

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et Etude d'un viaduc (V89.2) sur la
nouvelle pénétrante autoroutière reliant le port de
Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau de
EL Eulma**

Présenté par :
BENYAHIA Amine
LADJEL Nouredine

Encadré par :
Mr. GUERFI Moussa
Mr. BENREDOUANE Mustapha

Promotion 2023/2024

REMERCIEMENTS

Avant tout, on remercie ALLAH qui nous a donné le courage et la volonté d'aller jusqu'ouù bout dans ce modeste travail

Un Grand Mercie s'adresse particulièrement à nos familles qui nous ont soutenus pour réaliser nos études et qui nous ont toujours encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous tenant à remercier notre encadrant : monsieur **GUERFI Moussa** pour son appréciation compétente qu'il a été à l'origine de ce travail, pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés tout au long du travail

Nous remercions notre co-encadrant monsieur **BENRADOUANE Mustapha** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants et les travailleurs de L'ENSTP Sans Exception.

Nous adressons aussi nos cordiaux et nos sincères remerciements à tous les ingénieurs de MAPA qui ont fait preuves d'une grande disponibilité à nos égards.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous associons, enfin, a ces remerciements tous nos collègues. Nous avons eu la chance de rencontrer des amis formidables qui nous ont encouragés et soutenus au cours de ces cinq' ans. Qu'ils trouvent ici le témoignage

De Nous Attachement Et De Nous Amitié.

Dédicace

*Avant tous nous remercions ALLAH tout puissant de m'avoir
Donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là.*

Je dédie ce modeste travail :

*À mes très chers parents qui m'ont fourni au quotidien un
soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais
exprimer seulement par des mots. Que ALLAH vous protège et
Vous garde pour nous.*

*À mes chers frères RAOUF et NABIL pour leur
appui et leur encouragement,*

À mon chère et petit frère MOHAMMED IBRAHIM, que j'aime tant.

*À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon
parcours universitaire.*

*À mon binôme, et très cher ami LADJEL et toute sa famille ;
À toutes mes amis d'ENSTP promotion 2024*

*À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou
de près à la réalisation de ce mémoire.*

À vous...Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin.

BENYAHIA Amine

Dédicace

A mes très chers parents

LADJEL MOKHTAR et MOUSSAOUI DAHBIA

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour que je lui éprouve, à celle que Je prie souvent ALLAH pour qu'il la protège à toi ma mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant le mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots,
toi mon père

A mon cher frère NASERDDINE, mon soutien dans les moments les plus difficiles

A mes chères sœurs NEDJMA, FATIMA ZOHRA et SALIMA

À mon cher binôme BENYAHIA Amine

A tous mes chers amis F.ABDERRAHIM, AYMEN, B.ABDERRAHIM,
BOUBAKAR, SOUHEIB et HOUDAYFA

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

À vous...Enfin, à tous ceux qui m'aiment de près et de loin

LADJEL Nouredine

ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع إلى تصميم ودراسة جسر بطريقتي التتابع المتتالي بامتداد 235 متر، المتواجد في النقطة الكيلومترية 92+240 يعتبر هذا الجسر جزءاً من مشروع الطريق الرابط بين ميناء جن جن بولاية جيجل والطريق السيار شرق غرب بالعلمة بولاية سطيف بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة' عرجنا بعدها إلى التصميم العام للمشروع بحيث قمنا باقتراح 3 تصاميم مختلفة, ثم اختيار تصميم بناء على شروط مختلفة و ذلك لدراسته دراسة معمقة و التي تتضمن , خصائص المواد المستعملة في الحساب, تقييم الحمولات و الحمولات الزائدة , دراسة الإجهاد المسبق, الدراسة الطولية و الدراسة العرضية. وأخيراً دراسة البنية التحتية و ختمنا عملنا بخاتمة عامة. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج ميداس 2022 من أجل دراسة هذا المشروع

الكلمات المفتاحية: التتابع المتتالي، جسر، الإجهاد المسبق، البنية التحتية

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont réalisé par la méthode de l'encorbellement successif d'une portée de 235 mètres, situé au PK 89+240, ce pont fait partie du projet de route de liaison entre le port de Djen-Djen à autoroute est-ouest au niveau el Eulma à Sétif. Nous avons commencé ce travail par une introduction générale. Ensuite, nous nous sommes référés à la conception générale du projet afin que nous ayons proposé 3 conceptions différentes, puis sélectionné une conception basée sur des conditions différentes. Ceci est pour son étude approfondie, qui comprend, les propriétés des matériaux utilisés dans le calcul, l'évaluation des charges et des surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude longitudinale et l'étude transversale, et enfin l'étude des infrastructures, et nous avons conclu nos travaux par une conclusion générale.

