ m}^2$

VIII.5.2.Caractéristiques géométriques et propriétés des piles

VIII.5.2.1.Caractéristiques géométriques de la section transversale

- pile : (1.60 m x 6.00 m)
- $A = 9.475 \text{ m}^2$
- $I_x = 1.9834 \text{ m}^4$
- $I_y = 27.7362 \text{ m}^4$

VIII.5.2.2. Hauteurs des piles

Tableau VIII.2 : Hauteur des piles (gauche et droite)

Numéro de la pile		1	2	3	4	5	6	7
Hauteur de la pile(m)	Gauche	9	9	6	7	8	8	7
	droite	9	7	6	7	8	8	6

VIII.5.3.Propriétés des appuis en élastomère fretté : 300 x 500 x 5 (12 + 3):

➤ Constantes de ressorts pour les directions longitudinale et verticale

• $K_H = \frac{G A}{T_e} = \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.5}{0.06} = 2250 \text{ KN/m}$

• Pour les 7 appuis en élastomères $K_{H \text{ totale}} = 7 \times 2250 = 15750 \text{ KN/m}$

➤ La constante de ressort pour la direction verticale

• $K_V = \frac{E X A}{T_e} = \frac{2000000 \times 0.3 \times 0.5}{0.06} = 5\,000\,000 \text{ KN/m}$

• Pour 7 appuis en élastomères $K_{V \text{ totale}} = 7 \times 5000000 = 35\,000\,000 \text{ KN/m}$

➤ Les constantes de ressort pour rotation autour d'un axe vertical

Avec :

$K_H = 2250 \text{ KN/m}$; $a=1.95 \text{ m}$

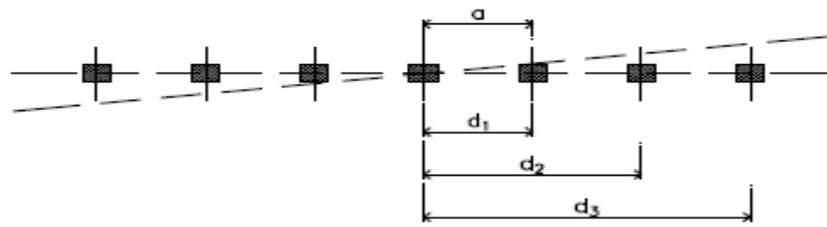


Figure VIII.6 : Rotations de ressort autour d'un axe vertical

- Pour 7 appuis en élastomères :

$$K_{ROT} = 2 \times K_H [(a)^2 + (2a)^2 + (3a)^2] = 239557.5 \text{ kN m/rad}$$

VIII.6. Résultat d'analyse sismique avec logiciel AUTODESK ROBOT 2014

VIII.6.1. Modélisations de l'ouvrage

Afin de déterminer la période et les efforts sollicitant les piles, nous nous appuyons sur le logiciel Robot en modélisant les travées et les piles en s'appuyant sur les hypothèses suivantes :

- Les culées sont supposées infiniment rigides
- les piles sont supposées encastées dans le sol.
- les piles sont modélisées par des éléments barres.
- les appareils d'appui sont des appuis élastiques qui ont une rigidité K calculé précédemment.

NB :

Un calcul unique est effectué pour deux ponts (droit et gauche) parce que la différence entre les hauteurs des piles est négligeable. L'analyse sismique est faite pour le pont gauche.

Les résultats d'analyse peuvent être admissibles pour les deux chaussées

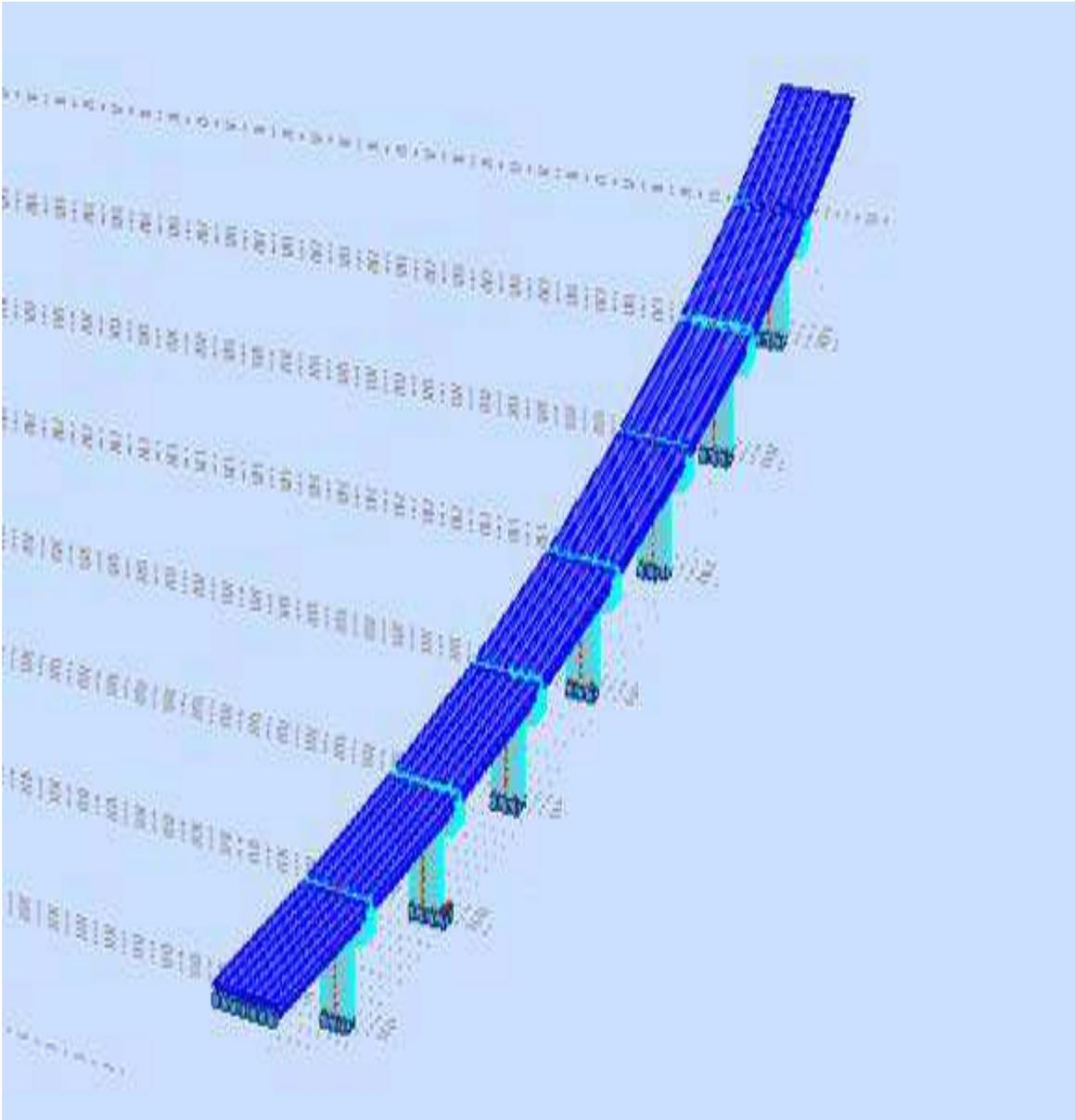


Figure VIII.7 : Modèle 3D du pont

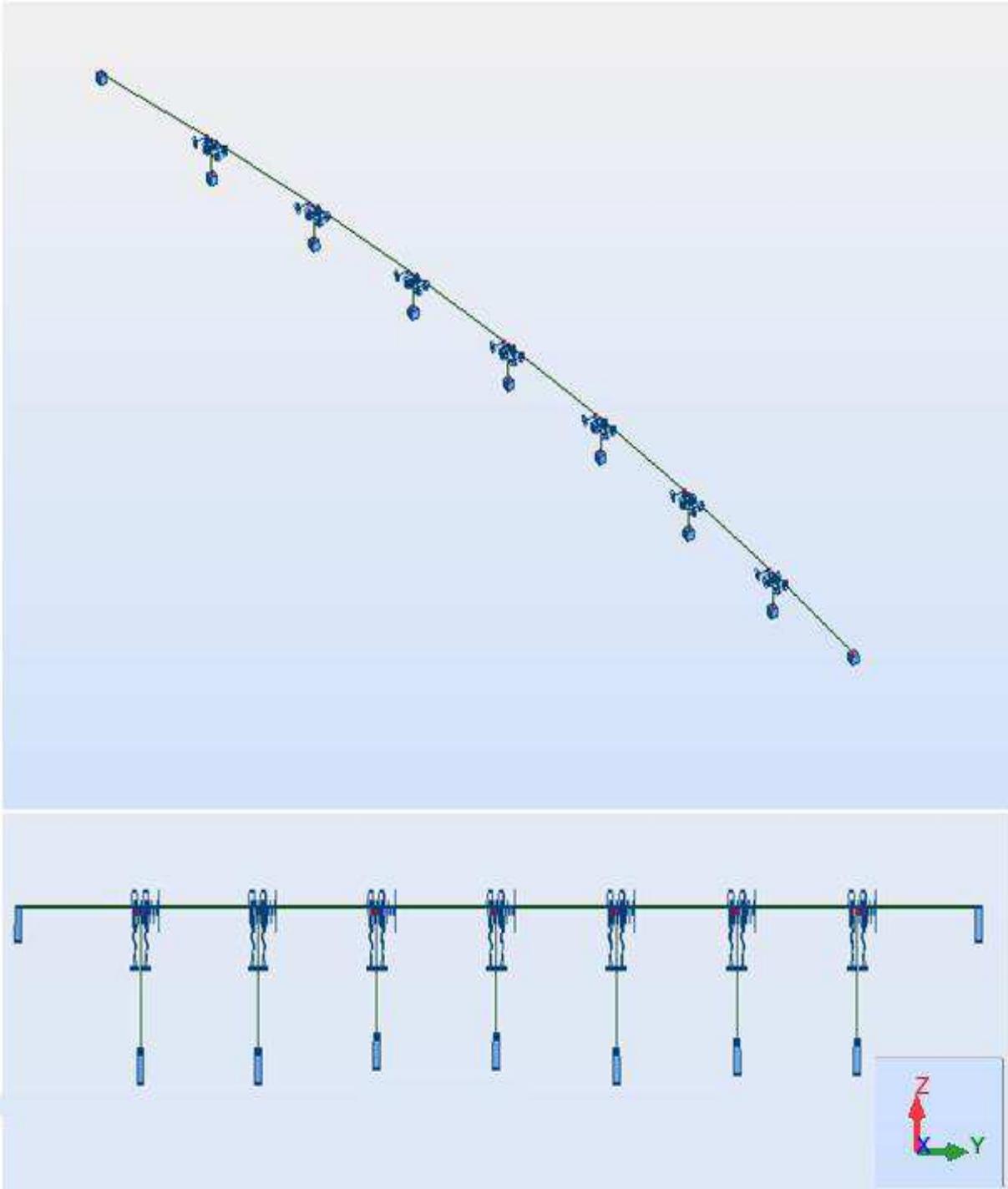


Figure VIII.8 : modèle automatique robot

VIII .6.2.Analyse des résultats

Après l'introduction des combinaisons de charge dans le logiciel Robot, on a trouvé les résultats suivants :

Tableau VIII.3 : Résultats optimaux d'analyse sismique avec logiciel AUTODESK ROBOT 2014

	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masses Cumulées U _X [%]	Masses Cumulées U _Y [%]	Masses Cumulées U _Z [%]
MAX	234527,47	0,121	89,1488	86,387	89,2082
Cas	2 : Modale(CQC)				
Mode	138	1	138	138	138
MIN	7,8615	0,0000	75,1536	0,0030	0,0000
Cas	2 : Modale(CQC)				
Mode	1	138	1	1	1
	Masse Modale U _X [%]	Masse Modale U _Y [%]	Masse Modale U _Z [%]		
MAX	72,6157 ;	75.153	66,79		
Cas	2 : Modale(CQC)				
Mode	3	1	12		
MIN	0,0000	0000	0,0000		
Cas	2 : Modale(CQC)				
Mode	136	135	135		

La figure VIII.9 présente trois modes de vibration dans le sens longitudinal, un mode dans le sens transversal et deux modes dans le sens vertical qui ont été pris à titre d'exemple après la modélisation de notre ouvrage.

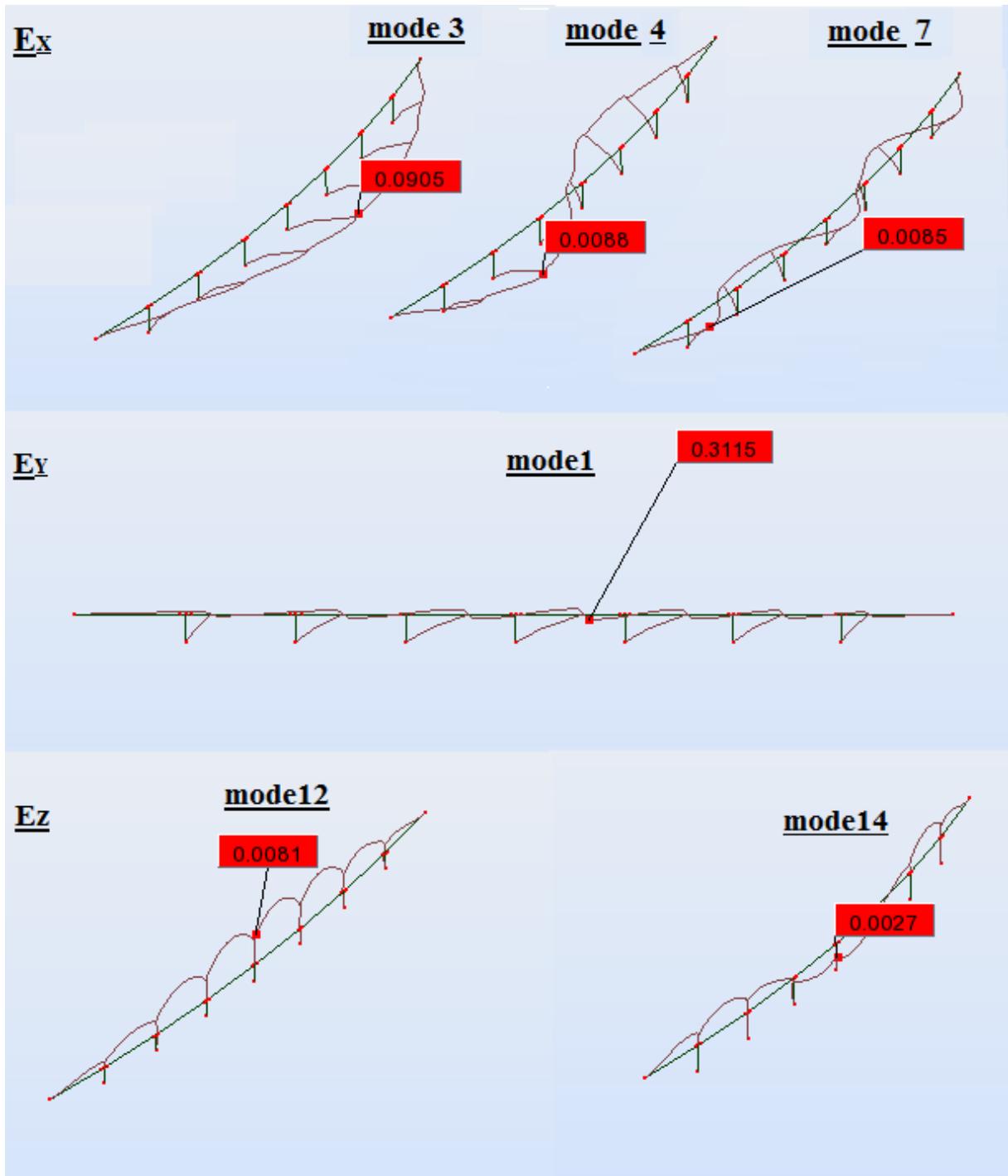


Figure VIII.9 : Modes de vibration du pont

La période fondamentale obtenue est inférieure strictement à la période $T_1=0,2$ s, ce que nous affirme que les autres périodes ne vont pas tomber dans la plage T_1-T_2 , d'où la chance d'avoir le phénomène de résonance

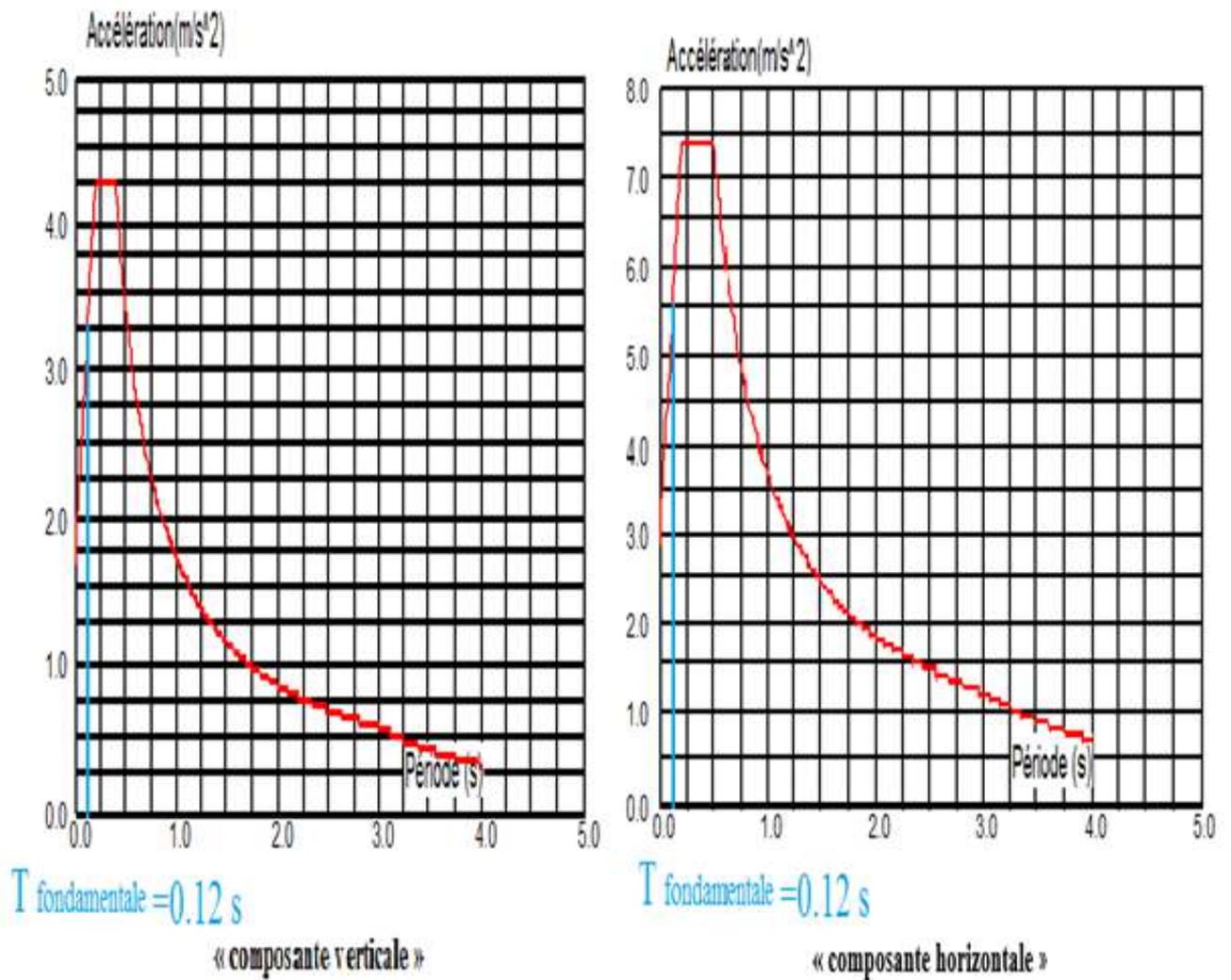


Figure VIII.10 : Position de $T_{\text{fondamentale}}$ dans les spectres de réponse

Tableau VIII.4 : Résultat des réactions données par ROBOT 2014

	FX [t]	FY [t]	FZ [t]	MX [kNm]	MY [kNm]
MAX	458.5	280.7, 83	1316.4	2975.14	3380.4
Nœud	31	25	47	60	31
Cas	12 (C) (CQC) Ex+0.3Ey+0.3Ez	15 (C) (CQC) 0.3Ex-Ey-0.3Ez	1(G)	15 (C) (CQC) 0.3Ex-Ey-0.3Ez	12 (C) (CQC) Ex+0.3Ey+0.3Ez

NB :

Les tableaux des modes propres sont représentés dans l'annexe 2.

VIII.6.3. Déplacement maximal du tablier

Les déplacements maximaux de l'ouvrage engendrés pendant le séisme sont évalués à partir du repère global.

Le déplacement max est $U_{max} = -0,9 \text{ cm}$ sous la combinaison $Ey-0.3Ex+0.3Ez$ (voir annexe2)

VIII.7.Conclusion

Après avoir simulé l'ouvrage dans le logiciel de calcul des structures (Robot) avec toutes les conditions d'appuis, nous avons compris le comportement de l'ouvrage vis-à-vis des chargements dynamiques, à partir duquel nous avons essayé d'élaborer un modèle simple qui représente l'ouvrage.

La procédure à suivre pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage paraît simple, mais en réalité un calcul très lourd et inévitable doit être effectué pour évaluer l'action maximale probable qui peut solliciter l'ouvrage

Chapitre IX

Etude de l'hourdis

IX.1.Introduction

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

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la répartition transversale des efforts.