Pour rappel, nous avons utilisé le programme MIDAS CIVIL 2022 pour étudier ce projet.

Mots clés : encorbellement successif, viaduc, la précontrainte, infrastructure

Abstract

This modest work consists of designing and studying a bridge carried out by the successive cantilever method with a span of 235 meters, located at PK 89 + 240; this bridge is part of the road project link between the port of Djen-Djen in Jijel and el Eulma in Setif.

We started this work with a general introduction. Then we referred to the general design of the project so that we came up with three different designs and then selected a design based on different conditions. This is for its in-depth study, which includes, the properties of materials used in the design, the evaluation of loads and overloads, the study of prestressing, the longitudinal study and the transverse study, and finally the study infrastructure, and we concluded our work with a general conclusion.

As a reminder, we used the MIDAS CIVIL 2022 program to study this project.

Keywords : successive cantilever, bridge, prestressing, infrastructure,

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL	1
CHAPITRE I :	PRESENTATION DE PROJET
I.1. INTRODUCTION	7
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	7
I.1.1. Situation du projet	7
I.1.1.1. Objectif du projet :.....	8
I.2.1. Obstacle à Franchir :.....	8
I.2.2. Caractéristiques de l'ouvrage :	8
I.1. LES DONNEES DE PROJET :.....	8
I.2.3. Les données fonctionnelles :	8
I.2.3.1. Tracé en plan	8
I.2.3.2. Profil en long :.....	9
I.2.3.3. Profil en travers :	9
I.2.4. Les données naturelles :	9
I.2.4.1. Topographie :	9
I.2.4.2. Sismicité du site :.....	9
I.2.4.3. Température :	10
I.2.4.4. Vent :	10
I.2.4.5. Géotechnique :.....	10
I.3. Recommandations pour les types de fondation :.....	11
I.4. CONCLUSION	11
CHAPITRE II :	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
II.1. INTRODUCTION :.....	12
II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :.....	12
II.2.1. Variante 01 : « Pont voûtes en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »	12
II.2.1.1. Conception longitudinale.....	12
II.2.1.2. Conception transversale :	13
II.2.2. Variante 2 : «Pont à poutres précontraintes du type VIPP»	16
II.2.2.1. Conception longitudinale :	16
II.2.2.2. Conception transversale :	17
II.2.3. Variante 3 : «Pont mixte bi-poutres ».....	19
II.2.3.1. Conception longitudinale :	19
II.2.3.2. Conception transversale :	19
II.3. ANALYSE DES VARIANTES :	22
II.4. CONCLUSION :	23

CHAPITRE III :	CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
III.1. INTRODUCTION :	24
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :	24
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	24
III.3.1. Béton :	24
III.3.2. Armatures :	25
III.3.2.1. Armatures passives :	25
III.3.2.2. Armatures De Précontrainte :	25
III.3.3. Contraintes admissibles :	26
III.3.3.1. Béton :	26
III.3.3.2. Armatures :	27
III.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	28
III.4.1. Actions permanentes :	28
III.4.1.1. Charges permanentes :	28
III.4.1.2. Les compléments de charges permanentes CCP :	28
III.4.1.3. Poids total du tablier :	29
III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic :	29
III.4.2.1. Système de charge à considérer :	29
III.4.2.2. Caractéristiques du pont :	29
III.4.2.3. Système de charge A :	29
III.4.2.4. Système de charge B :	31
III.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 :	33
III.4.2.6. Charges exceptionnelles : D240 :	33
III.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique :	34
III.4.3. Autres surcharges :	34
III.4.3.1. Effort de freinage :	34
III.4.3.2. Action thermique :	35
III.4.3.3. Actions dues au vent :	35
III.4.3.4. Action sismique :	35
III.5. CONCLUSION :	35
CHAPITRE IV :	ETUDE DU TABLIER
IV.1. INTRODUCTION :	37
IV.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION :	37
IV.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau :	37
IV.2.2. Charges à prendre en compte :	38
IV.2.2.1. Poids propre du fléau :	38
IV.2.2.2. Charge due au vent :	39
IV.2.2.3. Charges de chantier connues :	39