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

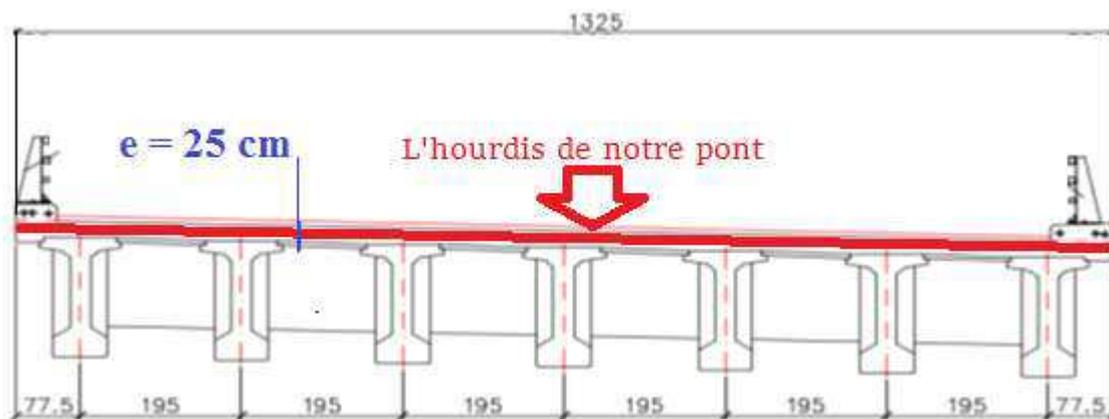


Figure IX.1 : Schéma de l'hourdis avec les différentes dimensions

IX.2.Charges pour le modèle numérique

IX.2 .1.Charges pour le modèle numérique (sap2000) pour le sens transversal

1-Dalle

$$P_{\text{dalle}} = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}$$

2-Couche de roulement

$$P_{\text{c roull}} = 0.06 \times 24 = 1.92 \text{ kN/m}$$

3- Corniche

$$P_{\text{cor}} = (0.263 + 0.25) \times 25 = 12.825 \text{ kN/m}$$

4- Surcharge A

$$A = 30,78 / 3,5 = 8,79 \text{ kN/m}$$

5 - Charge Bc

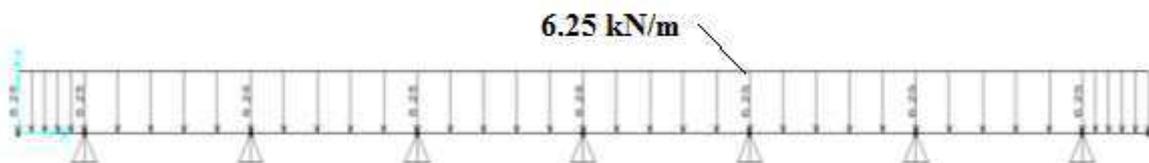
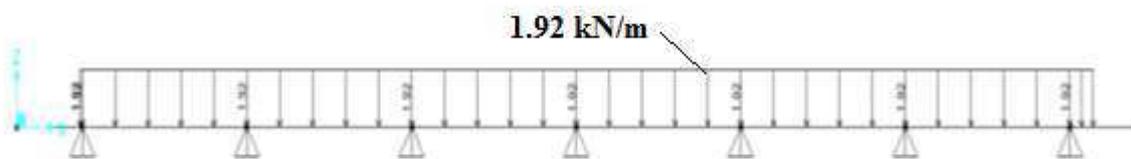
$$B_c = 60.00 \text{ kN}$$

6 - Charge Roulante D240

$$P_{240} = 2400 / (18,60 \times 3,20) = 40,32 \text{ kN/m}$$

7 - Charge Roulante D280

$$P_{280} = 1400 / (11,00 \times 3,30) = 38,57 \text{ kN/m}$$

**Figure IX. 2: Modèle Numérique Sap2000****Figure IX. 3 : Charge " Dalle "****Figure IX. 4 : Charge " Couche De Roulement "**

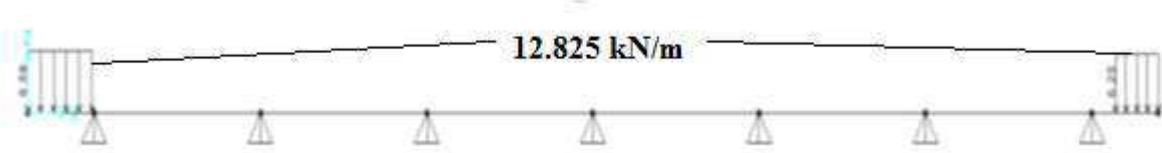


Figure IX. 5 : Charge " Corniche "

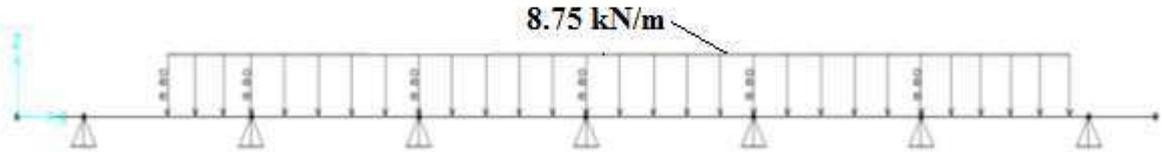


Figure IX. 6 : Charge Roulante A



Figure IX.7 : Charge Roulante Bc



Figure IX. 8 : Charge Roulante D240

X.2.2.Charges pour le modèle numérique (ROBOT 2014) pour le sens longitudinal

Il est clair (d'après le chapitre 5) que le convoi D240 nous donne la situation la plus défavorable, d'où on limite les calculs dans le sens longitudinal à la combinaison 1.35G+1.35D240

IX.3.Les combinaisons d'actions utilisées dans la modélisation de la dalle

IX.3.1.Les combinaisons utilisées dans la modélisation transversale

➤ Combinaison 1

1.35 .Dalle + 1.35 .Couche De Roulement + 1.35 .Corniche + 1.6A

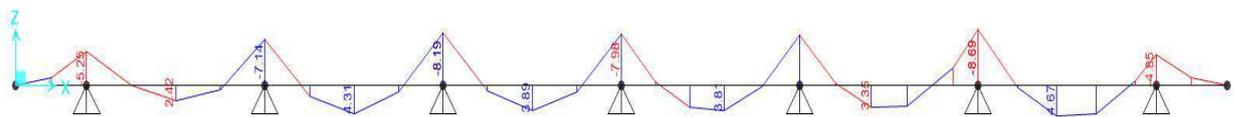


Figure IX. 1 : Moment de flexion sous la combinaison 1

- $M_{travé} = 4.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M'_{appui} = 8.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$

➤ Combinaison 2

1.35 .Dalle + 1.35. Couche De Roulement + 1.6.Bc

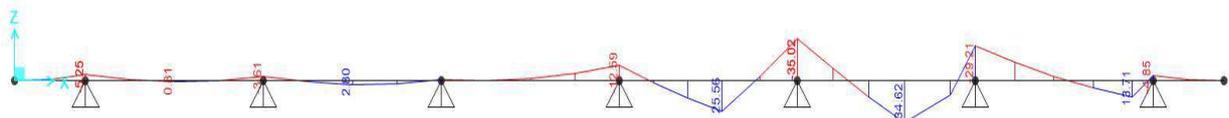


Figure IX. 2 : Moment de flexion sous la combinaison 2

- $M_{travé} = 34.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M'_{appui} = 35.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$

➤ **Combinaison 3**

1.35 .Dalle + 1.35 .Couche De Roulement + 1.35.D240

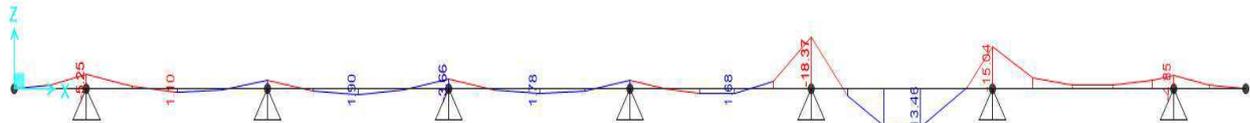


Figure IX. 3: Moment de flexion sous la combinaison 3

- $M_{travé} = 13.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{appui} = 18.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$

➤ **Combinaison 4**

1.35 .Dalle + 1.35 .Couche De Roulement + 1.35 .D280

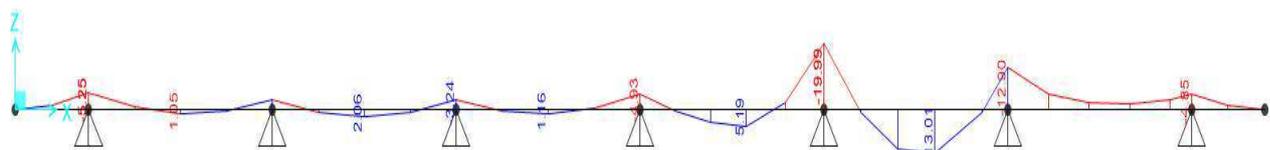


Figure IX. 4: Moment de flexion sous la combinaison 4

- $M_{travé} = 13.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{appui} = 19.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$

➤ **Combinaison 5**

1.00 .Dalle + 1.00 .Couche De Roulement + 1.20.Bc

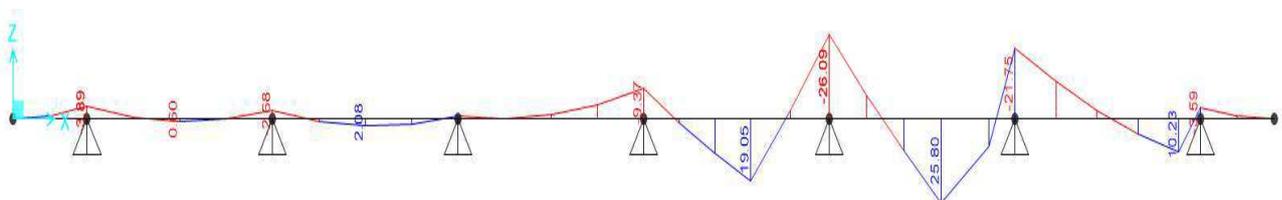


Figure IX. 5: Moment de flexion sous la combinaison 5

- $M_{travé} = 25.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{appui} = 26.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$

IX.3.2. Les combinaisons utilisées dans la modélisation longitudinale

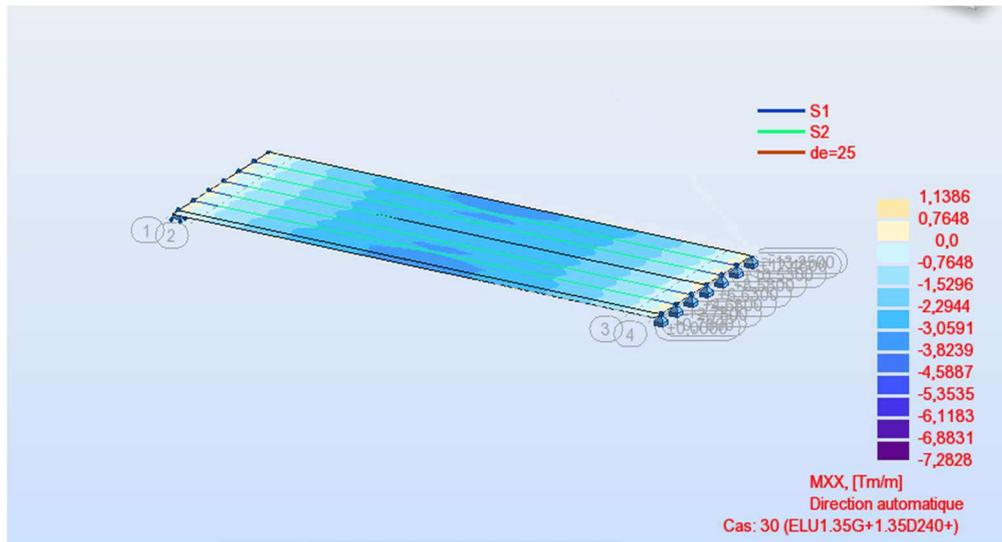


Figure IX. 6: Charge Roulante G+D240 à l'ELU (sens longitudinal)

- $M_{\text{travé}} = 72.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M'_{\text{appui}} = 11.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

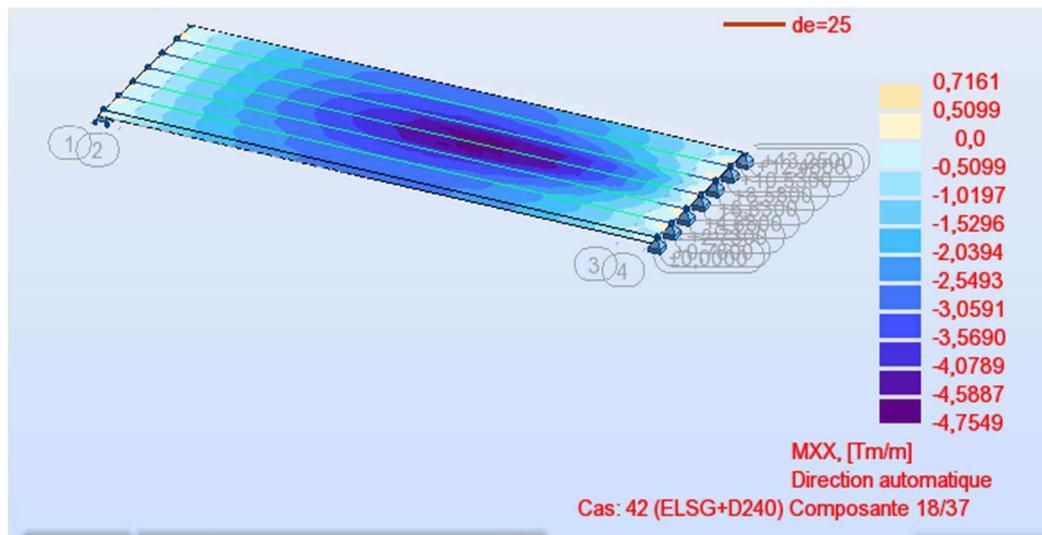


Figure IX. 7 : Charge Roulante G+D240 à l'ELS (sens longitudinal)

- $M_{\text{travée}} = 47.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M'_{\text{appui}} = 7.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$

IX.4.Calcul du ferrillage

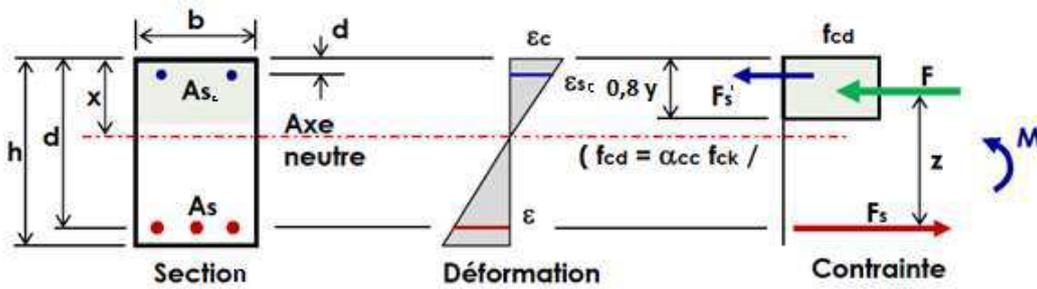


Figure IX. 8 : Calcul en flexion (ferrillage de la dalle)

IX.4.1.Calcul en flexion (ferrillage transversal de la dalle)

➤ Fibre supérieure :

$$M_u = 34.62 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 25.80 \text{ kN.m}$$

Le Ferrillage se fait en flexion simple avec de sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU et de l'ELS.

$$d' = 3 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$

D'après le logiciel de calcul BAEL on trouve :

Figure IX.9: Résultats obtenus par le logiciel BAEL(ELU dalle supérieure transversale)

En faisant un calcul à l'ELS on trouve :

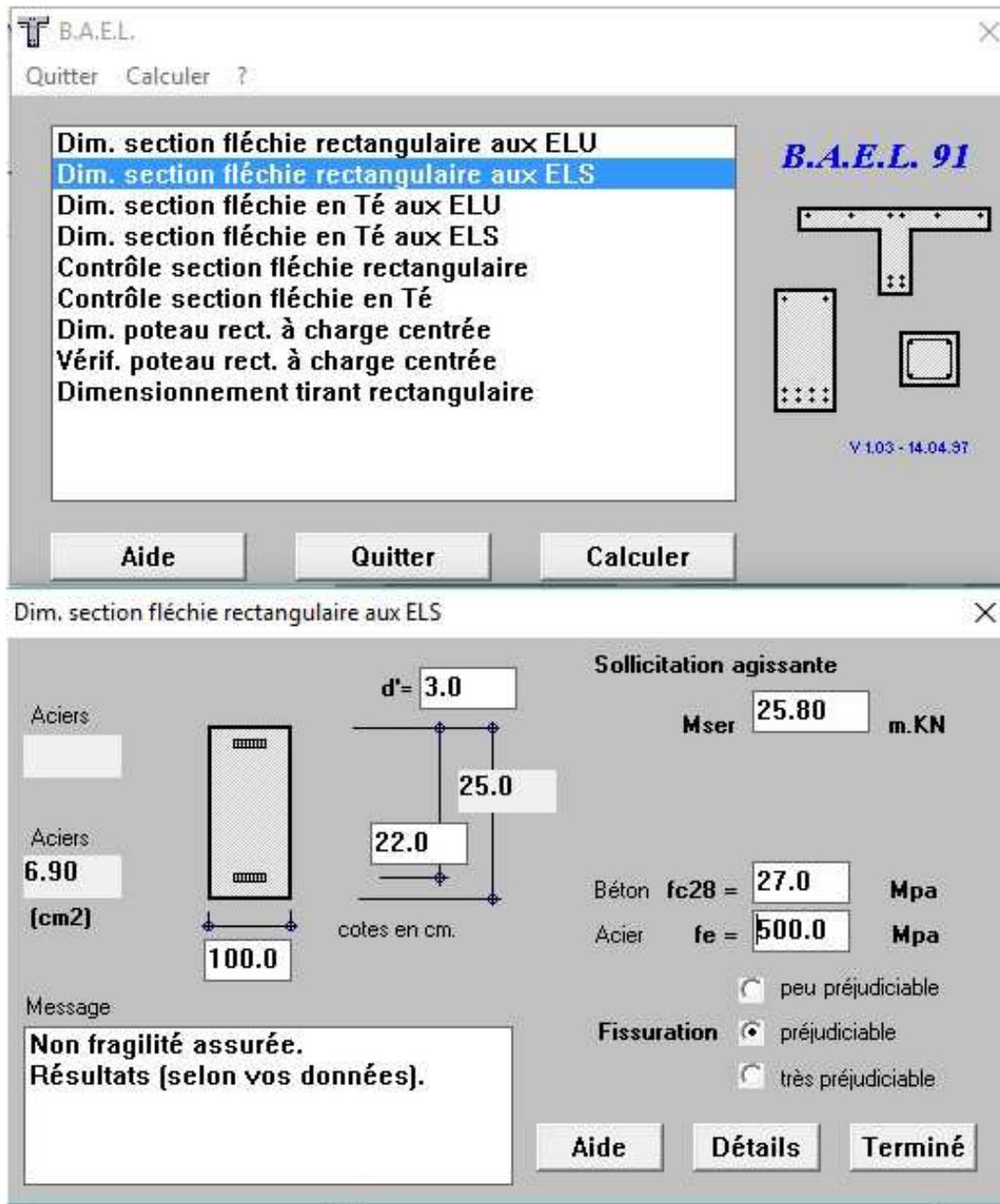


Figure IX.18: Résultats obtenus par le logiciel BAEL (ELS dalle supérieure transversale)

Donc on adopte les résultats de dimensionnement par l'ELS ;

$$A_s > 6.90 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA12 pour $A_s = 7.91 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St=15 \text{ cm}$

➤ **Fibre inferieure :**

$M_u = 35.02 \text{ kN.m}$ $M_{ser} = 26.09 \text{ kN.m}$

$d' = 3 \text{ cm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

D'après le logiciel de calcul BAEL on trouve :

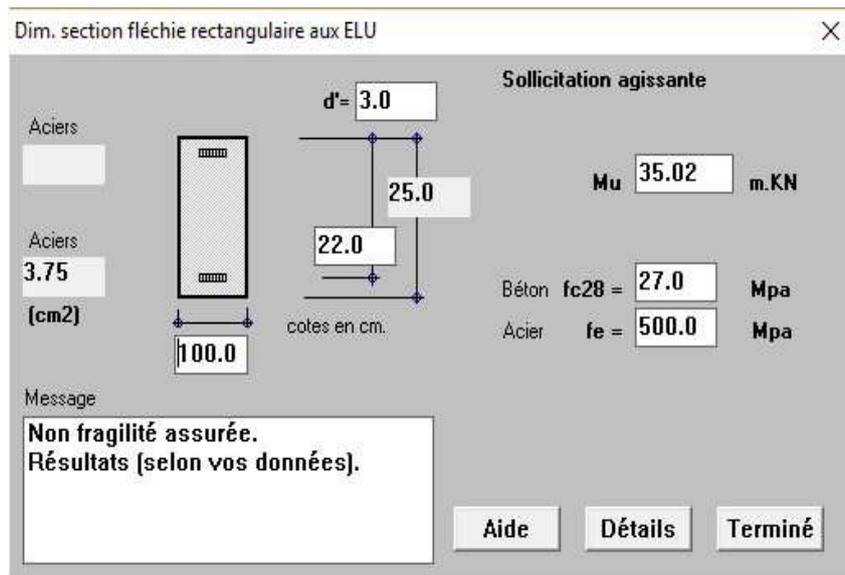


Figure IX. 10: Résultats obtenus par le logiciel BAEL (ELU dalle inferieure transversale)

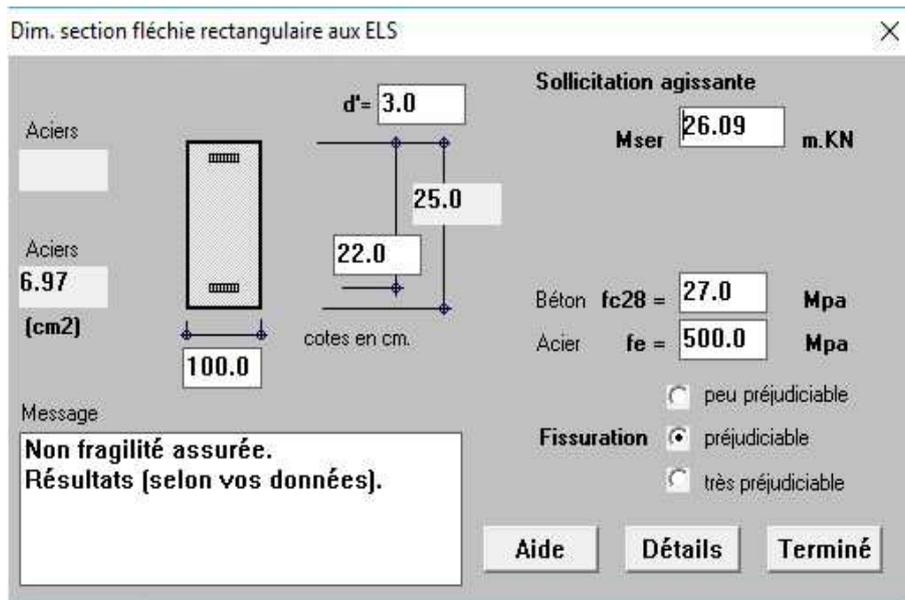


Figure IX. 11: Résultats obtenus par le logiciel BAEL (ELS dalle inferieure transversale)

Donc on adopte les résultats de dimensionnement par l'ELS ;

$$A_s > 6.97 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA12 pour $A_s = 7.91 \text{ cm}^2$

L'espacement $St=B/7=100/7=14.28\text{cm}$ on prend $St=15 \text{ cm}$.

IX.4.2. Condition de non-fragilité

La section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si les armatures travaillant à leur limite élastique peuvent équilibrer les sollicitations provoquant la fissuration du béton dans cette section.

Les pièces fragiles sont justifiables par le règlement. La condition suivante est appelée « Condition de non fragilité » et doit être vérifiée comme suit :

$$A_{sB} \geq 0.23 B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- A_{sB} : Armature longitudinale.
- $B = b.d$: Section utile du béton.
- b : Largeur de la section du béton.
- d : Hauteur utile de la section du béton.

Du point de vue résistance B peut être quelconque, mais pour que la pièce ne soit pas fragile, il faut que B vérifie la condition de non fragilité.

On a :

- $B=0.22 \times 1.00\text{m}=0.22\text{m}^2$
- $f_e= 500\text{MPa}$;
- $f_{t28}= 2.22\text{MPa}$

donc :

$$A_{sB} \geq 0.23.0.22 \frac{2.22}{500} = 2.24 \text{ cm}^2$$

De même :

$$A_{sup} = A_{inf} = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{sB} = 2.24 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

IX.4.3.Calcul en flexion (ferrailage longitudinal de la dalle) :

➤ Fibre supérieure :

$$M_u = 11.38 \text{ kN.m} \quad M_{ser} = 7.16 \text{ kN.m}$$

D'après le logiciel de calcul BAEL on trouve :

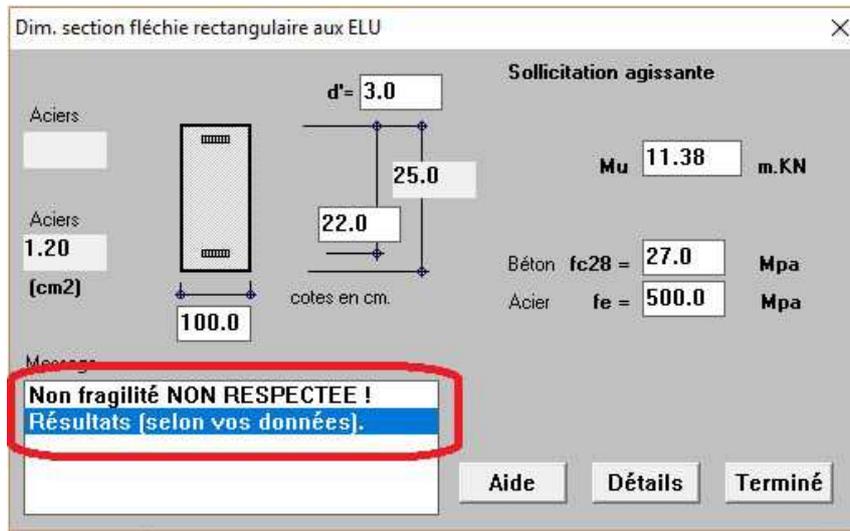


Figure IX. 12:Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELU dalle supérieure longitudinale)

En faisant un calcul à l'ELS on trouve :

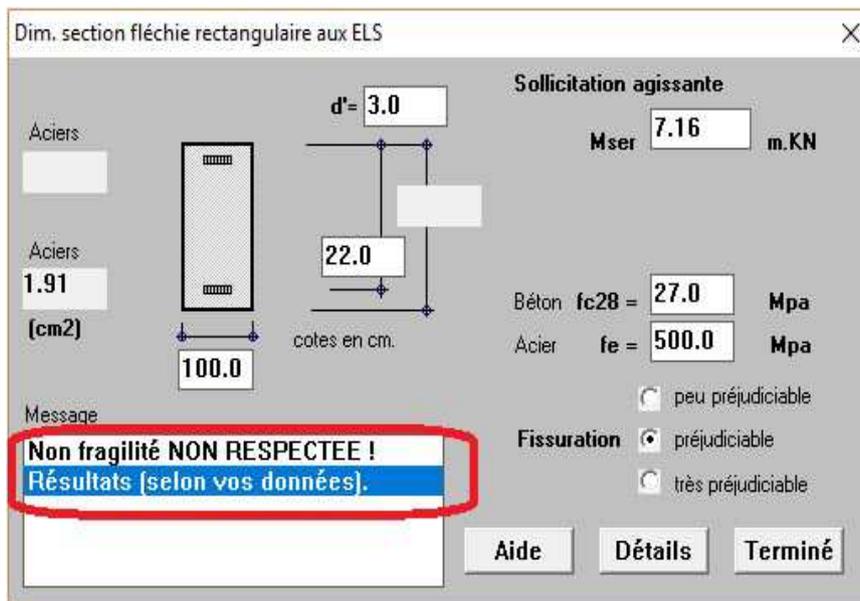


Figure IX. 13:Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELS dalle supérieure longitudinale)

On a :

$$A_s > 1.91 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA12 pour $A_s = 7.91 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St=15 \text{ cm}$.

➤ **Fibre inferieure :**

- $M_u = 72.82 \text{ kN.m}$; $M_{ser} = 47.54 \text{ kN.m}$
- $d' = 3 \text{ cm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

D'après le logiciel de calcul BAEL on trouve :

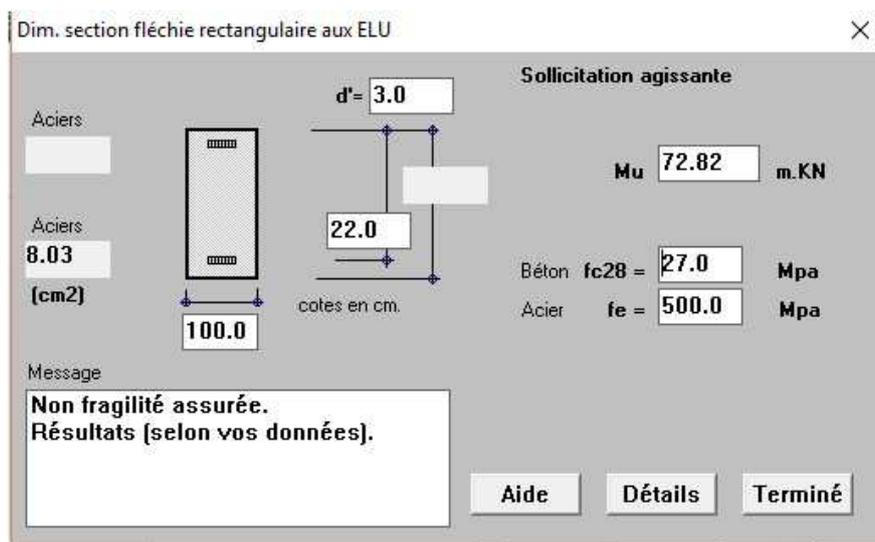


Figure IX. 14: Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELU dalle inferieure longitudinale)

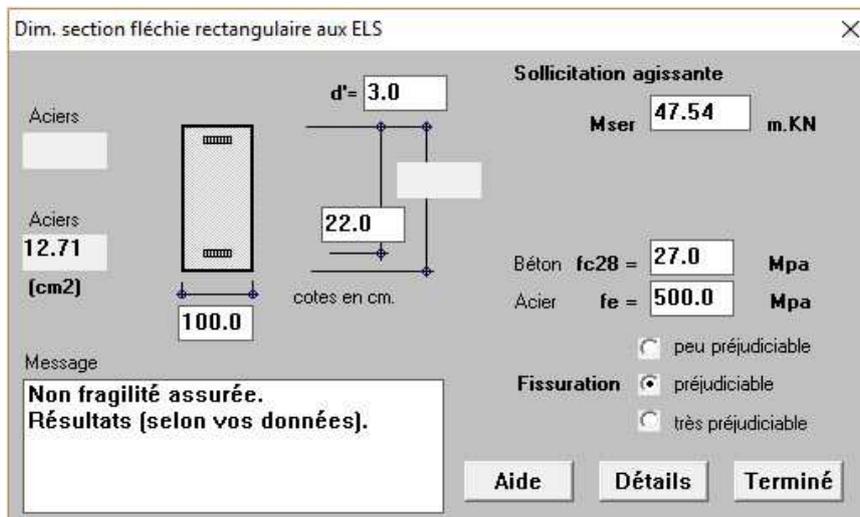


Figure IX. 15: Résultat obtenu par le logiciel BAEL (ELS dalle inferieure longitudinale)

Donc on adopte les résultats de dimensionnement par l'ELS ;

$$A_s > 12.71 \text{ cm}^2$$

On prend 7 HA16 pour $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St=15 \text{ cm}$.

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{sup}} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{sB} = 2.24 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{\text{inf}} = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{sB} = 2.24 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

IX.5.Conclusion

La figure IX.19 nous détaille le schéma du ferrailage de l'hourdis suivant les deux directions x-x et y-y :

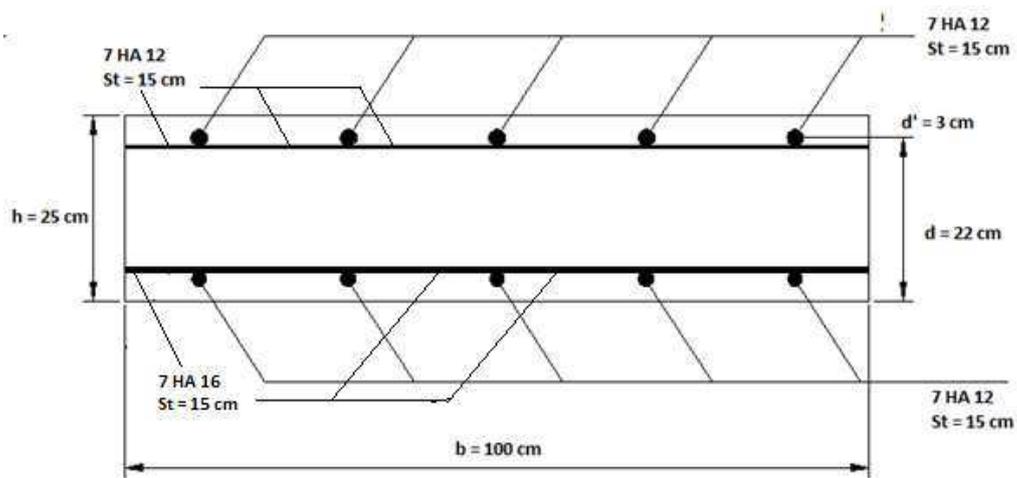


Figure IX. 16: Ferrailage de l'hourdis

Chapitre X

Etude de la Pile

X.1. Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations ; elle intervient dans la résistance globale du pont.

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres dont :

- Le mode de construction du tablier.
- La hauteur de la brèche à franchir.
- Le mode d'exécution des fondations.
- La liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier soit simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de cet ouvrage.

X.2. Structures des appuis (piles)

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types de piles (pile à fût, pile voile, pile portique ...) et elles sont constituées d'une manière générale, de deux parties bien distinctes :

➤ **Une superstructure (où fût)**

Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations sur lesquelles repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevetre.

➤ **Une fondation**

C'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les transmet aux semelles reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

X.3. Pile de type voile

Elles sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférées pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car ils posent moins de problèmes à la réalisation (l'exécution de coffrage aisée et la simplicité de ses formes). L'hypothèse d'un chevêtre est levée et la rigidité transversale de l'appui est toujours assurée, de plus leur aptitude à résister aux chocs des véhicules est très bonne.

X.4. Pré dimensionnement des éléments de la pile

X.4.1. Chevêtre

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il assure la transmission des charges au voile, ses dimensions sont :

- Longueur : $L = 13.25$ m.
- Largeur : $E = 3.5$ m.
- Hauteur : $H = 1,5$ m.

X.4.2. Voile

Son rôle est de transmettre les efforts à la semelle, et ses dimensions sont :

- Longueur : $L = 6$ m.
- Epaisseur : $E = 1,6$ m.
- Hauteur : $H = 9$ m.

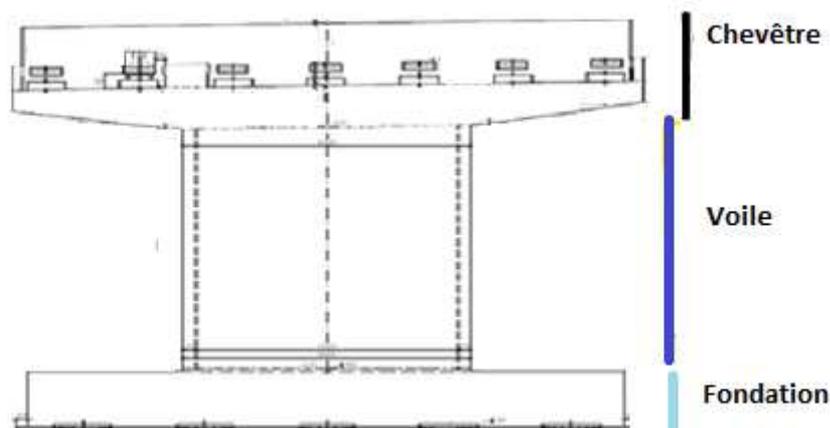


Figure X.1 : Pile de type voile

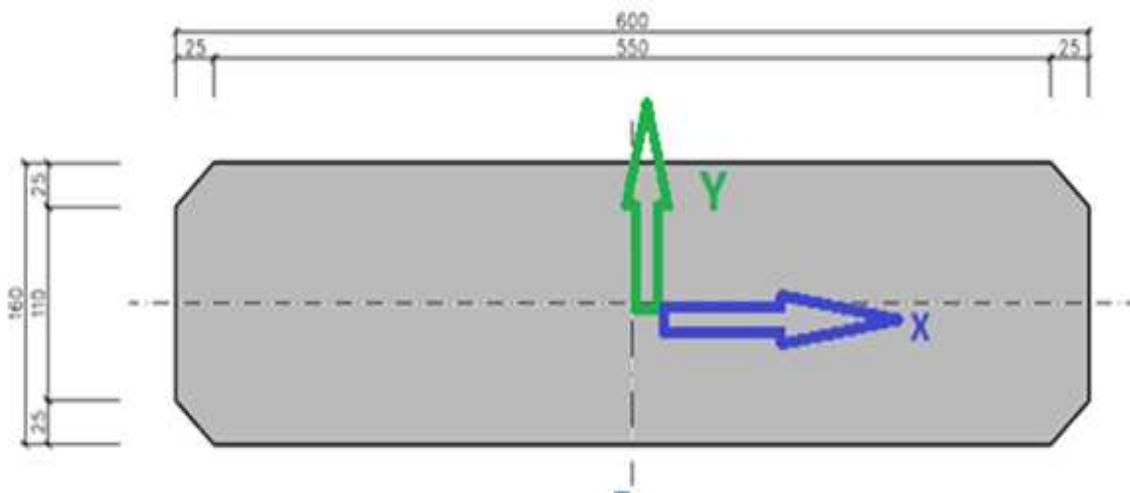


Figure X.2 : Section transversale de la pile

X.5. Evaluation des charges et surcharges sur la pile

En utilisant le logiciel ROBOT 2014, on trouve les résultats suivants :

X.5.1. Poids propres du tablier, pile et chevêtre

La réaction due aux poids du tablier, chevêtre et voile est égale à :

$$R_G = 1316.489 \text{ t}$$

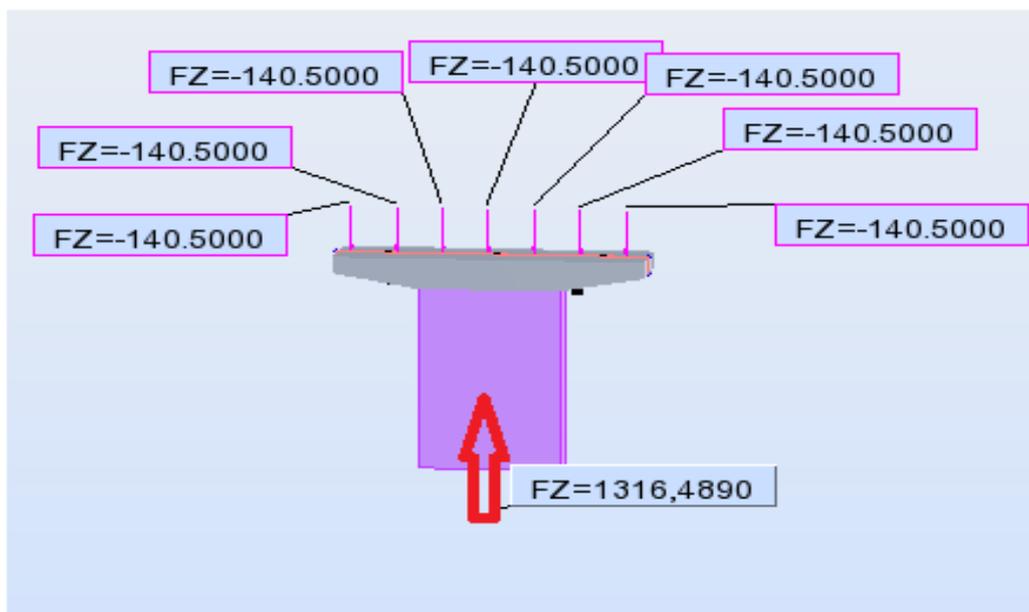


Figure X.3 : Réaction due aux poids propres

X.5.2. Actions dues aux trafics

Les résultats obtenus par logiciel ROBOT 2014 sont présentés dans le tableau X.1 :
La réaction maximale est celle de la charge A(l) = 376.2 t.

Tableau X.1 : Réaction due aux trafics

Désignation	réaction (T)
A (L)	376.2
Bc	119.42
Mc120	103.66
D240	337.34

X.5.3. Actions dues aux efforts de freinage

En se référant au RCPR, Les efforts de freinage sont donnés par l'expression suivante :

➤ Le système A :

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

Avec :

- S : surface chargée en m² ; S = 13.25x36= 477 m² ; A(L) = 0.843t /m².
- $F_A = \frac{0.843 \times 477}{20 + 0.0035 \times 477} = 9.46 \text{ t.}$

➤ Le système Bc :

$$F_{Bc} = 30 \times 0.95 = 28.5 \text{ t}$$

X.5.4. Actions dues aux Forces centrifuges

En se référant au RCPR, Les efforts de freinage sont donnés par l'expression suivante :

$$K_c = \frac{80}{R} = 0.082 \quad ; \quad F_c = P \text{ essieu} \times 0.082 \times b_c \times \delta_{Bc}$$

Avec :

- R = 975.00 m (rayon de courbure de notre ouvrage).

Donc :

$$F_{CT} = 30 \times 6 \times 0.082 \times 0.95 \times 1.07 = 15 \text{ t.}$$

X.5.5. Actions dues aux efforts de séisme

Les résultats des actions sismiques sont pris du chapitre VIII (Etude sismique). Ils sont présentés dans le Tableau X.2 :

Tableau X.2 : Forces sismiques agissant sur la pile

	Fx [t]	Fy [t]
MAX	458.5	280.7

X.6. Combinaisons et réactions maximales à la base du pile

- ELS : $G+1.2Q$
- ELU : $1.35 G+1.5Q$
- ELU A : 1) $G +E$; 2) $G+0.6Q+E$

Les Résultats d'analyse de la pile avec le logiciel ROVRT sont donnés dans le Tableau X.3 :

Tableau X.3 : Réactions maximales à la base des piles obtenues par ROBOT 2014

Cas	Fx [t]	Fy [t]	Fz [t]	Mx [t.m]	My [t]
G	0,0000	0,0000	-1351,3030	0000	0.000
Q	15,0000	45,4600	-378,0000	564,8709	192,5234
E	458,5000	280,7000	-13.2	2975,1400	3380,4474
1.35 G+1.5Q	22,5000	68,2277	-2329,1663	1235,4254	577,3074
G +1.2 Q	48,7527	54,5815	-1758,0139	965,3406	444,7483
G +E	458,5000	280,6986	-1437,4183	3262,6356	3594,1676
G+0.6Q+E	467,5000	307,9760	-1658,1807	3601,5581	3709,6816

X.7.Vérification au flambement

La longueur de flambement est: $l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 9\text{m} = 18\text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{\sqrt{12} \times 18}{1.6} = 39 < 50$$

La pile est faiblement élancée donc il n'y a pas de risque de flambement.

X.8. Ferrailage du voile à L'ELU et L'ELUA en flexion composée

En utilisant le logiciel SOCOTEC on trouve les résultats ci-dessous :

Tableau X.4 : Sections d'aciers obtenues par SOCOTEC

Cas	Ax (cm ²)		Ay (cm ²)	
	Ax SOCOTEC	Ax minimale	Ay SOCOTEC	Ay minimale
ELU : 1.35 G+1.5Q	0	192	0	192
ELUA : G+0.6Q+E	0	192	320	192

N B : $A_s = 0.00t$ (section entièrement comprimée) Selon le règlement BAEL on a $A_{s\text{ min}} = 0.002 \times b \times h = 190\text{ cm}^2$.