IV.2.2.4.	Charges de chantier aléatoire :.....	39
IV.2.2.5.	Actions accidentelles :.....	40
IV.2.3.	Combinaisons d'action :.....	40
IV.2.4.	Evaluation des efforts :.....	41
IV.2.5.	Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte :.....	42
IV.2.5.1.	Calcul nombre des câbles :.....	43
IV.2.5.2.	Calcul de la surface des cales :.....	44
IV.2.6.	Evaluation des efforts en service :.....	45
IV.2.6.1.	Modélisation :.....	45
IV.2.6.2.	Combinaisons d'action :.....	46
IV.2.6.3.	Résultats :.....	46
IV.3.	CONCLUSION :.....	47
CHAPITRE V :		ETUDE DE LA PRECONTRAINT
V.1.	INTRODUCTION :.....	48
V.2.	ETUDE DE LA PRECONTRAINT :.....	48
V.2.1.	Etude de la précontrainte du fléau :.....	48
V.2.1.1.	Détermination du nombre de câbles du fléau :.....	48
V.2.1.2.	Disposition et enrobage des câbles :.....	50
V.2.1.3.	Tracé des câbles en plan :.....	50
V.2.1.4.	Tracé des câbles en élévation :.....	51
V.2.1.5.	Résultats :.....	52
V.2.2.	Etude de la précontrainte de continuité :.....	54
V.2.2.1.	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale :.....	54
V.2.2.2.	Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive :.....	57
V.2.3.	Evaluation des pertes de la précontrainte :.....	60
V.2.3.1.	Pertes de tension instantanées :.....	60
V.2.3.2.	Pertes de tension différées :.....	63
V.2.3.3.	Les pertes totales :.....	64
V.2.3.4.	Application sur les câbles de fléau :.....	64
V.2.4.	Vérification des contraintes normales :.....	64
V.2.4.1.	Vérification des contraintes en phase de construction :.....	65
V.2.4.2.	Vérification pendant le bétonnage du clavage P1-P2 :.....	66
V.2.4.3.	Vérification des contraintes en phase de service :.....	67
V.2.5.	Armatures des zones tendues :.....	67
V.2.6.	Vérification des contraintes tangentielles :.....	68
V.2.6.1.	Vérification vis-à-vis de l'ELS :.....	68
V.2.6.2.	Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :.....	69

V.2.6.3	Vérification de la flèche vis-à-vis de l'ELS :	70
V.3.	CONCLUSION :	71
CHAPITRE VI :		ETUDE TRANSVERSAL
VI.1.	INTRODUCTION :	71
VI.2.	ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX :	71
VI.2.1.	Modélisation et combinaison :	71
VI.2.2.	Détermination des sollicitations :	72
VI.2.3.	Résultats :	72
VI.2.4.	Ferraillage :	73
VI.2.4.1.	Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP :	74
VI.2.4.2.	Ferraillage passif des voussoirs :	75
VI.3.	CONCLUSION :	76
CHAPITRE VII :		ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS
VII.1.	INTRODUCTION :	77
VII.2.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :	77
VII.3.	Méthode utilisées pour l'estimation de l'effort sismique :	77
VII.3.1.	Méthode spectrale multimodale :	77
VII.3.1.1.	Les spectres de réponse :	78
VII.3.1.2.	Modes significatifs :	80
VII.3.1.3.	Combinaison des composantes de l'action sismiques :	80
VII.4.	EQUIPEMENTS :	80
VII.4.1.	APPAREILS D'APPUIS :	80
VII.4.1.1.	Détermination les dimensions et les raideurs des appareils d'appuis :	80
VII.4.2.	Aire l'appareil d'appui :	81
VII.4.2.1.	Choix de type d'appareil d'appui :	84
VII.4.2.2.	Appareils d'Appui à Pot :	84
VII.4.2.3.	Dimensionnement des Appareils d'Appuis à Pot :	85
VII.4.2.4.	Conditions d'appuis :	85
VII.4.2.5.	Evaluation des efforts appliqués sur les appareils d'appuis :	86
VII.4.3.	DÉS D'APPUI :	87
VII.4.3.1.	Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :	87
VII.4.3.2.	Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile :	87
VII.4.3.3.	Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée :	88
VII.4.3.4.	Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée :	88
VII.4.4.	JOINT DE CHAUSSEE :	90
VII.4.4.1.	Dimensionnement :	90
VII.4.4.2.	Type de joint :	90