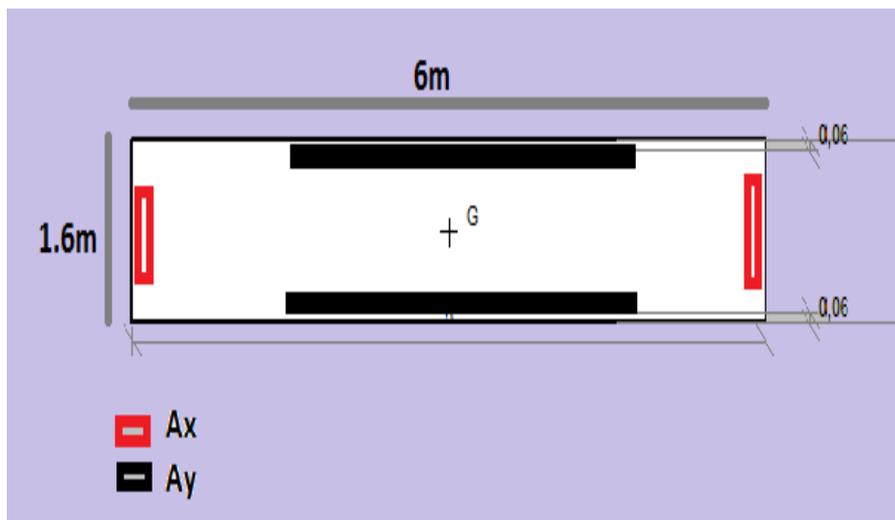


Figure X.4 : Positions des sections d'acier (Ax et Ay) dans la pile

X.9. Vérification des contraintes à L'ELS

En utilisant le logiciel SOCOTEC on trouve :

- Direction X avec $A_x = 192 \text{ cm}^2$ et $F_Z = - 1758,0139 \text{ t}$ et $M_Y = 444,7483 \text{ t}$

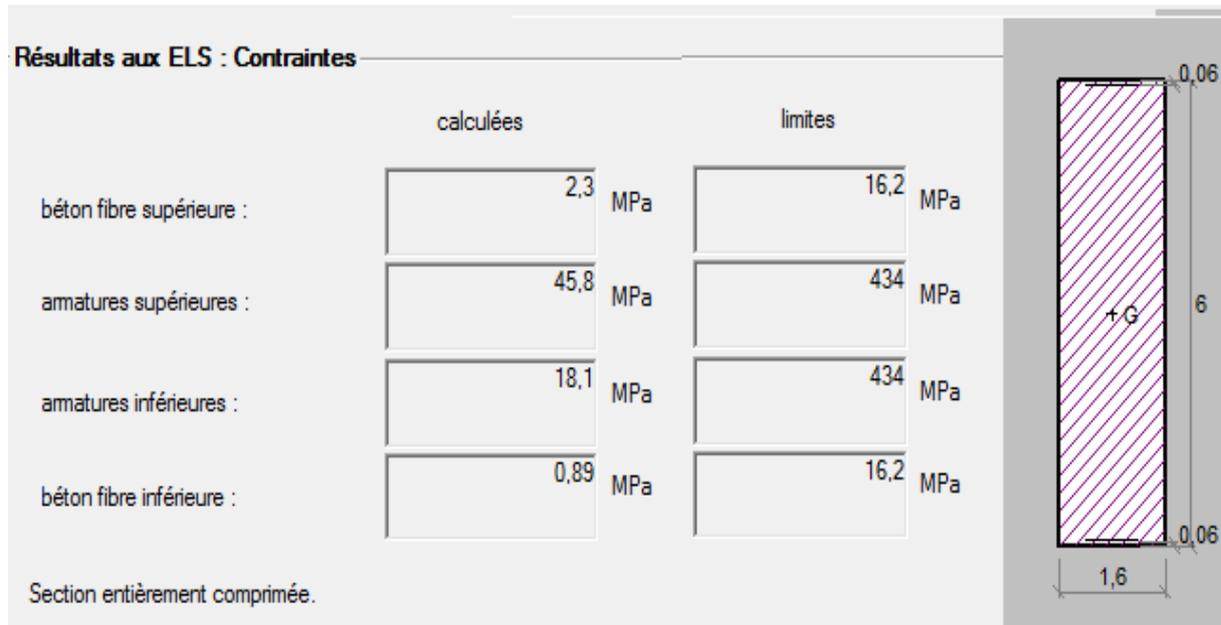


Figure X.5 : Vérification de la contrainte à ELS direction X

- Direction Y avec $A_y = 320 \text{ cm}^2$ et $F_Z = - 1758,0139 \text{ t}$ et $M_X = 965,3406 \text{ t}$

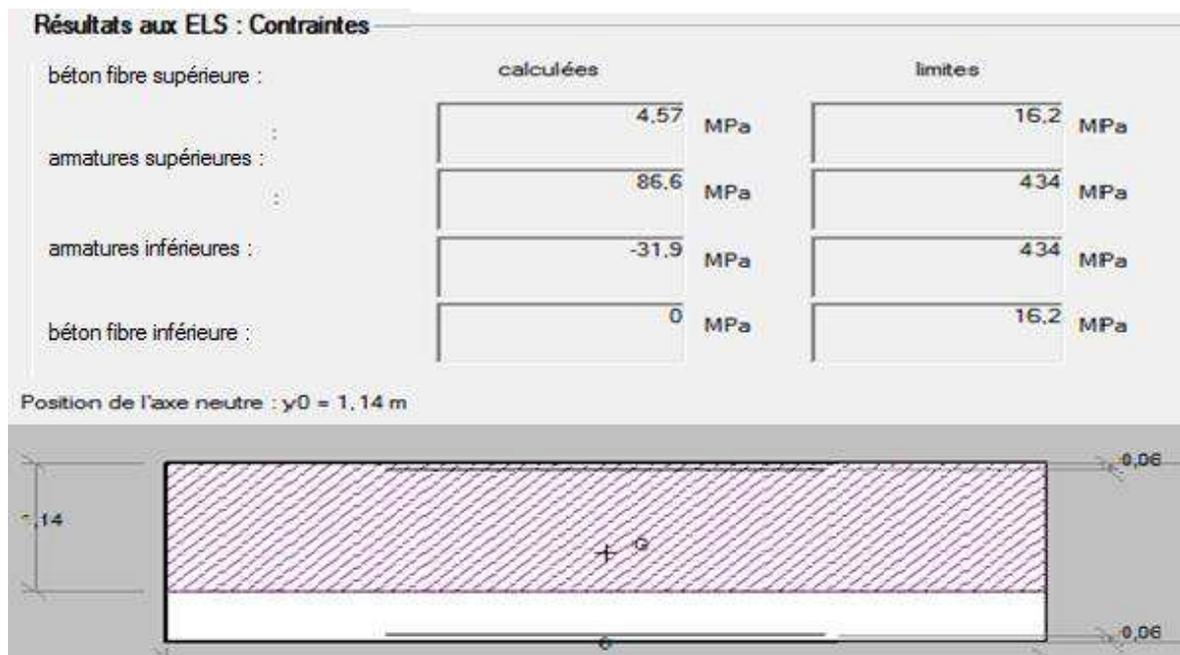


Figure X.6 : Vérification du contrainte à L'ELS direction y

D'après les résultats obtenus par le logiciel SOCOTEC à L'ELUA les sections d'acier sont : $A_x=192\text{cm}^2$ et $A_y=320\text{cm}^2$. Elles sont bien vérifiées par rapport aux contraintes à ELS.

Pour le ferrailage on prend :

- **Direction X :**
 - T 32 avec $e=10\text{cm}$ (nappe (1))
 - T 32 avec $e=20\text{cm}$ (nappe (2))
- **Direction Y :**
 - T 32 avec $e=15\text{cm}$

X.10. Armatures transversales de la pile

D'après la théorie de MORSCH on a :

- 1) $\tau_u = \frac{V_0 \cdot S_0}{I \cdot b_0}$
- 2) $\frac{0.9 A_{St}}{S_t b_0 \times 1.15} f_e > \tau_u$
- 3) $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$

Le cas le plus défavorable est obtenu par la combinaison $G+0.6Q+E$.

- 1) $V_{x_0} = 467,50 \text{ t}$
- 2) $V_{y_0} = 307,976 \text{ t}$

➤ **Direction X**

$$\tau_u = \frac{V_0 \cdot S_0}{I \cdot b_0} = \frac{4.67 \times 8.9}{28.8 \times 1.6} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

On fixe : **At = 9.23cm² (3 cadre de HA 14)**

On devra avoir : $S_t < \frac{0.9 A_t 500}{b_0 \times 1.15 \times 0.91}$

$S_t < 23\text{cm}$ on prend..... **St= 15cm direction X**

➤ **Direction Y**

$$\tau_u = \frac{V_0 \cdot S_0}{I \cdot b_0} = \frac{3.08 \times 1.12}{1.024 \times 3.5} = 0.96 \text{ MPa}$$

On fixe : **At = 21.4 cm² (19 épingles de HA 14)**

On devra avoir : $S_t < \frac{0.9 A_t 500}{b_0 \times 1.15 \times 0.96}$

$S_t < 19 \text{ cm}$ on prend..... **St= 15cm direction Y**

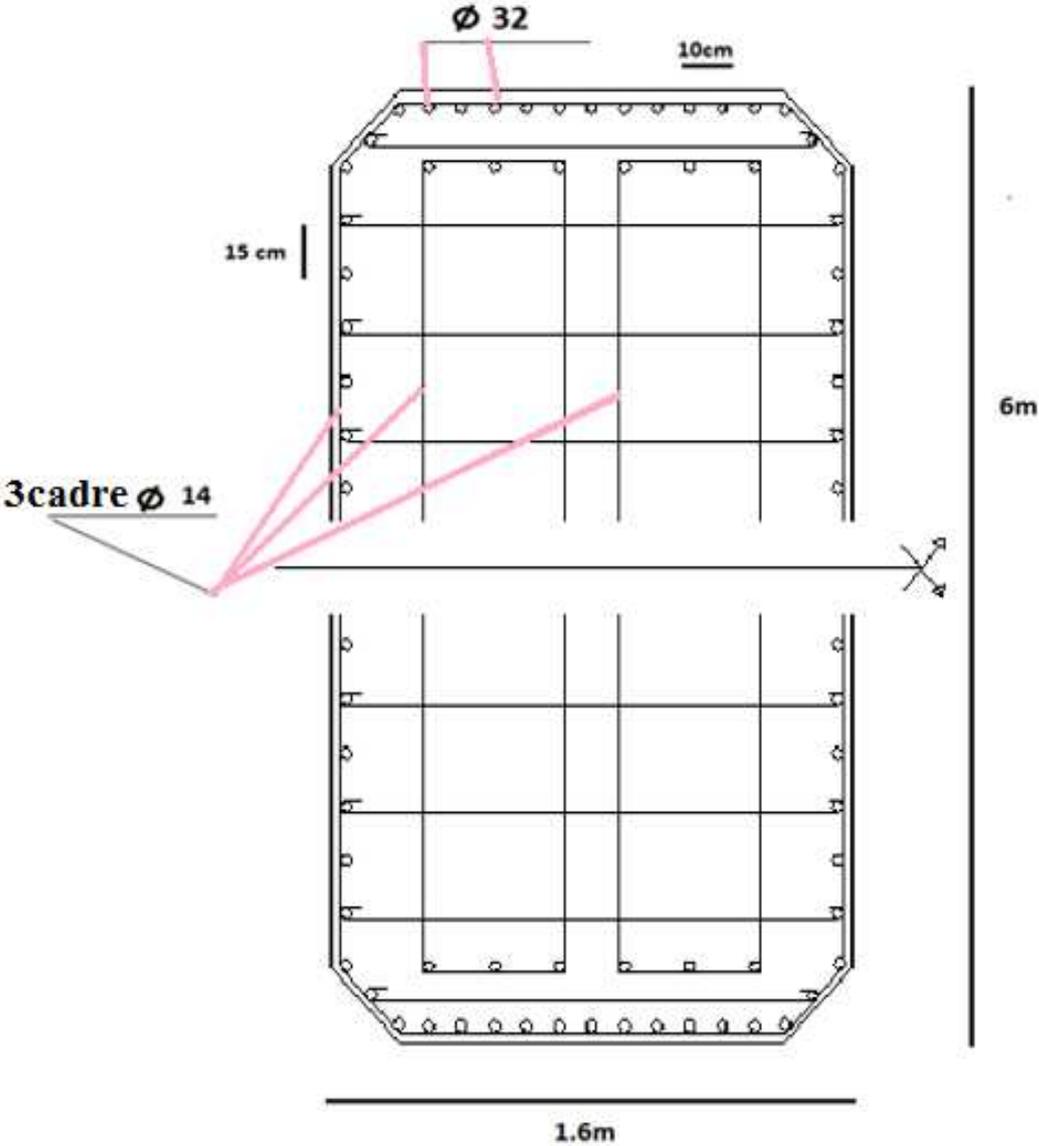


Figure X.7 : Schéma de ferrailage du voile

X.11. Ferrailage du chevêtre :

Le chevêtre est considéré comme une console encastrée dans la pile et qui travaille en flexion simple.

Le chevêtre est modélisé comme suite

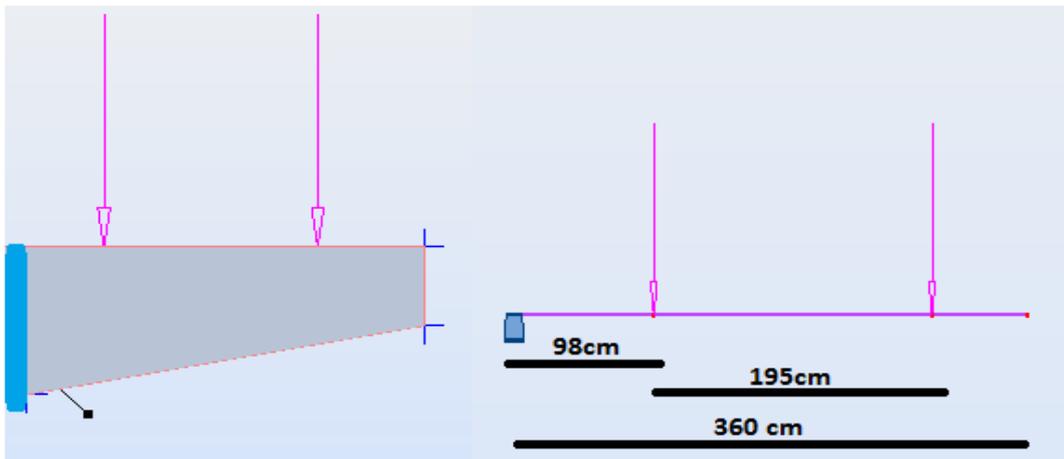


Figure X.8 : Modélisation du chevêtre dans le logiciel robot

X.11.1. Les combinaisons et leur réactions

- ELS : G+1.2Q

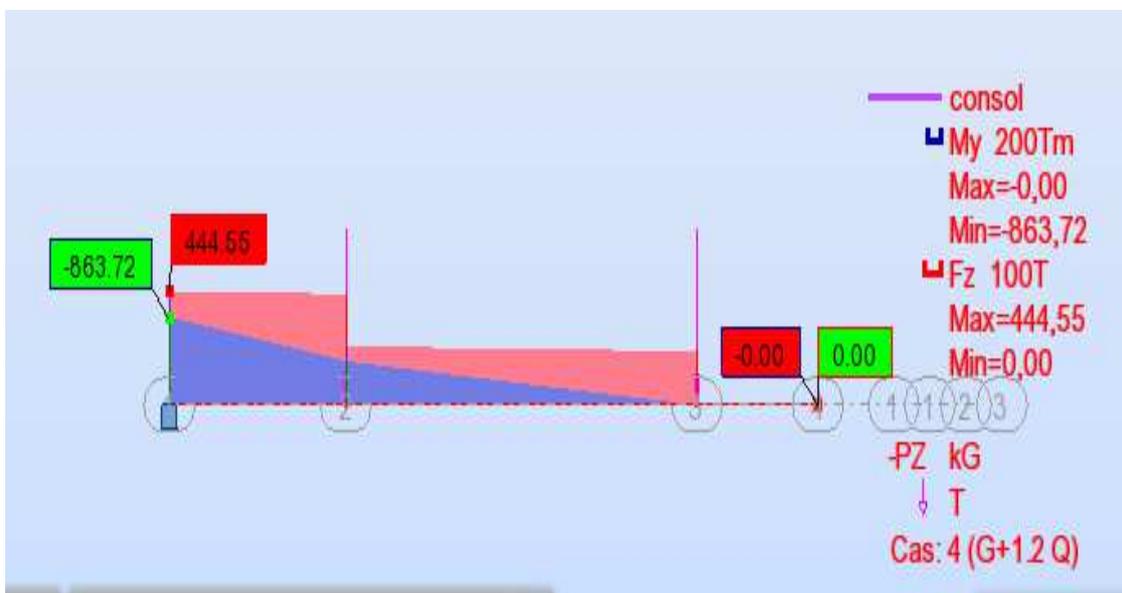


Figure X.9 : Réaction due aux G+1.2Q

➤ ELU : 1.35 G+1.5Q

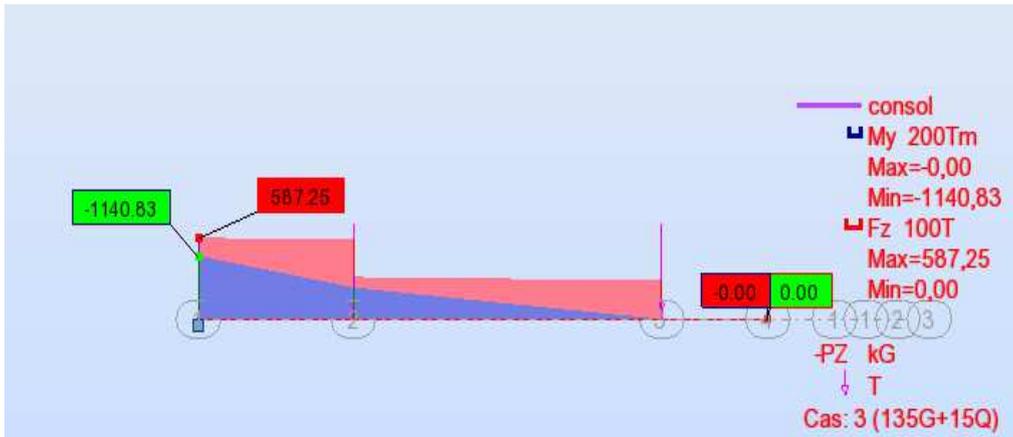


Figure X.10 : Réaction du aux 1.35G+1.5Q

X.11.2. Ferrailage du chevêtre à ELU en flexion et vérification du contrainte a ELS

Avec le logiciel SOCOTEC on trouve :

<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELU		<input checked="" type="checkbox"/> Calcul aux ELS	
Effort normal :	Nu	0	kN
Moment fléchissant :	Mu	-11 408	kN*m
Coefficients		Sections d'armatures	
durée chargement :	θ	1	
sécurité du béton :	γ_b	1,5	
sécurité de l'acier :	γ_s	1,15	
supérieures :		192	cm ²
inférieures :		50	cm ²
Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0	MPa <	16,2
armatures supérieures :	-342,4	MPa <	500
armatures inférieures :	110,5	MPa <	500
béton fibre inférieure :	8,68	MPa <	16,2
Position de l'axe neutre : y0 = 0,4 m			

Figure X.11 : Résultat de ferrailage par SOCOTEC

➤ Pour le ferrailage longitudinal on prend :

- T 32 e = 15 cm (nappe supérieure)
- T 16 e = 15 cm (nappe inférieure)

➤ Armatures transversales chevêtre

$$1) \tau_u = \frac{V_0.S_0}{l.b_0} = \frac{5.87 \times 0.97}{0.984 \times 3.5} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.5 \text{ MPa}$$

$$2) \frac{0.9 A_{St}}{s_t b_0 \times 1.15} f_e > \tau_u$$

On fixe **At = 15.82 cm².**

On devra avoir : $S_t < \frac{0.9 \times 0.00158 \times 500}{3.5 \times 1.15 \times 1.65}$

$S_t < 10.7 \text{ cm}$ on prend.....**St= 10cm.**

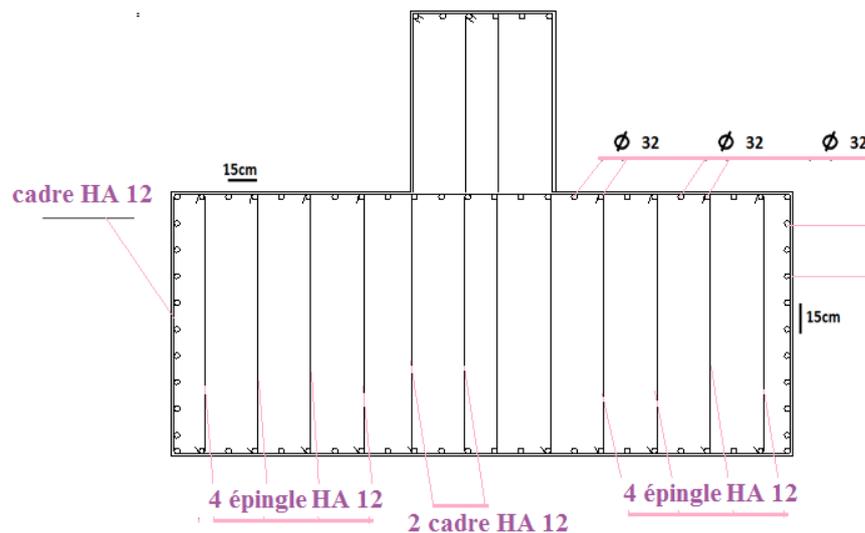


Figure X.12 : Schéma de ferrailage du chevêtre

X.12.Conclusion

Après avoir dimensionné les piles de notre pont, on procèdera dans le chapitre suivant au dimensionnement et justification des culées.

Chapitre XI

Etude de la culée

XI.1.Introduction

L'étude des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un pont. Elle est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception : en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possible.

Il existe différents types de culées :

- Culée remblayée
- Culée enterrée.
- Culée creuse.

XI.2.Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$\text{La hauteur de la culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation.}$$

L'ensemble des côtes définissant la position des culées est mentionné dans les Tableaux XI. 1 et XI.2 :

Tableau XI. 1 : Implantation des culées droites

Culée droite	1	2
Côte de la fondation (m)	849.20	862.23
hauteur de la culée (m)	857.280	868.312

Tableau XI. 2 : Implantation des culées gauches

Culée gauche	1	2
Cote de la fondation (m)	851.26	862.23
hauteur de la culée (m)	857.335	868.312

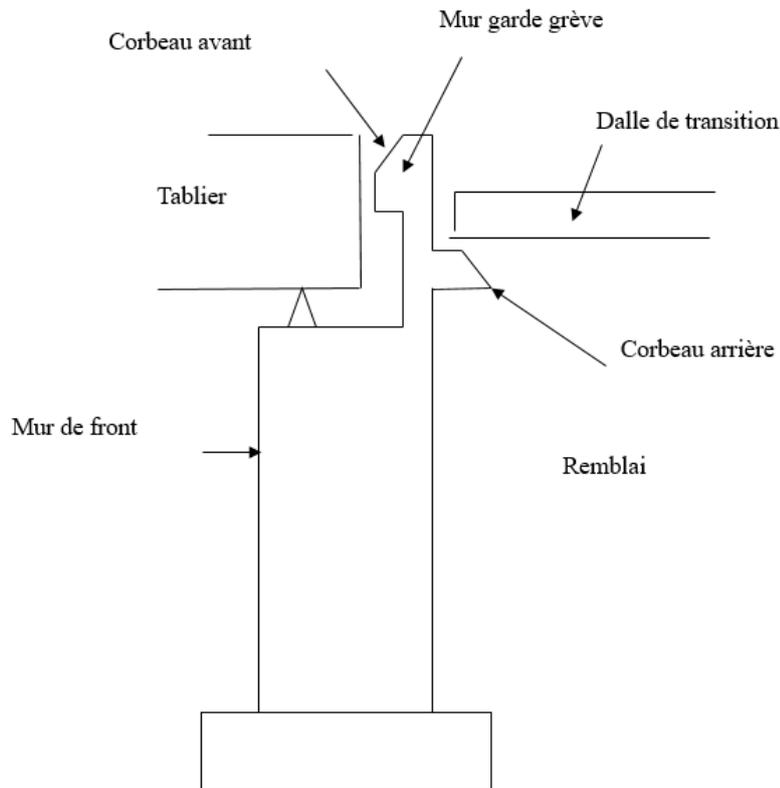


Figure XI.1 : Différentes composantes de la culée

XI.3.Présentation des dimensions de la culée

On s'intéresse au dimensionnement de la culée gauche au PK : 103+421.857 .

XI.3.1.Mur garde grève

- Hauteur : $H = 1,27\text{m}$.
- Épaisseur (couronnement) : $E = 0,45\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = $13,25\text{ m}$.

XI.3.2.Mur de front

- Hauteur : $H = 4,70\text{ m}$.
- Épaisseur : $E_f = 1,30\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = $13,25\text{m}$.

XI.3.3.Sommier d'appuis

- Largeur : $S = 0,8\text{ m}$.
- Longueur : $13,25\text{ m}$.

XI.3.4. Mur en retour

Le mur en retour à une épaisseur constante de **0,60 m** pour un bon ferrailage et un bon bétonnage.

Il a une longueur de 4,5 m et une hauteur de 5,97 m égale à celle de la culée.

XI.3.5. Dalle de transition

La dalle de transition présente la même longueur que le mur garde grève, et une largeur **L = 5 m**. Elle est coulée sur un béton de propreté ($e_{bp} = 10 \text{ cm}$) avec une épaisseur constante de **30cm**. Elle est ancrée dans le corbeau d'appuis par l'intermédiaire des goujons et est mise en place avec une pente de **5%**.

XI.3.6. Le corbeau :

- Hauteur : $H = 0,30 \text{ m}$.
- Epaisseur : $E_f = 0,40 \text{ m}$.
- Longueur : $L = 13,25 - 0,6 \times 2(\text{mur en retour}) = 12,05 \text{ m}$.