VII.4.5. ETANCHEITE DU TABLIER :	91
VII.5. CONCLUSION :	92
CHAPITRE VIII :	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VIII.1. INTRODUCTION :	93
VIII.2. ETUDE DE LA PILE :	93
VIII.2.1. Conception de la pile :	93
VIII.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :	94
VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile :	94
VIII.2.2.1. Efforts statiques :	94
VIII.2.2.2. Efforts sismiques :	95
VIII.2.2.3. Combinaisons des efforts :	95
VIII.2.3. Ferrailage des éléments de la pile :	96
VIII.2.3.1. PARTIE EVIDÉE :	96
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE :	102
VIII.3.1. Conception des culées :	102
VIII.3.1.1. Choix de type de culée :	102
VIII.3.1.2. Eléments constituant une culée remblayée :	102
VIII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée :	102
VIII.3.2. Evaluation des efforts statiques agissant sur les culées :	103
VIII.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée :	103
VIII.3.2.2. Descente des charges :	104
VIII.3.3. Ferrailage des éléments de la culée :	105
VIII.3.3.1. MUR FRONTAL :	105
VIII.3.3.2. MUR GARDE GREVE :	107
VIII.3.3.3. DALLE DE TRANSITION :	109
VIII.3.3.4. CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION :	110
VIII.3.3.5. MUR EN RETOUR :	111
VIII.3.4. Détermination des sollicitations sismiques :	112
VIII.3.4.1. Les charges dynamiques dues à la poussée des terres :	112
VIII.3.4.2. Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée :	113
VIII.3.4.3. Evaluation des efforts issus du tablier :	113
VIII.3.4.4. Cumul des efforts sismiques :	114
VIII.4. ETUDE DES FONDATION :	115
VIII.4.1. Calcul la portance et nombre des pieux :	115
VIII.4.2. Les dimensions de semelle :	115
VIII.4.3. Calcul des sollicitations :	116
VIII.4.4. Ferrailage de semelle et pieux :	117

VIII.4.4.1. Semelle :	117
VIII.4.4.2. Pieux :	118
VIII.5. CONCLUSION :	120
CONCLUSION GENERALE.....	121
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXE A	
ANNEXE B	
ANNEXE C	
ANNEXE D	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :	PRESENTATION DE PROJET
Figure I.1 : Location du Viaduc 89.2	7
Figure I.2 : Tracé en plan V89.2.....	8
Figure I.3 : Profil en long V89.2	9
Figure I.4 : profil en travers V89.2.....	9
Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).....	10
CHAPITRE II :	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
Figure II.1 : Profil en long d'un tablier d'un Pont voussoir d'une hauteur variable.	13
Figure II.2 : Notations des dimensions.....	13
Figure II.3 : découpage numérotation des voussoirs.....	15
Figure II.4: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	16
Figure II.5: Notation des dimensions.	18
Figure II.6: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	19
CHAPITRE III :	CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Figure III.1: Limitation des contraintes des sections en B.P.	27
Figure III.2: les cas de chargement.....	29
Figure III.3 : Système de chargement Bc.	31
Figure III.4 : Système de chargement Bt.....	32
Figure III.5: Convoi de charge Mc 120.	33
Figure III.6 : Convoi exceptionnel D240.	33
CHAPITRE IV :	ETUDE DU TABLIER
Figure IV.1: Situation temporaire de construction à considérer.....	39
Figure IV.2: Situation accidentelle à considérer.	40
Figure IV.3: Vue 3D de modèle de fléau.	41
Figure IV.4: schéma descriptif du clouage.....	42
Figure IV.5: modèle de calcul du tablier.	45
CHAPITRE V :	ETUDE DE LA PRECONTRAINT
Figure V.1: Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.....	50
Figure V.2: Tracée en plan des câbles de fléau.	51
Figure V.3: Tracé en élévation des câbles de fléau	51
Figure V.4: Position de câble C3.....	52
Figure V.5: Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.	53
Figure V.6: Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc.....	55
Figure V.7: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale.	56
Figure V.8: Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.....	58
Figure V.9: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.	59
Figure V.10: frottement le long de câble lors la mise en tension	60
Figure V.11: Schéma illustratif le cas d'une seule pente.	61
Figure V.12: Schéma illustratif le cas de 2 pentes.	61
Figure V.13: Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.	66
Figure V.14: Diagramme des contraintes à $x = 33.1$ m (Fin V06).....	67
Figure V.15: Effort de précontrainte.	68
CHAPITRE VI :	ETUDE TRANSVERSAL

Figure VI.1: Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel.	71
Figure VI.2: Vue en 3D du voussoir à la clef modélisé sur le logiciel.....	71
Figure VI.3: Sections à justifier.	72
Figure VI.4: Ferrailage du voussoir à la clef.....	76
Figure VI.5: Ferrailage du voussoir sur pile.....	76

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

Figure VII.1: Modèle de calcul multimodal.	77
Figure VII.2: Spectre de réponse élastique Sae/g (T) - composante horizontale.	79
Figure VII.3: Spectre de réponse élastique Sae/g (T) - composante verticale.....	79
Figure VII.4: définition géométrique d'un appareil d'appui	81
Figure VII.5: Limites D'utilisation des appareils d'appui.....	84
Figure VII.6: composition schématique d'un appareil d'appui à pot.	85
Figure VII.7: Vue en dessus, Conditions d'appuis.....	85
Figure VII.8: Les réactions transversales sur chaque appui.	86
Figure VII.9: les réactions transversales sur chaque appui.	86
Figure VII.10: Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.....	89
Figure VII.11: Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.	89
Figure VII.12: Modèles des joints Wd.	91

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1: Dimensions des piles de l'ouvrage	93
Figure VIII.2: Abaques de WALTHER pour la pile 1	97
Figure VIII.3: Abaques de WALTHER pour la pile 2	97
Figure VIII.4: coupe transversal qui montre le ferrailage de la pile 01.....	101
Figure VIII.5: coupe transversal qui montre le ferrailage de la pile 02.....	101
Figure VIII.6: Les dimensions des éléments de la culée	103
Figure VIII.7: Les moments MYY sur le mur en retour.	111
Figure VIII.8: Les moments MXX sur le mur en retour.	111
Figure VIII.9: Culée sous séisme.	114
Figure VIII.10: les modelés de fondation de la pile et la culée	116
Figure VIII.11: Ferrailage des culées.....	119
Figure VIII.12: Ferrailage semelle des piles.	120

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT
Tableau II-1 : Implantation des appuis de la variante 01.	13
Tableau II-2 : Récapitulation Pré-dimensionnement de la variante	14
Tableau II-3 : les hauteurs des voussoirs et l'épaisseur d'hourdis inférieur.....	15
Tableau II-4: Implantation des appuis de la variante 02	16
Tableau II-5: Pré-dimensionnement de la variante 2.....	17
Tableau II-6: implantation des appuis	19
Tableau II-7: Pré-dimensionnement des poutres métalliques.....	20
Tableau II-8: Pré-dimensionnement des pièces de pont.	21
Tableau II-9: analyse multicritères.....	22
CHAPITRE III :	CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
Tableau III-1 : Caractéristiques de béton.	24
Tableau III-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.	25
Tableau III-3: Contraintes admissibles à la compression de béton.	26
Tableau III-4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	27
Tableau III-5 : Estimation du poids total de tablier.....	28
Tableau III-6 : Estimation du poids dû aux CCP.....	28
Tableau III-7 : estimation de poids total du tablier	29
Tableau III-8 : Coefficient a_1	30
Tableau III-9: valeurs de $A(l)$	30
Tableau III-10 : Les valeurs de b_c	31
Tableau III-11 Les valeurs de B_c	32
Tableau III-12 : Valeurs de b_t et B_t	32
Tableau III-13 : Valeur de δ	34
CHAPITRE IV :	ETUDE DU TABLIER
Tableau IV-1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.	38
Tableau IV-2: Récapitulation des combinaisons d'action.	40
Tableau IV-3: Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré.....	41
Tableau IV-4: Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré.....	42
Tableau IV-5: comparaison entre M/N et l'entraxe.....	43
Tableau IV-6: Combinaisons de charge en phase de service.	46
CHAPITRE V :	ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE
Tableau V-1: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.....	49
Tableau V-2: L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.....	52
Tableau V-3: L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.....	52
Tableau V-4: Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale	54
Tableau V-5: L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.	55
Tableau V-6: L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C0 de travée principale.....	55
Tableau V-7: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.	57
Tableau V-8: L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.	58
Tableau V-9: L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C1 de travée de rive.....	58
Les résultats sont résumés dans le Tableau V-10 (les contraintes sont bien vérifiées).	65
Tableau V-11: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.....	65

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSAL

Tableau VI-1: Combinaisons des charges appliquées.	72
Tableau VI-2: Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.	73
Tableau VI-3: Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.	73
Tableau VI-4: Ferrailage passif du VSP.	75
Tableau VI-5: Ferrailage passif du VC.	75

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

Tableau VII-1: Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis	83
Tableau VII-2: les réactions pour une paire d'appareils d'appui à pot.	86
Tableau VII-3: les réactions pour un appareil d'appui à pot.	86
Tableau VII-4: Choix des appareils d'appuis commerciaux.	87
Tableau VII-5: Ferrailage de dés d'appui de pile.	88
Tableau VII-6: Ferrailage de dés d'appui de culée	88
Tableau VII-7: capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais de l'ouvrage.	91
Tableau VII-8: Modèle Wd 110 (dimensions en mm).	91