XI.3.7. La semelle

- Épaisseur : 1,5m.
- Largeur : 6m.
- Longueur : 14,5 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

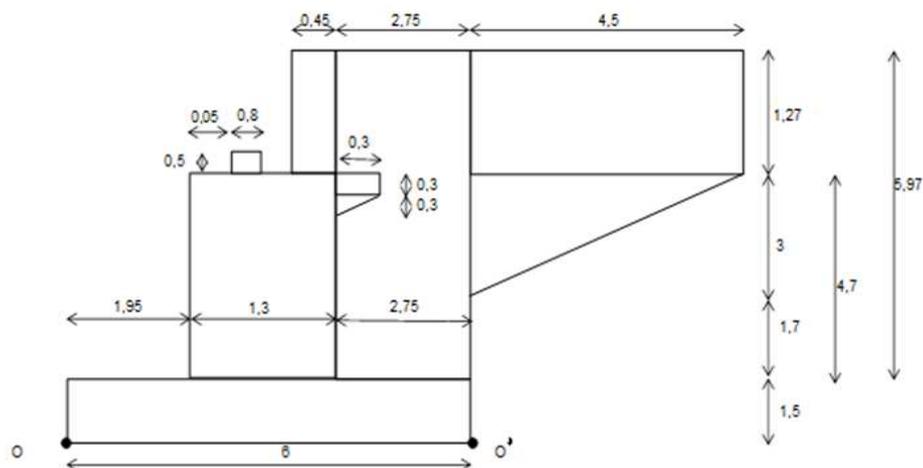


Figure XI. 2 : Dimensions de la culée

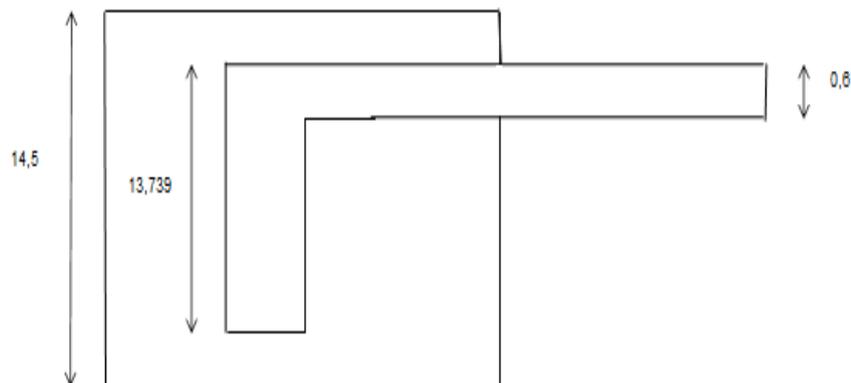


Figure XI.3 : Vue en plan de la culée

XI.4. Étude de la stabilité de culée

X.4.1. Évaluation des charges et surcharges sur la culée

Les charges principales appliquées sur la culée sont données dans le Tableau XI.3:

Tableau XI. 3 : Différentes charges appliquées sur la culée

Charge	Valeur
densité de remblais (t/m ³)	1,8
surcharge du remblai (t/m ³)	1
angle de frottement (°)	35
réaction de tablier (t)	490
réaction AL (t)	188,1
réaction Bc (t)	59,71
freinage AL (t)	9,46
freinage Bc (t)	28,5
Poids volumique du béton (t/m ³)	2,5

XI.4.2. Stabilité de la culée en construction

Les résultats sont donnés dans le Tableau XI. 4 :

Tableau XI.4 : Calcul de la stabilité de la culée en construction

Désignations		$F_v(t)$	Bras de levier /o	Bras de levier /o'	$M /_o$	$M /_o'$
Mur de garde grève		19,62959625	3,025	2,975	59,37952866	58,39804884
Mur de front		209,863225	2,6	3,4	545,644385	713,534965
Mur en retour	1	49,2525	4,625	1,375	227,7928125	67,7221875
	2	17,145	8,25	-2,25	141,44625	-38,57625
	3	20,25	7,5	-1,5	151,875	-30,375
Le corbeau arrière	1	1,5456375	3,35	2,95	5,177885625	4,559630625
	2	3,091275	3,4	2,6	10,510335	8,037315
Σ		320,7772338	/	/	1141,826197	852,252147
						-68,95125
La semelle		326,25	3	3	978,75	978,75
Σ		647,0272338	/	/	2120,576197	1831,002147
						-68,95125

- Les moments stabilisateurs : $\Sigma M_{st} = 1831,002147 \text{ t.m.}$
- Les moments de renversement : $\Sigma M_{ren} = - 68,95125 \text{ t.m.}$

$$\frac{\Sigma M_{st}}{\Sigma M_{ren}} > 1,5$$

$$\frac{1831,002147}{68,95125} = 26,5550247 > 1,5$$

La culée est Stable

$$N = \sum F_v = 647,02 \text{ t}$$

$$M_{t/o} = 2120,57 \text{ t.m}$$

$$e_{/o} = \frac{M_{t/o}}{N} = 3,27 \text{ m}$$

$$e_{/G} = e_{/o} - \frac{B}{2} = 3,27 - \frac{6}{2} = 0,27 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1\text{m}; \quad me_{/G} = 0,27\text{m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m} \quad \text{La semelle est stable}$$

XI.4.3. Stabilité de la culée en service

➤ **Détermination des poussées**

❖ **Poussée statique :**

$$K = 1 - \text{Sin} \varphi = 1 - \text{Sin} 45^\circ \dots\dots\dots \mathbf{K= 0,427}$$

❖ **Poussée des terres**

$$P_t = \frac{1}{2} \times K \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times 0,427 \times 1,8 \times 5,97^2 \times 13,74 \dots\dots\dots \mathbf{P_t= 188,18t}$$

❖ **Poussée due aux surcharges sur remblais**

$$P = K \times q \times H \times L$$

$$P = 0,427 \times 1 \times 5,9 \times 11 \dots\dots\dots \mathbf{P= 35,02t}$$

❖ **Poussée dynamique**

$$K_{ad} = \frac{\text{Cos}^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\text{Cos} \theta \text{ Cos}(\delta + \lambda + \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sin}(\varphi + \delta) \text{ Sin}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{Cos}(\delta + \lambda + \theta) \text{ Cos}(\beta - \lambda)}} \right]^{-2}$$

Avec:

$$\varphi = 35^\circ ; \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 23,34^\circ ; \quad \beta = 0 ; \quad \lambda = 0$$

$$\theta = \text{arctg} \frac{kh}{1 + kv} = \text{arctg} \frac{0,25}{1 + 0,075} = 13,09^\circ \dots\dots\dots \mathbf{K_{ad}= 0,414}$$

$$P_{dy} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{ad} (1 \pm av) \times L$$

$$P_{dy} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 5,9^2 \times 0,414(1 + 0,075) \times 13,74 \dots\dots\dots \mathbf{P_{dy} = 196,25t}$$

❖ **Poussée dynamique due aux surcharges sur remblais**

$$P = K_{ad} \times q \times H \times L(1 \pm v)$$

$$P = 0,414 \times 1 \times 5,97 \times 13,74(1 + 0,075) \dots\dots\dots \mathbf{P= 35,68t}$$

Les résultats de calcul de la stabilité de la culée en service sont donnés dans le Tableau XI. 5 :

Tableau XI. 5 : Calcul de la stabilité de la culée en service

Désignations	$F_v(t)$	Bras de levier /o	M / o	$F_H(t)$	Bras de levier /o	M / o'
Poids des terres	406,01	4,625	1877,78	/	/	/
Poids total de la culée	320,77	/	1141,82	/	/	/
Surcharge sur remblais	24,73	4,625	114,37	35,02	2,98	104,54
Poussée statique des terres	/	/	/	188,18	1,99	374,47
Réaction du tablier	490	2,4	1176	/	/	/
Système Bc	119,42	2,4	286,608	15	5,2	78
ΣG	1216,78	/	4195,613	188,18	/	374,47
ΣQ	144,15	/	400,98	50,02	/	182,54
Poids de la semelle	326,25	/	978,75	/	/	/
ΣG	1543,03	/	5174,36	188,18	/	374,47

➤ Vérification de non glissement

$$F_{vu} = 1,35F_{vg} + 1,6F_{vq}$$

$$F_{vu} = (1,35 \times 1216,78) + (1,6 \times 144,15) \dots \dots \dots \mathbf{F_{vu} = 1873,30t}$$

$$F_{hu} = 1,35F_{hg} + 1,6F_{hq}$$

$$F_{hu} = (1,35 \times 188,18) + (1,6 \times 50,02) \dots \dots \dots \mathbf{F_{hu} = 334,08 t}$$

$$\frac{\sum F_{vu} \times \operatorname{tg} \frac{2}{3} \varphi}{\sum F_{hu}} = 2,42 > 1,5 \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée}$$

➤ Vérification de non renversement

$$M_s = 1,35M_{vg} + 1,6M_{vq}$$

$$M_s = (1,35 \times 4195,61) + (1,6 \times 400,98) \dots \dots \dots \mathbf{M_s = 6305,6 t.m}$$

$$M_r = 1,35M_{rg} + 1,6M_{rq}$$

$$M_r = (1,35 \times 374,47) + (1,6 \times 182,54) \dots \dots \dots \mathbf{M_r = 797,61t.m}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 7,90 > 1,5 \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée}$$

➤ Vérification de la stabilité de la semelle

$$N_u = F_{vu} = 1,35F_{vg} + 1,6F_{vq}$$

$$N_u = (1,35 \times 1543,03) + (1,5 \times 144,15) \dots \dots \dots \mathbf{N_u = 2313,73}$$

$$M_{u/O} = [1,35 \times (5174,36 - 374,47)] + [1,6 \times (400,98 - 182,54)]$$

$$\mathbf{M_{u/O} = 6829,35 t.m}$$

$$e_{/O} = \frac{M_u / O}{N} = 2,95\text{m}$$

$$e_{/G} = e_{/O} - \frac{B}{2} = 2,95 - \frac{6}{2}$$

$$e_{/G} = -0,048 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$$

$$e_{/G} = -0,048 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m}$$

La semelle est stable

XI.4.4.Cas de séisme

- La force sismique est donnée par :
- $kh \times G = 0,25 \times 1216,78529 = 304,20 \text{ t}$

Le tableau XI.6 montre le calcul de la stabilité de la culée en construction.

Tableau XI. 6 : Calcul de la stabilité de la culée en construction

Désignations	$F_v(t)$	Bras de levier /o	$M / o (t.m)$	$F_H(t)$	Bras de levier /o	$M / o' (t.m)$
Poids des terres	406,008	4,625	1 877,787	/	/	/
Poids total de la culée	320,777	/	1 141,826	/	/	/
Poussée dynamique sur remblais	24,730	4,625	114,377	35,676	2,985	106,492
Poussée dynamique des terres	/	/	/	196,24	1,990	390,535
Réaction du tablier	490,000	2,400	1 176,000	/	/	/
Séisme	/	/	/	152,09	5,200	790,910
ΣG	1216,785	/	4 195,613	196,24	/	390,535
ΣQ	144,150	/	400,985	50,676	/	184,492
ΣE	/	/	/	152,09	/	790,910
Poids de la semelle	326,250	/	978,750	/	/	/
ΣG	1 543,035	/	5 174,363	196,24	/	390,535

➤ **Vérification de non glissement**

$$F_{vu} = G + Q + E$$

$$F_{vu} = 1216,785 + 144,150 \dots \dots \dots \mathbf{F_{vu} = 1\,360,935\ t}$$

$$F_{hu} = G + Q + E$$

$$F_{hu} = 196,249 + 50,676 + 152,098 \dots \dots \dots \mathbf{F_{hu} = 399,022}$$

$$\frac{\sum F_{vu} \times tg \frac{2}{3} \varphi}{\sum F_{hu}} = 1,47 > 1,2 \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de non renversement**

$$M_s = M_{vg} + M_{vq}$$

$$M_s = 4195,613 + 400,985 \dots \dots \dots \mathbf{M_s = 4\,596,599\ t.m}$$

$$M_r = M_{vg} + M_{vq}$$

$$M_r = 390,535 + 184,492 + 790,910 \dots \dots \mathbf{M_r = 1\,365,937\ t.m}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 3,365 > 1,5 \dots \dots \dots \mathbf{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité de la semelle**

$$N_u = F_{vu} = F_{vg} + F_{vq}$$

$$N_u = 1543,035 + 144,150 \dots \dots \dots \mathbf{F_{vu} = 1\,687,185}$$

$$M_{u/O} = [5174,363 + 400,985 - (390,535 + 184,492 + 790,910)]$$

$$\mathbf{M_{u/O} = 4\,209,412\ t.m}$$

$$e_{/o} = \frac{M_{u/o}}{N} = 2,495 \text{ m}$$

$$e_{/G} = e_{/o} - \frac{B}{2}$$

$$e_{/G} = 2,495 - \frac{6}{2} = -0,505 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$$

$$e_{/G} = -0,505 \text{ m} < \frac{B}{6} = 1 \text{ m} \dots \dots \dots \text{La semelle est stable}$$

. XI.5. Modélisations de la culée

Afin de déterminer les efforts sollicitant la culée, nous avons utilisé le logiciel Robot en modélisant les différentes composantes de la culée et en les sollicitant avec les différentes charges et surcharges présentées dans le Tableau XI. 3.

On donne dans la Figure XI.4, le modèle de la culée dans Robot :

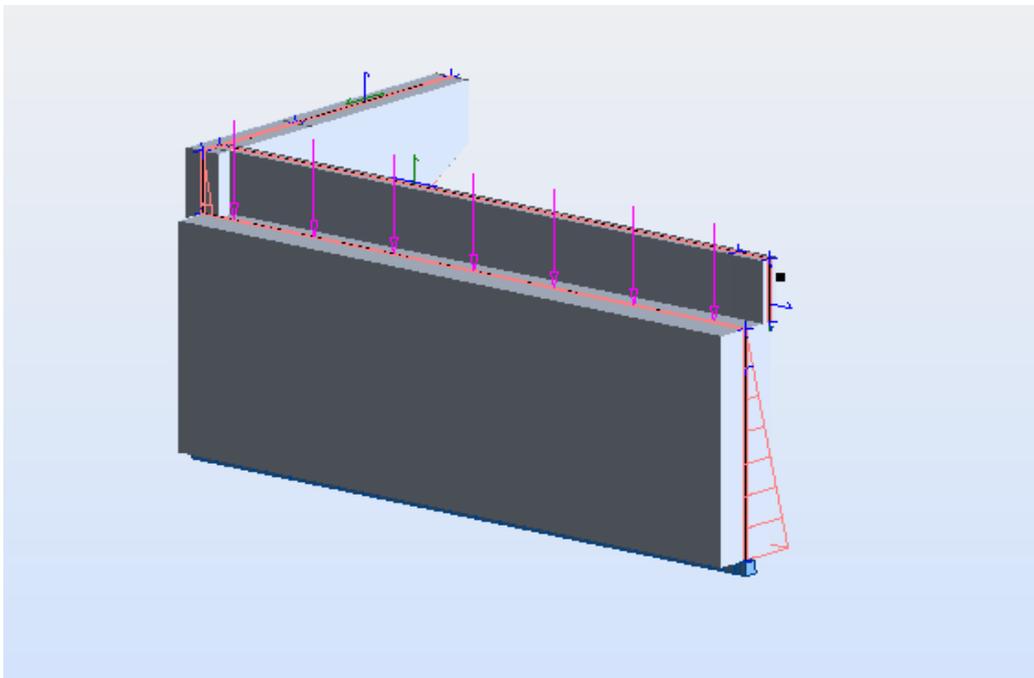


Figure XI.4 : Modèle 3D de la culée

X.6. Combinaisons des charges

Les combinaisons de charges sont à :

- L'ELS : $G+1.2Q$
- L'ELU : $1.35 G+1.5Q$
- L'ELU A : $G+0.6Q+E$

X.7. Analyse des résultats

XI.7.1. Mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dus essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Après introduction des combinaisons des charges dans le logiciel Robot on a trouvé les valeurs données dans le tableau XI.7 :

Tableau XI.7 : Valeurs des sollicitations maximales

Cas	$T_x H$ (t/m)	N_{yy} (t.m/m)	M_{yy} (t.m/m)	M_{xx} (t.m/m)
1.35 G+1.5Q	40	-328	52.22	55.10
G +1.2 Q	32	-271	43.7	-45
G+0.6Q+E	34	-231	31.37	-23

Les efforts dus à la combinaison 1.3G+1.5Q sont présentés dans les Figures XI.5 à XI.7 :

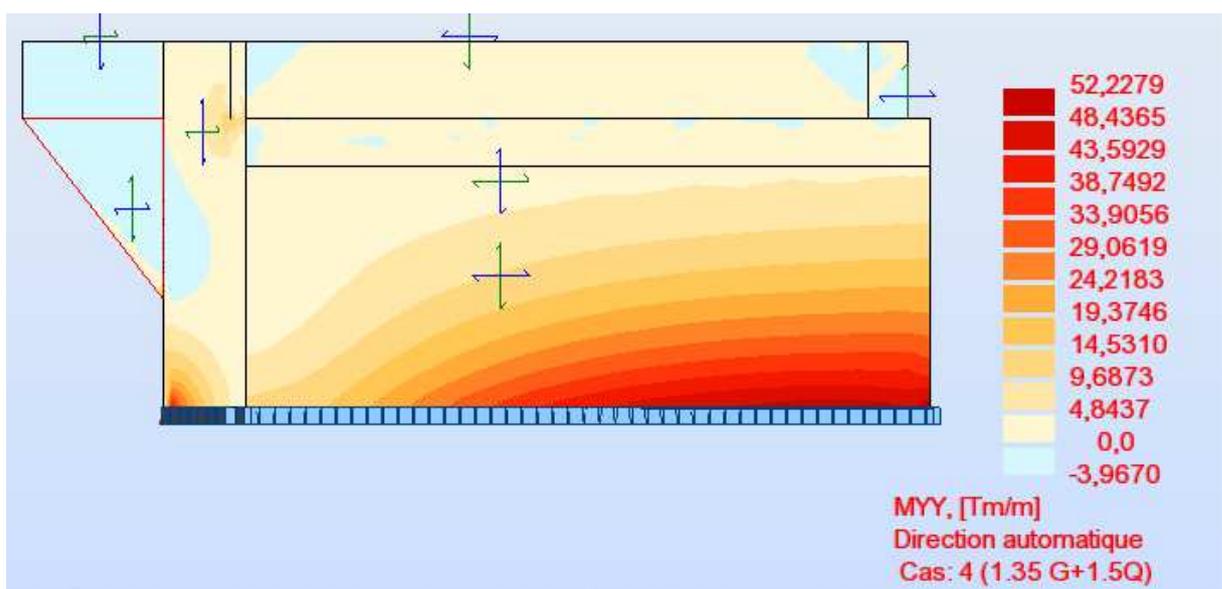


Figure XI.5 : Moment Myy dû à la combinaison 1.3G+1.5Q

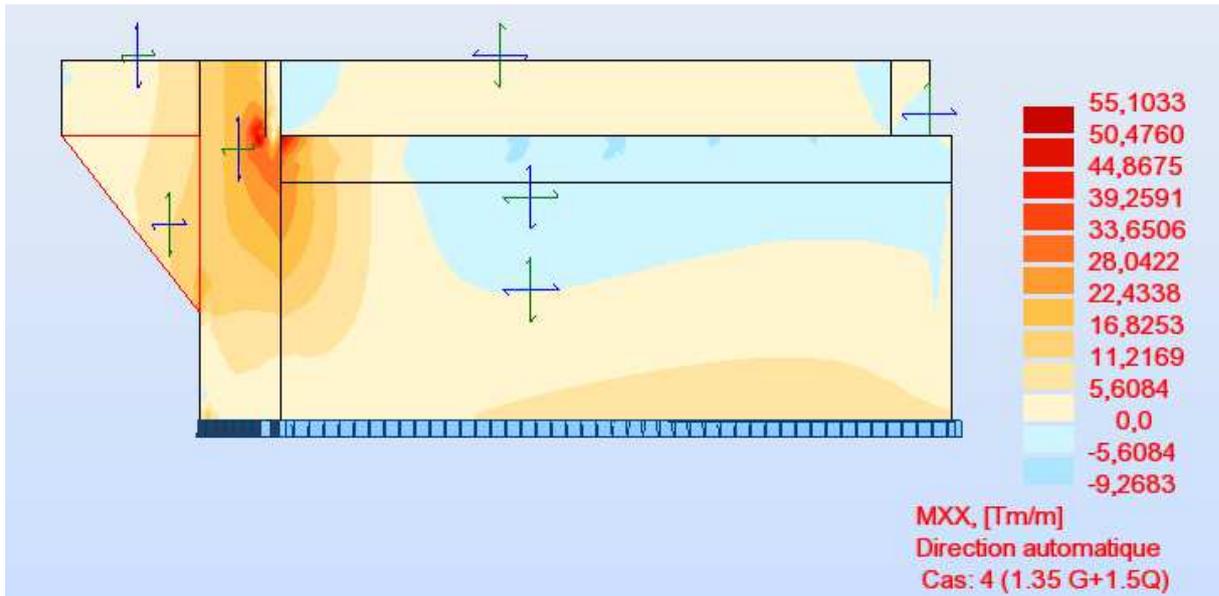


Figure XI.6 : Moment Mxx dû à la combinaison 1.35G+1.5Q

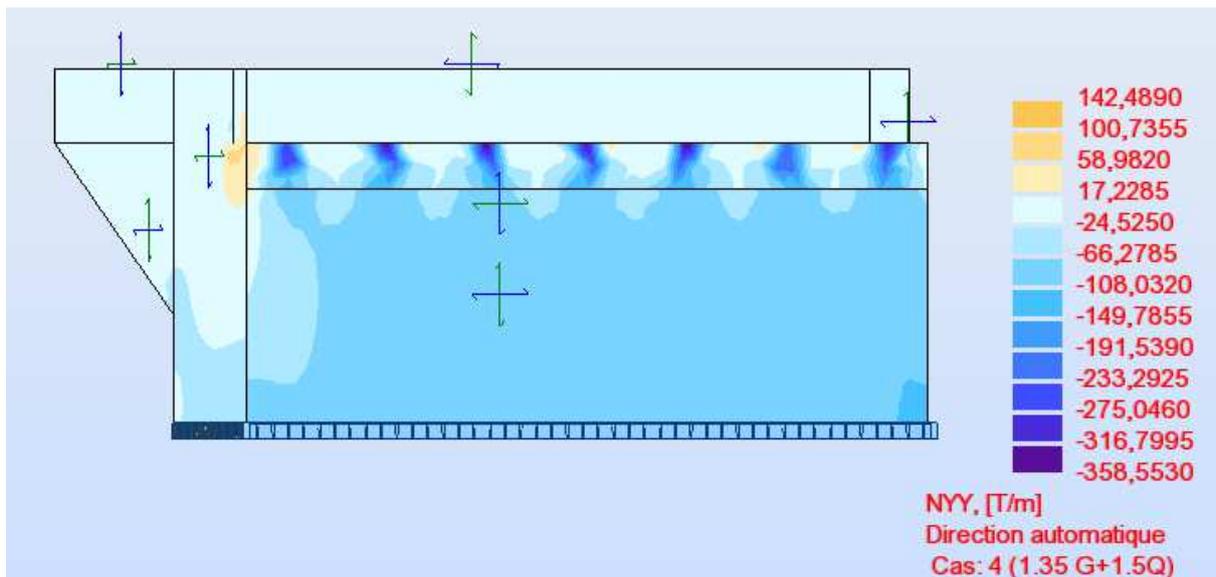


Figure XI.7 : Effort de compression dû à la combinaison 1.35G+1.5Q

XI.7.1.1. Ferrailage vertical du Mur frontal

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU (cas n°1 le plus défavorable)

Avec :

- $N_{ELU} = 328t / ml.$
- $M_{ELU} = 52.22 t.m / ml.$
- $f_{c28} = 27 MPa ; b_0 = 1m ; h = 4.8 m ; d = 1.3m.$

Le dimensionnement du mur frontal à L'ELU et la vérification des contraintes à L'ELS à l'aide de logiciel SOCOTEC sont donnés dans la Figure XI.8.

On a trouvé :

- la section $A_s=6.71 \text{ cm}^2$
- Condition de non fragilité :

$$A_{S_{\min}} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 17.8 \text{ cm}^2$$

As=17.8 cm² soit 9HA16 /ml As= 18.08 cm² St=11 cm

Figure XI.8 : Dimensionnement du mur frontal à L'ELU et vérification des contraintes à L'ELS

XI.7.1.2. Ferrailage horizontal du mur frontal

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU (cas n°1 la plus défavorable)

Avec :

- $N_{ELU} = 328 \text{ t /ml}$
- $M_{ELU} = 55.1 \text{ t.m /ml}$
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1.3 \text{ m}$; $h = 4.8 \text{ m}$; $d = 1 \text{ m}$.

XI.7.2. Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières. Ils sont encastés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie inférieure.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- La poussée horizontale due au remblai.
- La poussée horizontale due au surcharge $q=1t/m^2$.

Les résultats d'analyse du mur en retour avec logiciel ROBOT 2014 sont donnés dans le Tableau XI.8 :

Tableau XI.8 : Valeurs des sollicitations maximales

Cas	N_{yy} (t/m)	M_{xx} (t.m/m)	M_{yy} (t.m/m)	M_{xy} (t.m/m)
1.35 G+1.5Q	108	55.1	41.20	21.76
G +1.2 Q	84	39.2	32.7	14
G+0.6Q+E	76	24.4	31.28	10

Les efforts dus à la combinaison 1.3G+1.5Q sont illustrés dans les Figure de XI.10 à XI.12 :

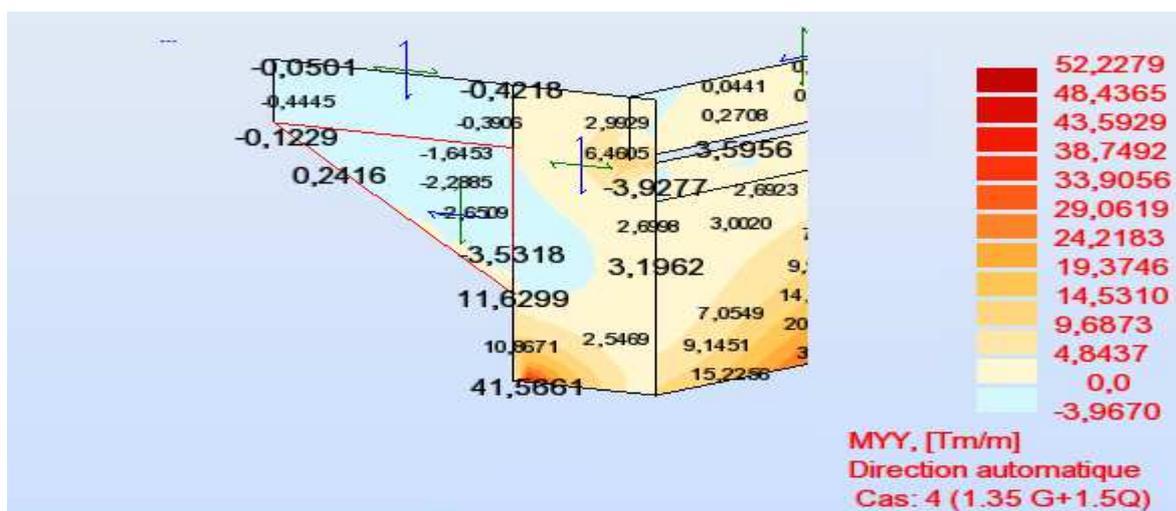


Figure XI.10 : Moments M_{yy} dus à la combinaison 1.35G+1.5Q

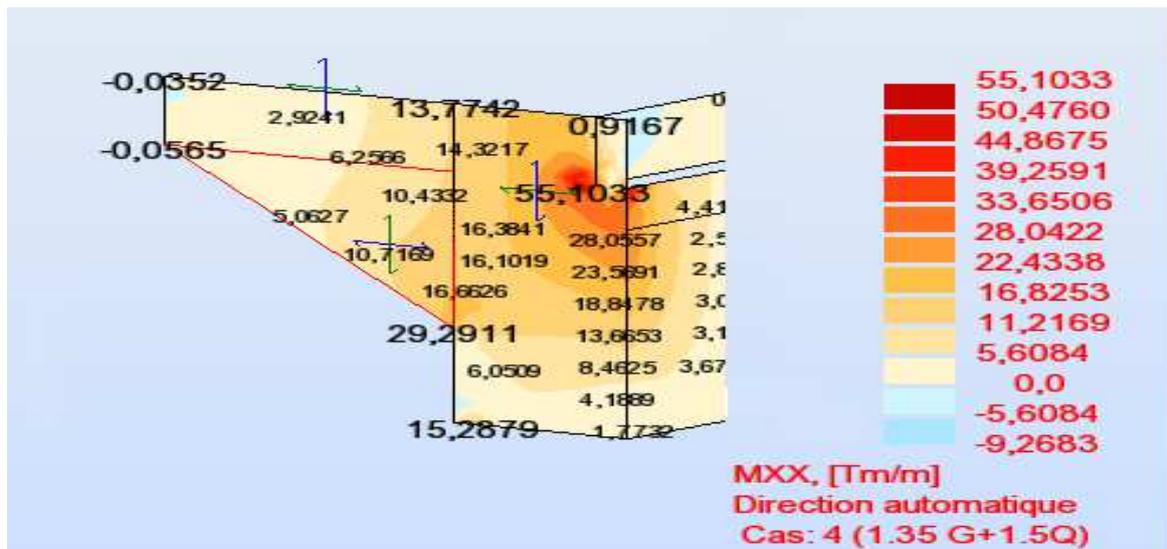


Figure XI.11 : Moments M_{xx} dus à la combinaison 1.35G+1.5Q

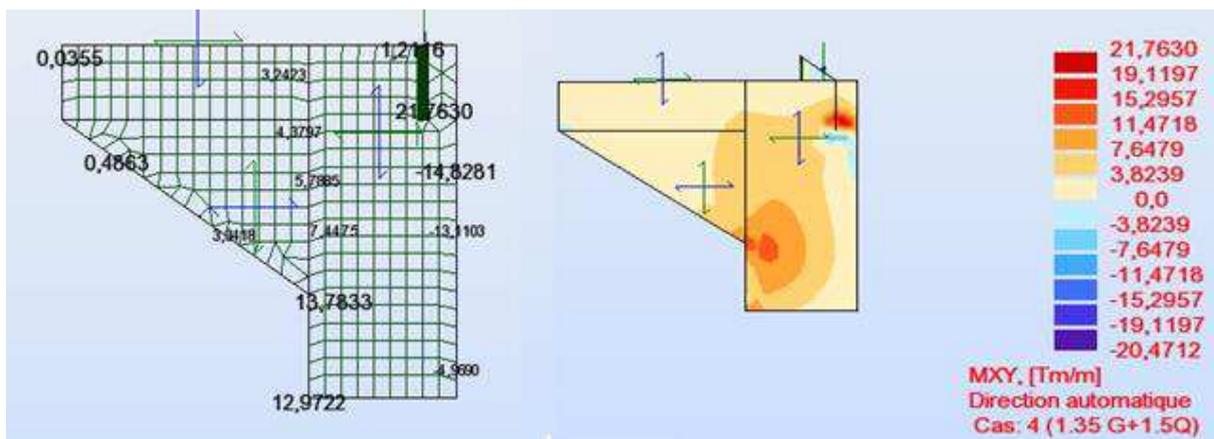


Figure XI.12 : Moments M_{xy} dus à la combinaison 1.35G+1.5Q

XI.7.2.1 Ferrailage horizontal du mur en retour

Le ferrailage se fait en flexion simple :

- $M_{ELU} = 55.1 \text{ t.m/ml}$ $M_{ELS} = 39.2 \text{ t.m/ml}$.
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 0.8 \text{ m}$; $d = 1 \text{ m}$.

A l'aide du logiciel SOCOTEC, on trouve les résultats suivants

- $A_{t \text{ mini}} \text{ (non fragilité)} = 7.35 \text{ cm}^2$.
- $A_{su} = 13.87 \text{ cm}^2$.
- $A_{s \text{ ser}} = 25.06 \text{ cm}^2$.

$A_s = \max \{ A_{su}; A_{s \text{ ser}}; A_{t \text{ mini}} \} = 25.06 \text{ cm}^2$ soit 8HA20/ml et $St = 13 \text{ cm}$.

XI.7.2.2.Ferrailage vertical du mur en retour

Le ferrailage se fait en flexion simple :

- $M_{ELU} = 41.2 \text{ t.m/ml}$ $M_{ELS} = 32.7 \text{ t.m/ml}$.
- $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.8 \text{ m}$.

A l'aide de logiciel SOCOTEC, on trouve les résultats suivants

- $A_{t \text{ mini}} \text{ (non fragilité)} = 7.35 \text{ cm}^2$.
- $A_{su} = 13.52 \text{ cm}^2$.
- $A_{s \text{ ser}} = 26.71 \text{ cm}^2$.

$$A_s = \max \{ A_{su}; A_{s \text{ ser}}; A_{s \text{ mini}} \} = 26.71 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 9 \text{ HA20/ml}, St=10 \text{ cm}$$

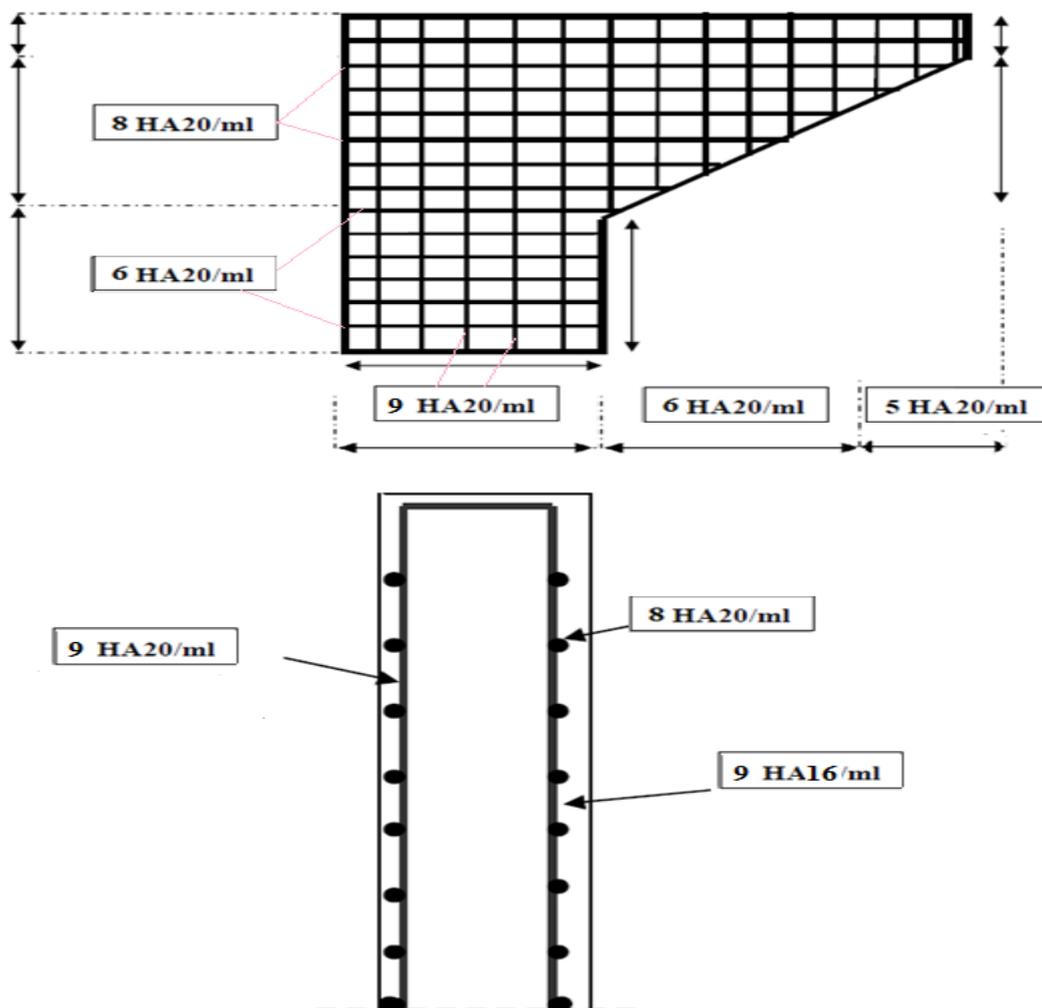


Figure XI.13 : Schéma de ferrailage du mur en retour

XI.7.3. Mur garde grève

D'après « le document SETRA art 2.3 » le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- La poussée des terres.
- La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- La force de freinage.

XI.7.3.1. Poussée des terres

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_t = 0.5 K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = 1/6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec

- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.271$.
- $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$... poids volumique des terres.
- $h = 1,3 \text{ m}$... hauteur du mur G.G.

Donc :

$$P_t = 0,41 \text{ t/ml} ; M_t = 0,178 \text{ t.m/ml}$$

XI.7.3.2. Poussée de la surcharge $q = 1 \text{ t/m}^2$ (sur remblais)

$$p_k = k_a q h = 0.27 \times 1 \times 1.3 = 0.351 \text{ t/ml}$$

$$M_q = 0.351 \times 1.3 / 2 = 0.228 \text{ t.m/ml}$$

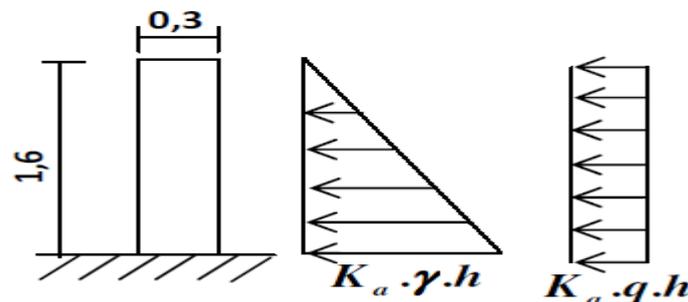


Figure XI.14 : Schéma statique du mur garde grève

XI.7.3.3. Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t sur un rectangle d'impact (0,25 ; 0,75) m² ; elle se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement (voir Figure XI.15) :

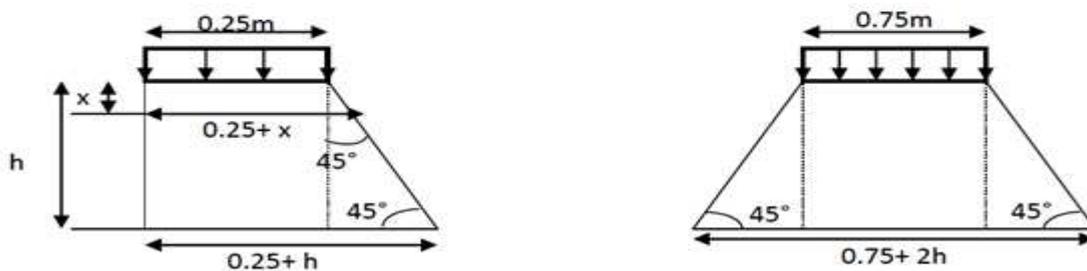


Figure XI.15 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur

D'après le document SETRA, le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}$$

Avec :

- $k = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$.
- Coefficient de pondération : $\gamma = 1.6$ à ELU et 1.2 à ELS.
- $b_c = 1.1$: coefficient de pondération du système Bc.
- $\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
- $K_a = 0.271$.
- $h = 1.3\text{m}$.
- $K_{ELS} = 0.271 \times 0.95 \times 1 \times 1.2 = 0.308$.
- $K_{ELU} = 0.271 \times 0.95 \times 1 \times 1.6 = 0.41$.
- $b_c = 0.95$ (pont de première classe avec 3voies chargées).

Donc :

$$M_p = 3.58 * k [-x + (0.25+h) * \ln(x+0.25)] \Big|_0^h$$

$$\text{ELU: } M_p = 1.62 \text{ t.m/ml. ; ELS: } M_p = 1.22 \text{ t.m/ml.}$$

XI.7.3.4. Force de freinage :

L'effet d'une seule roue de 6 t est considéré connu, et le moment de freinage créée par cette force est donné par l'expression suivante :

$$M_F = \frac{126h}{0.25+2h} \delta$$

$$M_f = 2.33 \gamma \quad \text{t.m/ml}$$

$$\text{ELU : } M_p = 3.728 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_p = 2.796 \text{ t.m/ml}$$

XI.7.3.5. Moment d'encastrement total

$$M_T = M_t + M_q + M_p + M_F$$

$$\text{À L'ELU : } M_T = 0.18 + 0.228 + 1.66 + 3.728 = 5.75 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{À L'ELS : } M_T = 0.178 + 0.228 + 1.22 + 2.99 = 4.61 \text{ t.m/ml}$$

Donc :

$$M_u = 5.75 \text{ t.m/ml}; M_{ser} = 4.614 \text{ t.m/ml}$$

XI.7.3.6. Ferrailage du mur garde grève :➤ **Ferrailage vertical :**

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

- $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0,45 \text{ m}$; $d' = 0,03 \text{ m}$; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.
- Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$).

D'après les résultats obtenus par le logiciel BAEL :

- $A_{su} = 3.35 \text{ cm}^2$.
- $A_{s_{ser}} = 6.78 \text{ cm}^2$.
- $A_{\text{minimal}} = 4.08 \text{ cm}^2$ pour la condition de non fragilité.

Donc :

$$A_s = \max (A_{ser}, A_u ; A_{\text{minimal}}) = 6.78 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$6\text{HA}12 (A_s=6.8 \text{ cm}^2)/\text{ml avec un espacement } S_t=15\text{cm}.$$

NB le ferrailage sera sous forme de cadre.

➤ **Ferrailage horizontal :**

Quel que soit M nous avons :

$$\frac{A_{sv}}{4} \leq A_{sh} \leq \frac{A_{sv}}{2}$$

On prend : $A_{sh} = \frac{A_{sv}}{2} = 3.4 \text{ cm}$

Donc :

5HA10/ml avec un espacement $St=20\text{cm}$

Le schéma de ferrailage est donné dans la figure XI.16 :

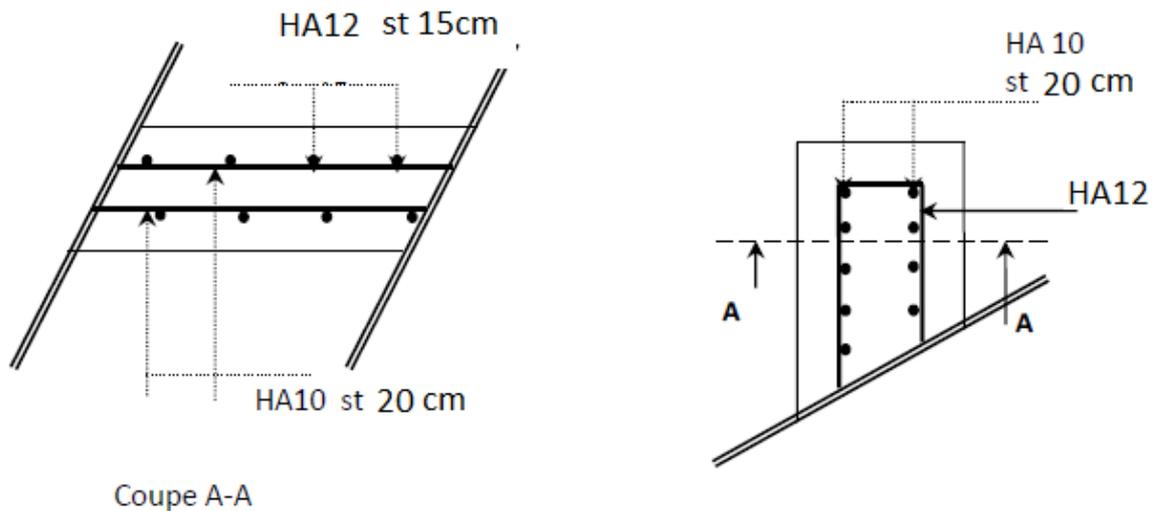


Figure XI.16 : Schéma de ferrailage du mur garde grève

XI.7.4. 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 repose sur le corbeau et sur le remblai.

La dalle de transition présente une largeur de **5 m** avec une épaisseur constante de **30cm**,

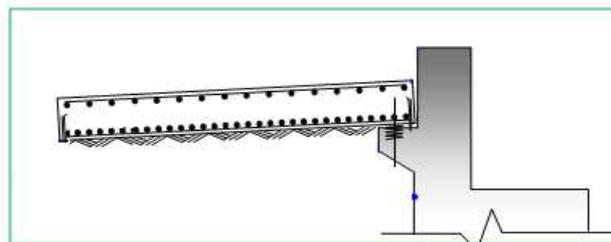


Figure XI.17 : Dalle de transition

XI.7.4.1.Charges agissant sur la dalle de transition sont :

Les charges sont :

- Poids propre.
- Poids de remblai.
- Surcharge 1.20 t/m².
- Revêtement 8cm.

XI.7.4.2.Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $g_2 = 2 \times (1.27-0.3) \times 1 = 1,94 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $P_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2.866 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

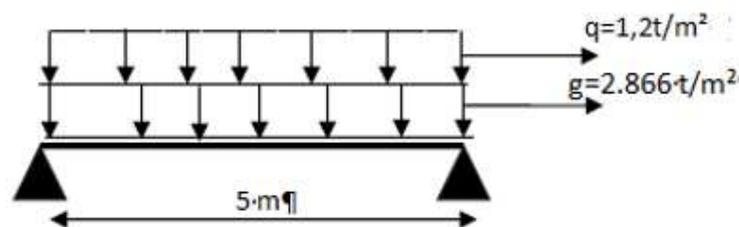


Figure XI.18 : Schéma statique de La dalle de transition

Les valeurs principales des sollicitations sont données dans le Tableau XI.9 :

Tableau XI.9 : Moments et efforts tranchants appliqués sur la section dangereuse (mi-travée)

	Charge (t/m ²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	2.866	8.96	7.165
Surcharge Q	1,2	3.75	3

Combinaison des efforts :

➤ **ELU :**

- $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_q = 18.09 \text{ t.m /ml}$.
- $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_q = 14.47 \text{ t /ml}$.