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII-1: Vérification du flambement de pile la plus haute.	94
Tableau VIII-2: Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées.	94
Tableau VIII-3: Réactions et moments dus au séisme à la base de pile	95
Tableau VIII-4: Combinaison des efforts à la base de pile	96
Tableau VIII-5: tableau pour calculer Aire total de l'armature passive.	98
Tableau VIII-6: tableau pour calculer Aire total de l'armature passive	100
Tableau VIII-7: Ferrailage transversal des piles	100
Tableau VIII-8: coefficient de poussée	104
Tableau VIII-9: Evaluations des efforts de la culée.	104
Tableau VIII-10: Evaluations des efforts dus au tablier.	105
Tableau VIII-11: Sollicitations sur mur frontal.	105
Tableau VIII-12: combinaisons de charge à ELS.	106
Tableau VIII-13: combinaisons de charge à ELU	106
Tableau VIII-14: Moment M_p / K dû à une charge locale en fonction de h.	108
Tableau VIII-15: Evaluations des efforts de la dalle de transition.	109
Tableau VIII-16: calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres	113
Tableau VIII-17: Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.	113
Tableau VIII-18: la portance d'un pieu.	115
Tableau VIII-19: Nombre des pieux retenus	115
Tableau VIII-20: Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.	115
Tableau VIII-21: Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles.	116
Tableau VIII-22: Les sollicitations les plus défavorables sur les pieux.	117

LISTE DES ABREVIATIONS

- AAEF** : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
E_p : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
15T15s : 15 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils) super
19T15s : 19 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils) sup

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GRNERALE

Un pont est un ouvrage qui permet de franchir des obstacles naturels (vallées, oueds, rivières, etc.) ou artificiels (barrages, etc.), ainsi que d'autres voies de circulation. La conception et l'étude d'un pont nécessitent une attention particulière en raison de ses implications esthétiques, socio-économiques et stratégiques.

En Algérie, les infrastructures routières, notamment les ouvrages d'art, jouent un rôle central dans les déplacements des personnes et le transport des marchandises. Cette importance confère un rôle clé au réseau d'infrastructures routières.

Compte tenu de l'importance des infrastructures routières en Algérie, les ingénieurs doivent assurer la sécurité et le confort des usagers. Cela se traduit par un choix judicieux des équipements répondant aux exigences spécifiées et l'adoption de dispositions constructives visant à garantir une durabilité optimale des ouvrages.

Face aux objectifs de développement du réseau d'infrastructures définis par les autorités publiques, les ingénieurs doivent concevoir, calculer et réaliser ces structures en utilisant des méthodes fiables, rapides et efficaces pour répondre aux besoins et aux exigences de leur environnement économique et social. Dans ce contexte, notre projet vise à concevoir, étudier et modéliser un ouvrage d'art reliant le port de Djen-Djen à l'autoroute Est-Ouest à El Eulma sur 110 Km. Le V89.2

Nous avons organisé notre travail comme suit :

En premier lieu on propose des variantes possibles et parmi ces variantes nous avons choisi l'une qui est généralement mieux que les autres.

Une fois notre choix est fixé et les matériaux définis, nous avons dimensionné les différents éléments du tablier, calculer les caractéristiques géométriques des voussoirs et déterminer le poids de l'ouvrage.

Ensuite, nous avons déterminé les sollicitations dans le fléau et la précontrainte de fléau. Nous avons déterminé les sollicitations dans le tablier après clavage des travées et la précontrainte de continuité.

Le voussoir a été étudié en flexion transversale et locale et ferrailé en conséquence. Notre infrastructure se de deux piles et de deux culées.

Le travail a été fait selon le même organigramme que le tablier ; c'est-à-dire :

- Choix du type de pile et de culée
- Dimensionnement des différents éléments
- Etude et ferrailage

GÉNÉRALITÉ

Classification des ponts

Tout d'abord, un pont comprend trois parties distinctes :

-le tablier, structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, ...) entre ses deux extrémités,

-les appuis qui supportent le tablier : culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu,

-les fondations qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain. Ensuite, plusieurs classifications peuvent être considérées en fonction des critères choisis :

- Matériaux constitutifs (acier, béton armé ou précontraint).
- Fonctionnalité de l'ouvrage et sa destination.
- La nature des réactions exercées aux appuis.
- Du mode de fonctionnement longitudinal de la structure.
- Schémas statique transversal.
- De son mode de construction.

Les ponts en béton précontraint

Béton précontraint

Le béton précontraint est un matériau de construction composite dans lequel ont été préalablement introduites des tensions opposées à celles qu'il devra subir une fois mis en œuvre.

Cette technique vise à améliorer la résistance du béton face à diverses sollicitations, lorsqu'il sera notamment soumis à des charges et des tractions dangereuses pour son intégrité.

La précontrainte par pré-tension :

La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint.

Elle se déroule de la manière suivante :

1. Mise en tension des armatures entre des bancs de coffrage

Les câbles de précontrainte sont tendus sur un banc de préfabrication.

2. Coulage du béton

Le béton est coulé directement au contact des câbles (il n'y a pas de gaine).