➤ **ELS:**

- $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_q = 13.46 \text{ t.m /ml}$.
- $T_{ELS} = T_G + 1.2 T_q = 10.76 \text{ t /ml}$.

XI.7.4.3. Ferrailage vertical à L'ELU :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m.}$$

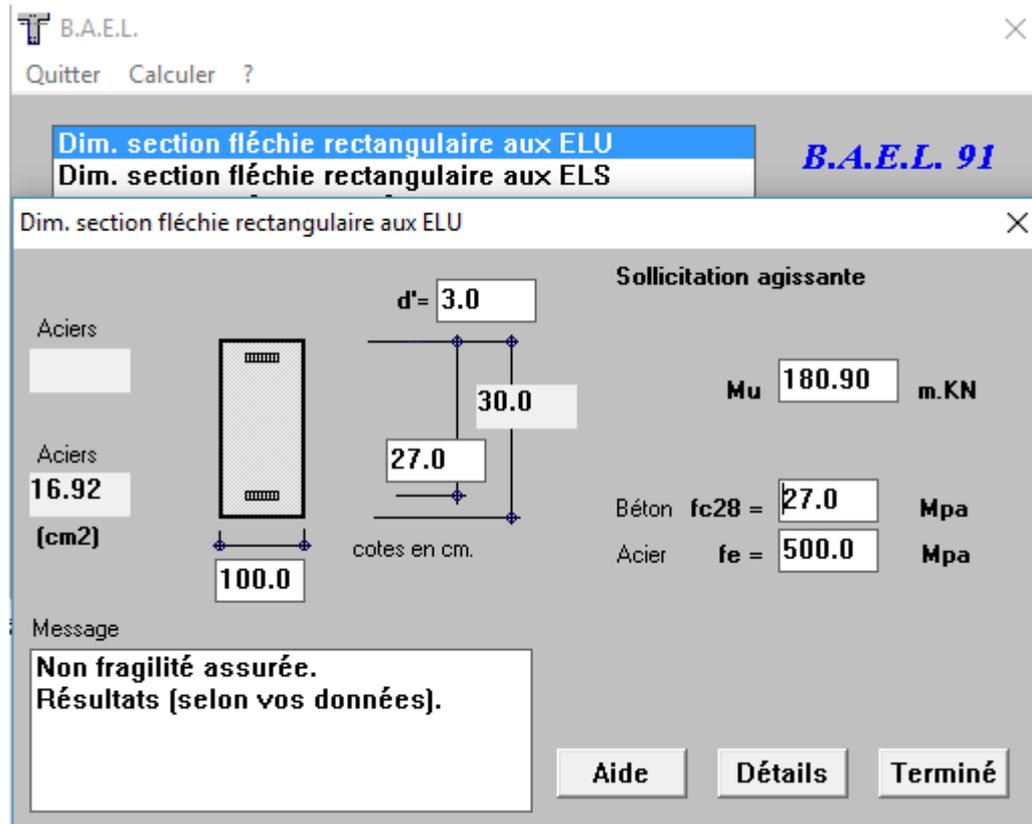


Figure XI.19 : dimensionnement à L'ELU pour le ferrailage vertical

$$A_s = 16.92 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$6\text{HA}20 \quad A_s = 18.84 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$18.84 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.22 \times 100 \times 27}{500} = 2.757 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pour des raisons constructives on prend $A_s' = A_s / 3 = 5.64 \text{ cm}^2$ soit 6HA12 :

$$A_s' = 6.78 \text{ cm}^2$$

XI.7.4.3.Ferrailage horizontal :

$$A_y = A_s / 4 = 4.23 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 4 HA12} \quad A_s' = 4.4 \text{ cm}^2, St=10 \text{ cm.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section des armatures tendues}).$$

$$A_s = 4.4 \geq 0,23 \frac{100 \times 27 \times 2,22}{500} = 2.757 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

XI.7.4.4.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.1447}{0.27} = 0.536 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u' = \inf\{ 4 \text{ Mpa ; } 0.1 f_{c28} \} = 2.7 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u' \geq \tau_u$$

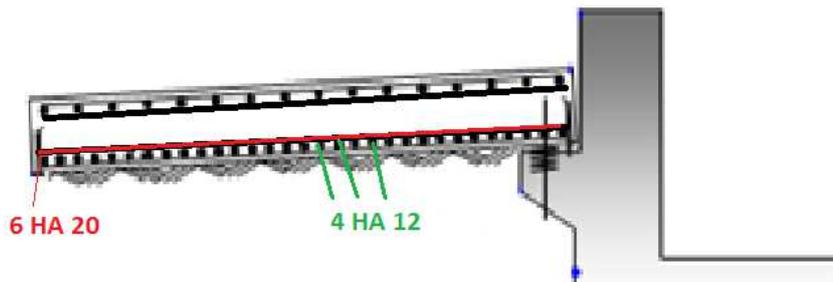


Figure XI.20 : ferrailage de la dalle de transition

XI.8.Conclusion

L'étude des éléments de notre pont est terminée, il y a lieu de passer ensuite vers la conclusion générale pour terminer notre travail.

Conclusion Générale

Conclusion général

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour le futur ingénieur de mettre en évidence les connaissances théoriques et pratiques acquises durant les cinq années de formation au sein de l'École Nationale Polytechnique.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation et de maîtriser les différents règlements utilisés dans le domaine des ouvrages d'art ainsi que le passage au logiciel à partir d'une modélisation correcte et ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci est rendu possible grâce à la lecture des différentes références bibliographiques, à l'utilisation de logiciels comme moyens de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

L'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

C'est une expérience qui nous permettra de passer peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques

- [1].A. Laribi, Cours Résistance des matériaux, Département de Génie Civil École Nationale Polytechnique, Alger, 2014-2015.
- [2].D. CHERID, Cours pont, Département de Génie Civil École Nationale Polytechnique, Alger, 2016
- [3].DTU règles B.A.E.L 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.
- [4].DTU règles BPEL 91 avril 1992. Règles BPEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG -Travaux, section 2 : béton précontraint.
- [5].Fascicule N° 61 Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art. Titre II- Programmes de charges et épreuves des ponts routes, France.
- [6].GASMI Rabah KACIMI Amar, Étude et calcul d'un pont en béton Précontraint réalisé par post-tention, Département de Génie Civil École Nationale Polytechnique, Alger, 2016.
- [7].Jean-Armand CALGARO & Anne BERNARD-GELY, Conception des ponts ,1994
- [8].Ministère des travaux publics, R.C.P.R, règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes.
- [9].Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Arts (RPOA 2008).
- [10]. R. BOUTEMEUR, Cours béton armé, Département de Génie Civil École Nationale Polytechnique, Alger, 2015.
- [11].

- [12]. R. BOUTEMEUR, Cours béton précontraint, Département de Génie Civil
École Nationale Polytechnique, Alger, 2011.
- [13]. Wai-Fah Chen Lian Duan CRC Bridge Engineering Handbook Press Boca
Raton London New York Washington, D. C



SONDAGE CAROTTE FD 103

Chantier : APD pénétrante autoroutière DJENDJEN autoroute EST OUEST

Client : SNC lavalin
Dossier : DOS/CEB/0812/008

Coordonnées du sondage:
X : 738265 Y : 4011975 Z :

annexe:

Ech.Prof: 1/100°

date travaux: 12/02/2013

Prof. (m)	Orbits	COUPE	Prof NGF	Description des sols	% de récup.	R.Q.D %	Echant.
1		[Pattern: Alluvions de diamètre Dc à Cm]		Alluvions de diamètre Dc à Cm entre 0.0 m et 1.05 m de profondeur. Limons argileux à sableux de couleur jaunâtre entre 1.05 m et 3.00 m de profondeur.	80		sur massif de scellement
2							bouchon étanche avec Bentonite-Ciment de 1.0 à 2.0 m.
3							gravillons drainants à partir de 2.00 m
4		[Pattern: Limons sableux]	3.00	Limons sableux de couleur jaunâtre entre 3.00 m et 4.70 m de profondeur. Un passage de galets entre 4.70 m à 5.00 m. Limon à sable et graviers à partir de 5 m.	90		début crépine à 3 m.
5							
6		[Pattern: Argile mameuse carbonatée]	6.00				
7				Argile mameuse carbonatée de couleur brunâtre avec graviers	98		1.1
8							tube crépiné sur H=10.00 m
9		[Pattern: Limons argileux]	9.00				
10				Limons argileux avec graviers de couleur jaunâtre	98		2.1
11		[Pattern: Argile mameuse carbonatée]					
12				Argile mameuse de couleur brunâtre carbonatée	100		fin crépine à 13 m.
13							tube piezo PVC diamètre Int. 45 mm longueur 15 m.
14							
15			15.00	[Arrêt du sondage]			4.1
16							bouchon à la base
17							
18							
19							
20							

logiciel SONDAGE32 - Version 3.37 du 08-10-2012 - [DO.E137 - V.1 du 17/05/2011]

Sondeuse: EMCI

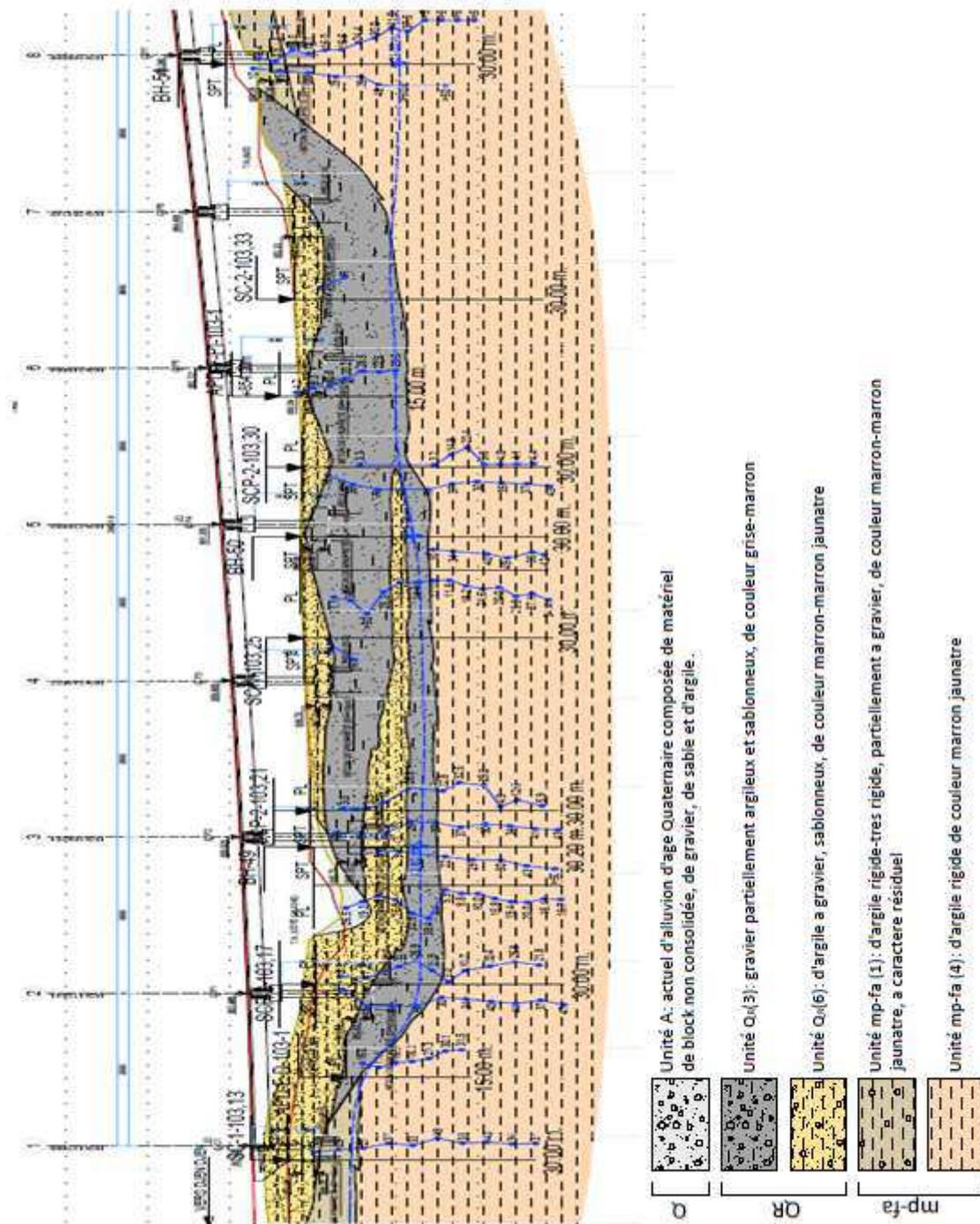
Observations : /

Nappe : / à la date du sondage

Rapports de forage GINGER CEBTP

LNHC		LABORATOIRE DEL'HABITAT & DE LA CONSTRUCTION UNITE DE BATNA TEL / FAX : 033 92 16 96		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC-1-103,25									
Projet : Liaison autoroutière reliant le port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest			Dossier N° : 101/2015										
Endroit : PK103+254 (SECTION 5)			Client : ETRHB GROUPE HADDAD										
Date début : 14/09/2015 Date fin : 14/09/2015 Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) : /		Coordonnées GPS X : 738,544 Y : 4,011,997 Z : /		Boue de forage Type forage : NON DESTRUCTIF Foreuse : GALAXY									
Etat des échantillons :		Intact		Remanié									
		Paraffiné		Roches									
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + ND)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
0.00	0.00										Terra végétale		
2.00	2.40										Argile brunâtre très plastique		
4.00	3.40										Argile limoneuse brunâtre encroûtée		
6.00													
8.00													
10.00													
12.00											Argile limono-sableuse grisâtre		
14.00													
16.00	15.00										Argile limoneuse brunâtre		
18.00													
20.00											Argile limoneuse brunâtre à rougeâtre		
22.00													
24.00	24.00										Fin du forage à une profondeur de 30 m.		
26.00													
28.00													
30.00	30.00												
32.00													
34.00													
REMARQUES : PHASE 1 (O.A. V-103,1										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince FS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Unités d'Atterberg (WL, PL, U _c) : Résistance à la compression W : Teneur en eau PV : Poids volumique AC : Analyse chimique CS : Coefficient rectiligne TR : Coefficient Triaxial RES : Résistance à la compression DEB : Coefficient de dilatation CHL : Coefficient de confinement R : Rotule à l'effort	
Préparé par : CP. ING. BOUALCH.S				Vérifié par : ING. BENKEMCHIA				03/11/2015		Page : 1 de 1			

Rapports de forage LNHC



Coupe géologique longitudinale du viaduc

Période et participation massique de la structure

<i>Cas/Mode</i>	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
2/1	7,8615	0,1201	0,0030	75,1536	0,0000	0,0030	75,1536	0,0000
2/2	12,0775	0,0828	1,1207	75,1736	0,0001	1,1177	0,0200	0,0001
2/3	12,8125	0,0780	73,7364	75,1944	0,0002	72,6157	0,0208	0,0001
2/4	13,3215	0,0751	75,9912	75,2234	0,0002	2,2548	0,0290	0,0001
2/5	13,7811	0,0726	78,4759	75,5477	0,0004	2,4847	0,3242	0,0001
2/6	14,1224	0,0708	78,7934	75,5486	0,0004	0,3175	0,0009	0,0001
2/7	14,8938	0,0671	80,2087	75,5746	0,0004	1,4153	0,0260	0,0000
2/8	15,8402	0,0631	80,3440	75,7549	0,0005	0,1353	0,1803	0,0001
2/9	16,5972	0,0603	80,4333	75,8650	0,0005	0,0893	0,1101	0,0001
2/10	18,6563	0,0536	81,0271	82,8130	0,0010	0,5939	6,9480	0,0005
2/11	24,6405	0,0406	81,1909	82,8174	0,0160	0,1637	0,0045	0,0150
2/12	26,4952	0,0377	81,1909	82,8175	66,8068	0,0001	0,0000	66,7908
2/13	26,9371	0,0371	81,1909	82,8188	66,9305	0,0000	0,0013	0,1237
2/14	27,6677	0,0361	81,1912	82,8191	75,9560	0,0003	0,0003	9,0255
2/15	28,5584	0,0350	81,1941	82,9242	76,2213	0,0029	0,1050	0,2654
2/16	29,6944	0,0337	81,1966	82,9242	79,3977	0,0025	0,0001	3,1764
2/17	30,7633	0,0325	81,2203	83,6514	79,3998	0,0237	0,7272	0,0020
2/18	31,3265	0,0319	81,2587	84,7140	79,4165	0,0384	1,0626	0,0168
2/19	33,0300	0,0303	81,2588	84,7268	81,2148	0,0001	0,0128	1,7982
2/20	33,5137	0,0298	81,2658	84,8269	81,9488	0,0070	0,1001	0,7341
2/21	37,1390	0,0269	81,2706	84,8276	81,9508	0,0048	0,0007	0,0020
2/22	39,8928	0,0251	81,2714	84,8472	81,9510	0,0008	0,0196	0,0001

Annexe 02

2/23	40,0794	0,0250	81,2716	84,8474	82,0061	0,0002	0,0002	0,0551
2/24	41,9435	0,0238	81,3227	85,0195	82,0062	0,0510	0,1721	0,0001
2/25	42,2259	0,0237	81,6122	85,0658	82,0063	0,2895	0,0462	0,0001
2/26	42,5477	0,0235	81,6167	85,0852	82,0251	0,0045	0,0194	0,0188
2/27	45,4008	0,0220	81,6168	85,0876	82,0951	0,0001	0,0024	0,0700
2/28	46,2329	0,0216	81,6168	85,0919	82,0951	0,0000	0,0043	0,0000
2/29	48,2143	0,0207	81,6170	85,1580	82,1013	0,0002	0,0661	0,0062
2/30	50,5064	0,0198	81,6193	85,1616	82,1290	0,0023	0,0036	0,0277
2/31	52,0399	0,0192	81,6222	86,2495	82,1293	0,0029	1,0880	0,0003
2/32	52,1049	0,0192	82,0092	86,2529	82,1293	0,3870	0,0034	0,0000
2/33	59,6886	0,0168	82,0098	86,2585	82,1293	0,0005	0,0056	0,0000
2/34	68,5125	0,0146	82,1959	86,2625	82,1293	0,1861	0,0041	0,0000
2/35	76,8219	0,0130	82,1961	86,2632	82,1294	0,0002	0,0006	0,0000
2/36	95,6926	0,0105	82,1962	86,2657	86,8409	0,0001	0,0025	4,7115
2/37	96,6179	0,0104	82,2067	86,3443	87,1229	0,0105	0,0786	0,2820
2/38	97,5017	0,0103	82,2535	86,3616	87,1257	0,0469	0,0173	0,0028
2/39	98,4712	0,0102	82,3074	86,3821	87,1841	0,0539	0,0205	0,0584
2/40	100,0266	0,0100	82,3119	86,4197	87,1841	0,0045	0,0376	0,0000
2/41	102,9550	0,0097	82,3476	86,4259	87,1962	0,0357	0,0062	0,0121
2/42	105,0639	0,0095	82,4076	86,4668	87,2193	0,0600	0,0409	0,0231
2/43	108,3795	0,0092	82,4076	86,4694	87,3380	0,0000	0,0026	0,1187
2/44	119,4328	0,0084	82,7538	86,5029	87,3650	0,3462	0,0335	0,0270
2/45	119,9256	0,0083	84,1464	86,6050	87,3653	1,3926	0,1021	0,0003
2/46	122,3937	0,0082	84,4048	86,6057	87,3663	0,2583	0,0007	0,0010
2/47	122,7864	0,0081	84,9797	86,6170	87,3668	0,5749	0,0113	0,0005
2/48	123,2643	0,0081	85,0979	86,6171	87,3695	0,1182	0,0001	0,0027

Annexe 02

2/49	124,4740	0,0080	85,1258	86,6184	87,3703	0,0279	0,0013	0,0008
2/50	129,4185	0,0077	85,1540	86,6198	87,3835	0,0283	0,0014	0,0132
2/51	130,6388	0,0077	85,1616	86,6199	87,4122	0,0076	0,0001	0,0287
2/52	138,1181	0,0072	85,1716	86,9508	87,4123	0,0100	0,3309	0,0001
2/53	144,2224	0,0069	85,3778	87,9531	87,4124	0,2063	1,0023	0,0001
2/54	144,8058	0,0069	85,4055	88,0496	87,4126	0,0277	0,0965	0,0002
2/55	146,6044	0,0068	85,4205	88,0628	87,4131	0,0150	0,0132	0,0005
2/75	225,6580	0,0044	86,0265	88,5905	87,7703	0,0235	0,0006	0,0001
2/76	229,4086	0,0044	86,0612	88,5905	87,7721	0,0347	0,0000	0,0019
2/77	230,4202	0,0043	86,1350	88,5933	87,7789	0,0738	0,0029	0,0068
2/78	234,2437	0,0043	86,1387	88,5959	87,8438	0,0037	0,0026	0,0649
2/79	238,6806	0,0042	86,1397	88,5978	87,8596	0,0010	0,0019	0,0158
2/80	245,4620	0,0041	86,1407	88,5985	87,8874	0,0010	0,0006	0,0278
2/81	248,7546	0,0040	86,1418	88,5990	87,8874	0,0011	0,0006	0,0000
2/82	252,8762	0,0040	86,1433	88,5993	87,8875	0,0015	0,0002	0,0001
2/83	254,7176	0,0039	86,1437	88,6020	87,9098	0,0004	0,0027	0,0223
2/84	265,0222	0,0038	86,1440	88,6032	87,9246	0,0003	0,0012	0,0148
2/85	266,9409	0,0037	86,1551	88,6035	87,9247	0,0111	0,0003	0,0000
2/86	273,8433	0,0037	86,1555	88,6155	88,3922	0,0004	0,0120	0,4675
2/87	275,3482	0,0036	86,1560	88,6155	88,3933	0,0005	0,0000	0,0012
2/88	280,8298	0,0036	86,1561	88,6172	88,6631	0,0001	0,0017	0,2697
2/89	281,3242	0,0036	86,1562	88,6211	89,1810	0,0000	0,0039	0,5180
2/90	284,5040	0,0035	86,1567	88,6211	89,1815	0,0006	0,0000	0,0005
2/91	292,3685	0,0034	86,1567	88,6212	89,1816	0,0000	0,0001	0,0001
2/92	294,1526	0,0034	86,1606	88,6213	89,1816	0,0039	0,0001	0,0000
2/93	323,2321	0,0031	86,1613	88,6626	89,1816	0,0007	0,0413	0,0000