3. Relâchement des armatures après le durcissement du béton

Les câbles sont relâchés aux extrémités après le durcissement du béton. Ils sont ensuite coupés au bord des poutres.

GÉNÉRALITÉ

La précontrainte par post-tension :

La post-tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages. Cette méthode est généralement utilisée pour les grands ouvrages en génie civil.

Elle se déroule de la manière suivante :

1. Mise en place de gaines dans le coffrage.

Les gaines sont situées à l'intérieur du béton.

Les câbles sont placés dans les gaines avant ou après le bétonnage (cela dépend du diamètre des gaines).

2. Coulage du béton.
3. Mise en tension des armatures.

Les armatures sont tendues par des vérins après le durcissement du béton.

4. Injection de coulis de ciment dans les gaines.

Le but de l'injection est d'éviter la corrosion des câbles.

Les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs :

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Après bétonnage (voussoir coulé en place) ou pose (voussoir préfabriqué) d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus et permettent aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

La technique de construction par encorbellements successifs s'applique au tablier en caisson en béton précontraint dont les portées sont comprises en général entre 60 et 150 mètres.

Cette technique présente l'avantage de pouvoir réaliser des ouvrages sans contact avec le sol (pas de cintre, d'échafaudage ou d'étalement en contact avec le sol). Elle est particulièrement adaptée pour le franchissement de rivières, de fleuves et de vallées profondes.

➤ Construction par voussoirs coulés en place :

Le premier voussoir construit est le Voussoir Sur Pile (VSP). Il est réalisé à l'aide d'un coffrage spécifique (coffrage intérieur en bois ou métallique, coffrage extérieur métallique) mis en place au sommet de la pile.

Ce voussoir est en général coulé en deux étapes :

- Bétonnage du hourdis inférieur, des goussets et du début des âmes.
- Bétonnage des âmes, de l'entretoise sur pile, du hourdis supérieur et des encorbellements.

La réalisation de ce voussoir complexe (géométrie particulière due aux entretoises, densités d'armatures et de câbles importantes) nécessite plusieurs semaines.

Les autres voussoirs constituant le fléau appelés voussoirs courants sont construits en utilisant un coffrage spécifique appelé équipage mobile. **Le fléau a la forme de T**

On dispose un équipage mobile au niveau de chaque demi-fléau, les deux équipages se déplacent de manière symétrique au fur et à mesure des bétonnages, de la pile vers le milieu de la travée.

L'équipage mobile est constitué :

- D'une charpente métallique. Cette charpente permet d'assurer l'accrochage de l'équipage mobile à la partie déjà construite et de supporter le poids du voussoir en cours d'exécution. Elle est en général constituée de poutres porteuses situées le long des âmes.
- Des coffrages intérieurs et extérieurs des hourdis et des âmes,
- Des plateformes de travail et des passerelles d'accès.

L'équipage mobile est conçu pour se déplacer en extrémité de fléau après le bétonnage du voussoir et la mise en tension des câbles de fléaux afin de permettre la réalisation du voussoir suivant. Il doit supporter le poids des voussoirs avant qu'ils ne soient assemblés par précontrainte au fléau déjà construit et permettre un positionnement géométrique précis du coffrage du voussoir dans l'espace.

Le poids des équipages mobiles doit être pris en compte pour le dimensionnement de la précontrainte de fléau. Il augmente les sollicitations dans la structure en flexion longitudinale mais aussi en flexion transversale. Il induit des efforts locaux en phase de construction au niveau des fixations aux voussoirs ce qui nécessite de renforcer le ferrailage du hourdis supérieur.

➤ Principe de câblage des ponts construits par encorbellements successifs

Les câbles de précontrainte des ponts construits par encorbellements successifs se décomposent en deux principales familles

- **Les câbles de fléaux qui permettent l'assemblage des voussoirs lors de la construction des fléaux et assurent la reprise des sollicitations créées au cours de la construction des fléaux**

Ils compensent les moments négatifs engendrés par le poids propre des voussoirs et les charges de coffrages et de chantier. Ils sont intérieurs au béton.

On dispose en général un câble de précontrainte de fléau par âme et par voussoir. Les câbles sont tendus après bétonnage dans le cas de voussoirs coulés en place ou après mise en place des voussoirs préfabriqués

Les câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont situés sur la tranche des voussoirs aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur ou dans les âmes. Des dispositions constructives relatives à l'espacement entre les câbles doivent être respectées pour permettre le bétonnage. Les câbles sont déviés en plan et en élévation selon des règles géométriques précises.