Annexe 02

2/94	332,6102	0,0030	86,1613	88,6634	89,1865	0,0000	0,0008	0,0049
2/95	342,7472	0,0029	86,1613	88,6635	89,1866	0,0000	0,0001	0,0001
2/96	350,7670	0,0029	86,1614	88,6637	89,1886	0,0000	0,0002	0,0020
2/97	356,0640	0,0028	86,1614	88,6637	89,1886	0,0000	0,0000	0,0001
2/98	369,0572	0,0027	86,1614	88,6637	89,2020	0,0000	0,0000	0,0134
2/99	480,7062	0,0021	86,1621	88,6643	89,2020	0,0008	0,0006	0,0000
2/100	491,0429	0,0020	86,1640	88,8558	89,2025	0,0019	0,1916	0,0005
2/101	491,3695	0,0020	86,2329	88,9681	89,2028	0,0689	0,1123	0,0003
2/102	495,9167	0,0020	86,2330	89,0306	89,2030	0,0001	0,0624	0,0002
2/103	502,9934	0,0020	86,2341	89,0890	89,2033	0,0010	0,0584	0,0003
2/104	507,3603	0,0020	86,2417	89,0890	89,2033	0,0077	0,0000	0,0000
2/105	509,6328	0,0020	86,2428	89,0930	89,2033	0,0011	0,0040	0,0000
2/106	510,6646	0,0020	86,2429	89,0977	89,2035	0,0001	0,0047	0,0002
2/107	518,4618	0,0019	86,2429	89,1303	89,2035	0,0000	0,0326	0,0001
2/108	525,8552	0,0019	86,2627	89,1337	89,2036	0,0198	0,0034	0,0000
2/109	526,1747	0,0019	86,2783	89,1347	89,2036	0,0156	0,0010	0,0000
2/110	530,3172	0,0019	86,2784	89,1418	89,2036	0,0000	0,0071	0,0000
2/111	551,3676	0,0018	86,2784	89,1419	89,2036	0,0000	0,0002	0,0000
2/112	565,4660	0,0018	86,2906	89,1421	89,2036	0,0123	0,0001	0,0000
2/113	576,9213	0,0017	86,2907	89,1421	89,2036	0,0001	0,0000	0,0000
2/114	1012,8987	0,0010	86,2956	89,1421	89,2036	0,0049	0,0000	0,0000
2/115	1034,3332	0,0010	86,3303	89,1421	89,2036	0,0347	0,0000	0,0000
2/116	1046,8752	0,0010	86,3552	89,1438	89,2036	0,0249	0,0017	0,0000
2/117	1071,2073	0,0009	86,3599	89,1445	89,2036	0,0047	0,0007	0,0000
2/118	1101,9250	0,0009	86,3689	89,1447	89,2036	0,0089	0,0002	0,0000
2/119	1115,4730	0,0009	86,3693	89,1449	89,2036	0,0004	0,0002	0,0000

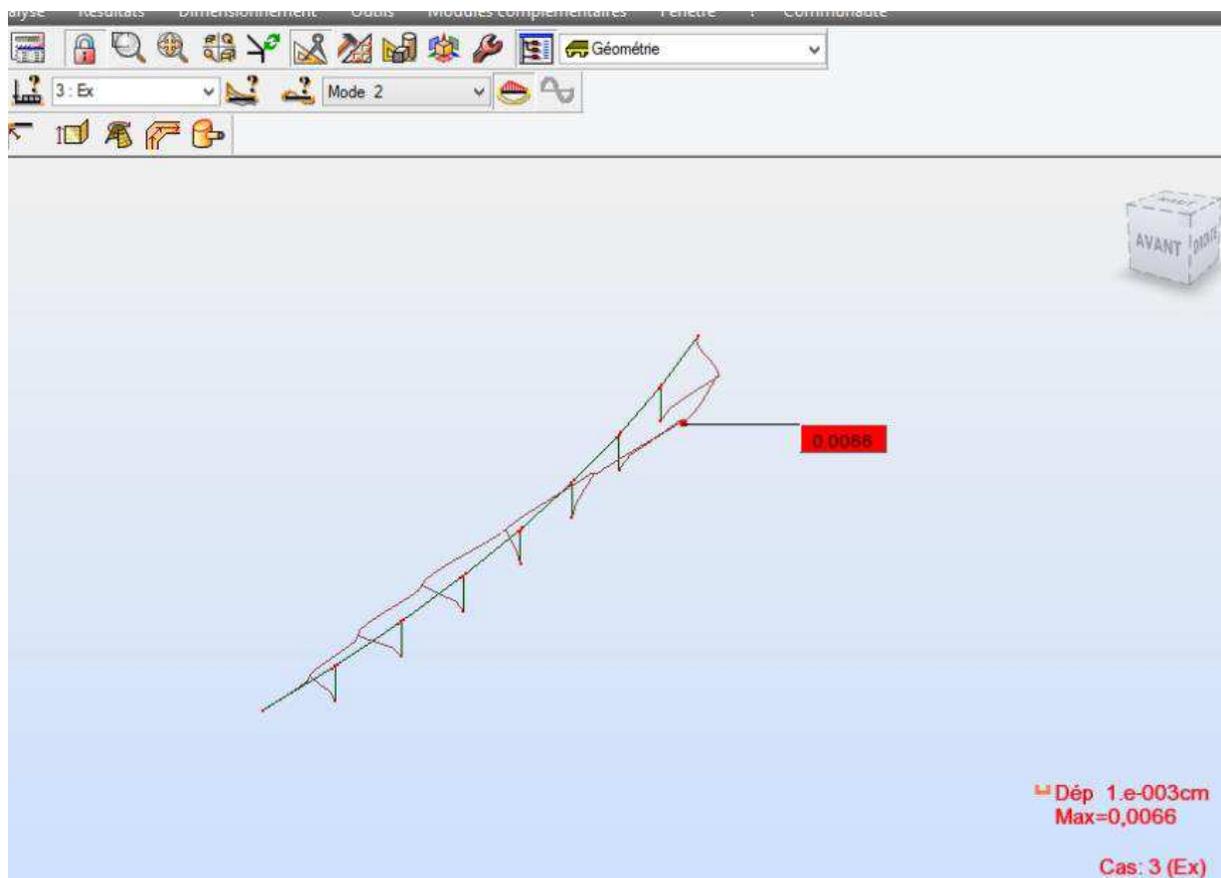
Annexe 02

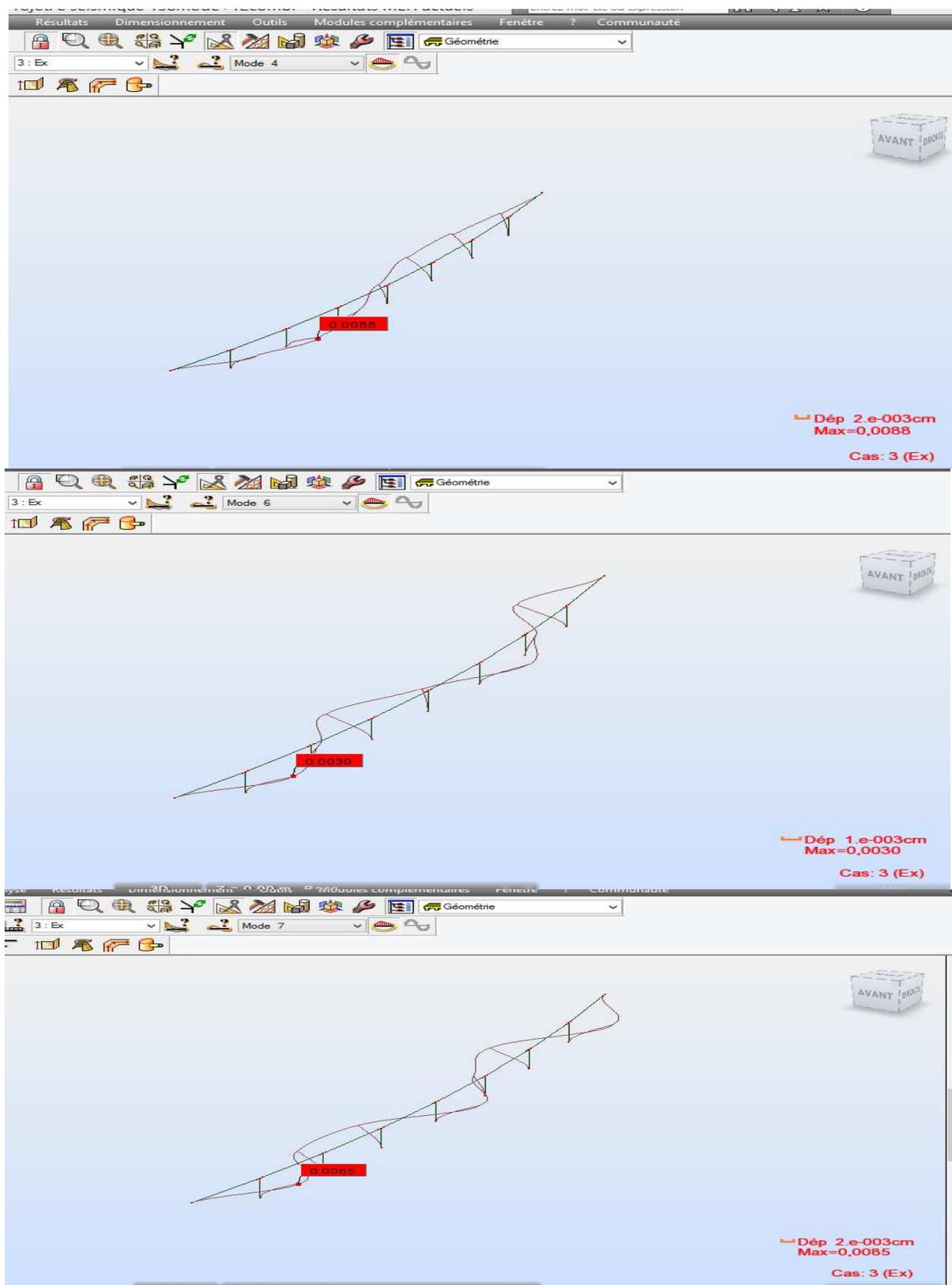
2/120	1143,3307	0,0009	86,3711	89,1450	89,2036	0,0018	0,0001	0,0000
2/121	1369,3075	0,0007	86,3712	89,1450	89,2036	0,0001	0,0000	0,0000
2/122	1398,2392	0,0007	86,3785	89,1456	89,2036	0,0073	0,0005	0,0000
2/123	1420,3146	0,0007	86,3809	89,1459	89,2036	0,0024	0,0003	0,0000
2/124	1434,3943	0,0007	86,3827	89,1459	89,2036	0,0018	0,0000	0,0000
2/125	1448,2841	0,0007	86,3836	89,1460	89,2036	0,0010	0,0001	0,0000
2/126	1466,0008	0,0007	86,3840	89,1460	89,2036	0,0004	0,0000	0,0000
2/127	1505,1936	0,0007	86,3868	89,1460	89,2036	0,0028	0,0000	0,0000
2/128	2795,1951	0,0004	86,3868	89,1460	89,2036	0,0000	0,0000	0,0000
2/129	3162,3013	0,0003	86,3868	89,1460	89,2055	0,0000	0,0000	0,0019
2/130	3217,7475	0,0003	86,3869	89,1487	89,2081	0,0000	0,0027	0,0026
2/131	6498,4649	0,0002	86,3869	89,1487	89,2081	0,0000	0,0000	0,0000
2/132	20595,383	0,0000	86,3869	89,1487	89,2081	0,0000	0,0000	0,0000
2/133	33018,226	0,0000	86,3869	89,1488	89,2082	0,0000	0,0001	0,0001
2/134	36691,674	0,0000	86,3869	89,1488	89,2082	0,0000	0,0000	0,0000
2/135	64903,876	0,0000	86,3869	89,1488	89,2082	0,0000	0,0000	0,0000
2/136	78683,194	0,0000	86,3869	89,1488	89,2082	0,0000	0,0000	0,0000
2/137	169325,31	0,0000	86,3869	89,1488	89,2082	0,0000	0,0000	0,0000
2/138	234527,47	0,0000	86,3870	89,1488	89,2082	0,0000	0,0000	0,0000

Déplacement maximal de l'ouvrage

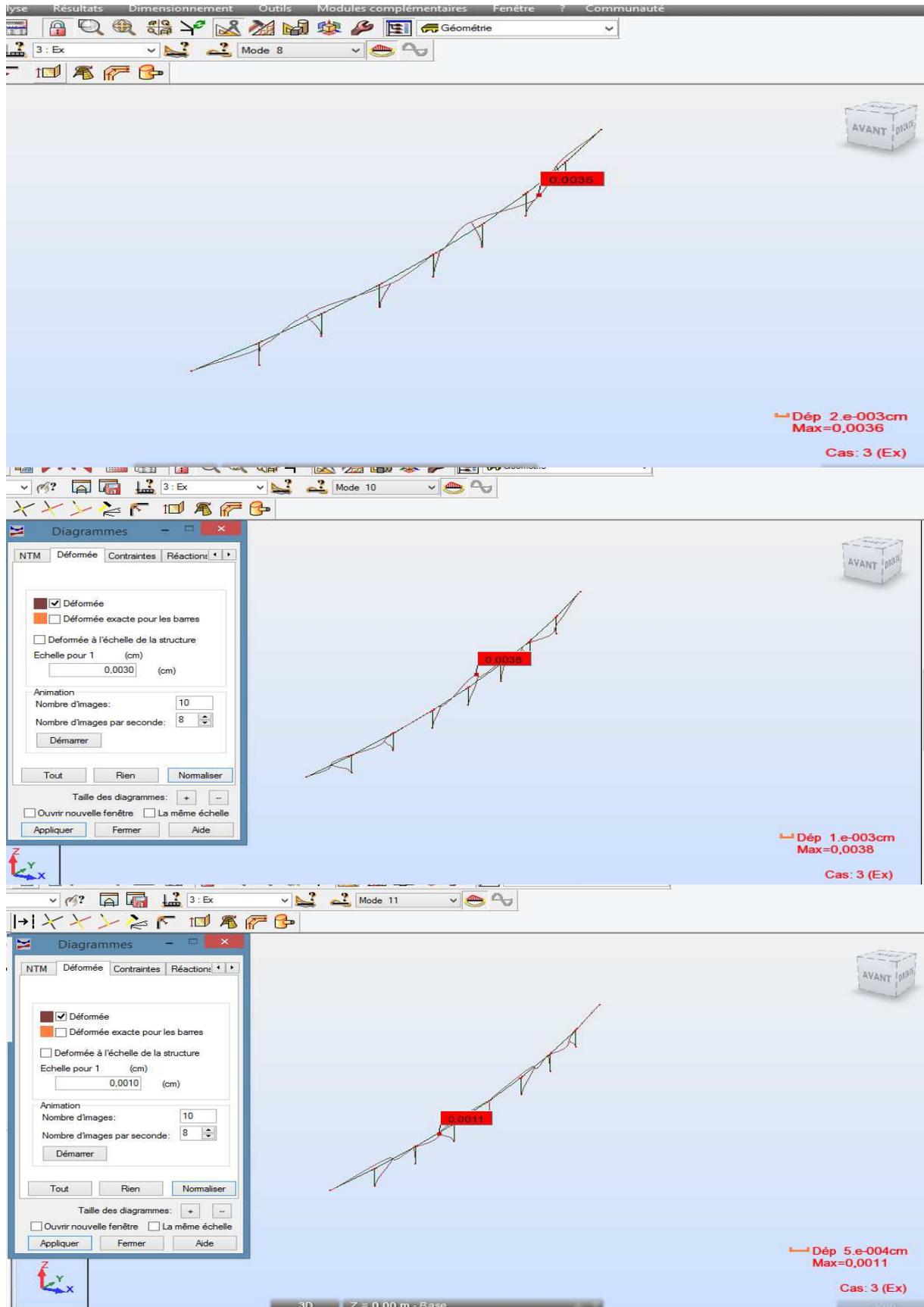
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,867	0,3147	0,0249	0,00028	0,00012	0,00000
Noeud	55	47	48	52	32	76
Cas	12 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	-0,0346	-0,957	-0,0336	-0,00008	-0,00004	-0,00000
Noeud	55	47	24	52	59	76
Cas	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	1	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)

Les modes propres

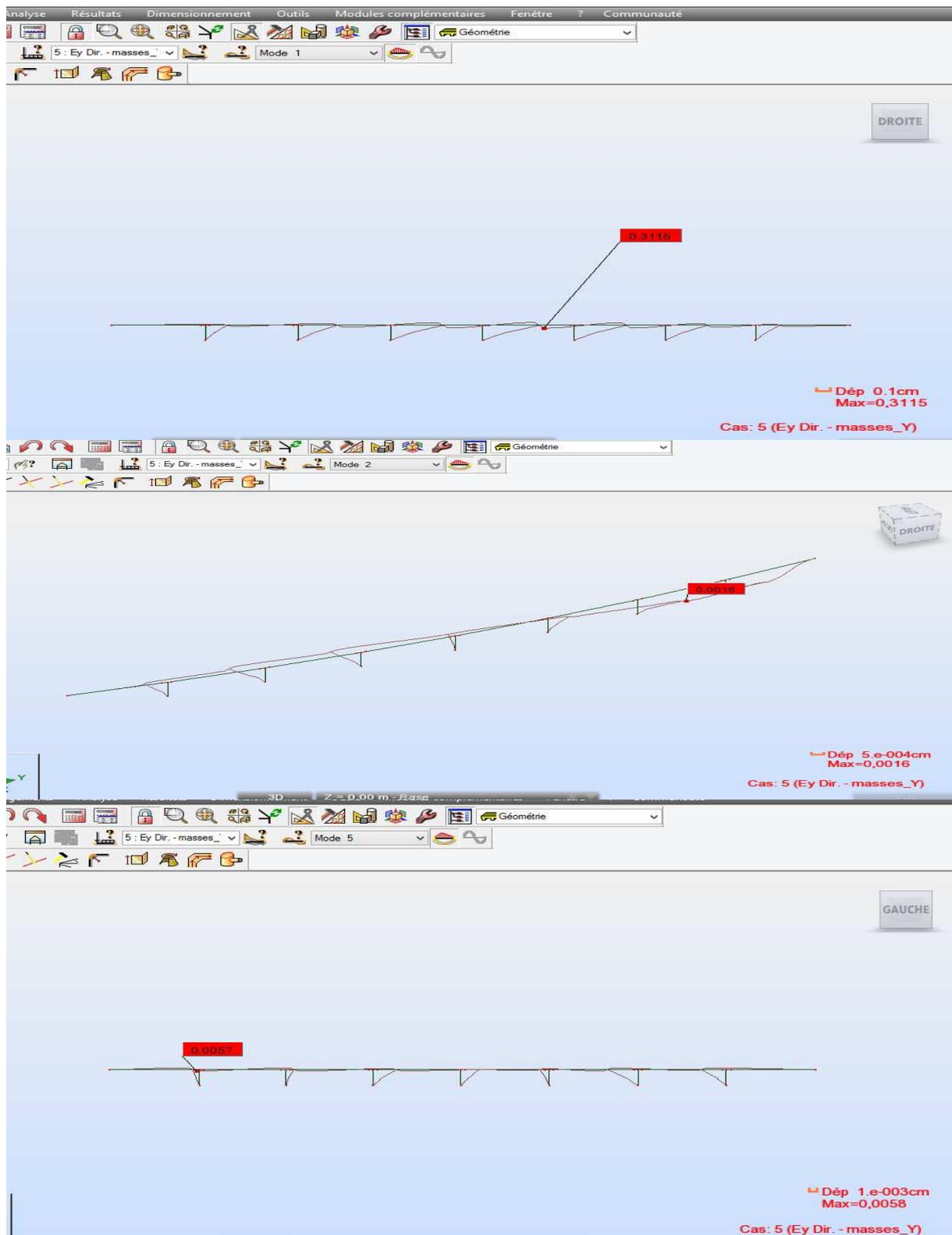




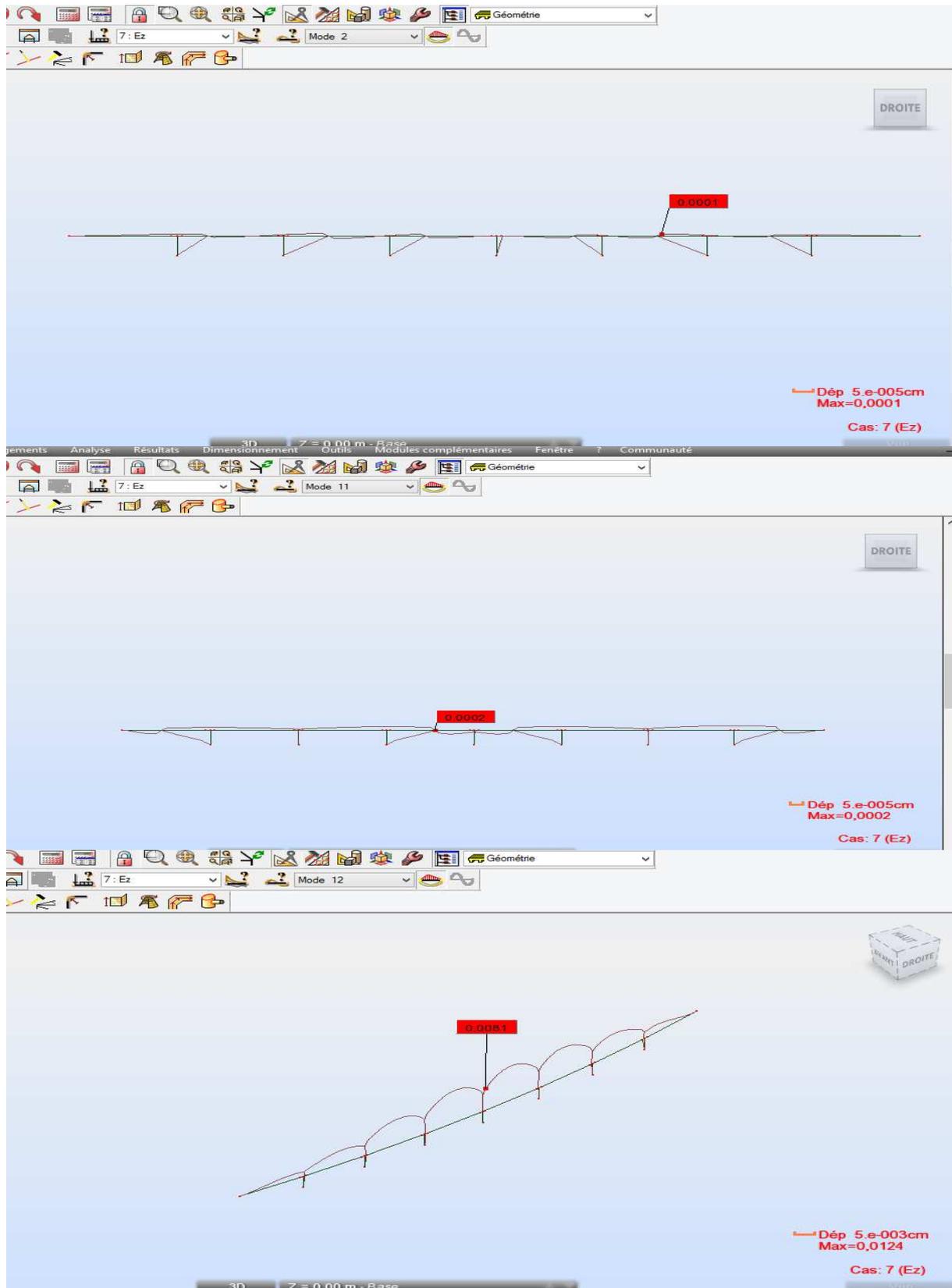
Les Mode transversale



Les Mode transversale



Les Modes Longitudinal



Les Mode vertical