- **Les câbles de continuité qui compensent les efforts et les charges appliquées en phase de service de l'ouvrage et le poids des équipements (chaussées, trottoirs...).**

Ils permettent de solidariser les fléaux et les parties coulées sur cintre et de s'opposer aux sollicitations (moments hyperstatiques) induites en particulier par les déformations différées du béton (redistribution des efforts dus au fluage dans la structure construite en plusieurs phases à des âges différents) et les gradients thermiques (liés aux effets de l'ensoleillement sur le tablier).

Les câbles de continuité (dont la tendance depuis plusieurs années est au câblage mixte) sont :

- Soit intérieurs au béton : câbles éclisses disposés en travée courante et dans les extrémités des travées de rive et mis en tension lors du clavage des fléaux pour assurer la continuité de l'ouvrage. Ces câbles sont ancrés dans des bossages situés à la jonction des âmes et du hourdis inférieur.

Les câbles éclisses sont dimensionnés pour s'opposer aux effets thermiques et aux efforts induits par la structure entre la phase de clavage et la mise en précontrainte des câbles de continuité.

GÉNÉRALITÉ

- Soit extérieurs au béton : câbles se développant sur plusieurs travées. Mis en place à l'intérieur du caisson

Ils sont en partie basse en travée et déviés pour se retrouver en partie haute aux niveaux des piles. Ils sont déviés ou ancrés dans des entretoises massives sur piles et déviés en travée grâce à des voiles en béton appelés déviateurs situés entre le quart et le tiers de la travée.

Les câbles extérieurs reprennent :

- **En travée** : les moments positifs dus aux charges permanentes.
- **Sur appui** : les moments négatifs dus en particulier aux charges d'exploitation.

Ils ont un tracé polygonal (ou trapézoïdal) et rectiligne par tronçons, situés près du hourdis inférieur en travée et près du hourdis supérieur sur appuis. Les déviateurs ont en général la forme d'une entretoise (voile d'épaisseur 50 à 80 cm) comportant une ouverture pour permettre la circulation à l'intérieur du caisson. La précontrainte de continuité est en général réalisée avec des câbles de grande puissance ce qui permet d'en réduire le nombre.

Les câbles les plus employés ont des unités de type 12T15 ou 12T15S. Pour de grandes travées et des ouvrages de grande largeur on utilise des câbles de type 19T15 ou 19T15S.

Les câbles de précontrainte sont protégés par des conduits (tubes en acier, gaines rigides, gaines en feuillard) pour les câbles intérieurs au béton et généralement des gaines en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité) pour la précontrainte extérieure.

Les câbles intérieurs au béton sont injectés par un coulis de ciment (mélange d'eau, de ciment et d'adjuvants) afin d'être protégés de la corrosion.

Les câbles extérieurs au béton sont désormais injecté avec un produit souple (graisse ou cire pétrolière) mise en œuvre à chaud afin de pouvoir les démonter en cas de besoin.

L'ordre de mise en tension des câbles est le suivant :

- Câbles de fléau au fur et à mesure de la réalisation ou de l'assemblage des voussoirs
- Câbles de continuité intérieurs qui permet de solidariser les travées de rive et les fléaux, au fur et à mesure des clavages
- Câbles de continuité extérieurs.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
PROJET

I.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art, notamment les ponts, ont démontré leur utilité et leur efficacité en tant que structure qui propose souvent la solution technique pour l'ingénieur, répondant ainsi aux exigences naturelles du site et aux exigences fonctionnelles de l'ouvrage. Il est donc essentiel d'avoir une solide expertise et de collecter le plus d'informations possible sur le site pour sa conception. Et cette question sera traitée dans ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.1. Situation du projet

Notre viaduc V89.2 à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 Km. Le V89.2 se situe entre PK 89+240 - PK 89+475.8



Figure I.1 : Location du Viaduc 89.2

Le Via 89.2 commence à PK : 89+240 et son niveau de culée a ce kilomètre est ~706 m. Le trajet du viaduc planifié sur une longueur d'environ 236 m s'achève a PK : 89+475.8 au niveau de ~711.7 m.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1.1.1. Objectif du projet :

L'objectif principal de ce pont, faisant l'objet de notre projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.
- La relance de l'activité portuaire commerciale Djen Djen.
- Dynamisation et développement du secteur touristique.
- Réduire le coût du transport et faciliter la circulation du transport commercial

I.2.1. Obstacle à Franchir :

Notre viaduc permet de franchir une vallée d'une hauteur de 24.43 m

I.2.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- Longueur totale qui traverse une ouverture de brèche de 235.8m.
- Largeur de tablier : 2*13.25 m.
- La largeur de la chaussée : 12m.
- La pente : 2.42 %.

I.1. LES DONNEES DE PROJET :

I.2.3. Les données fonctionnelles :

I.2.3.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan est une courbe de 3000 m de longueur totale de 235.8 m.

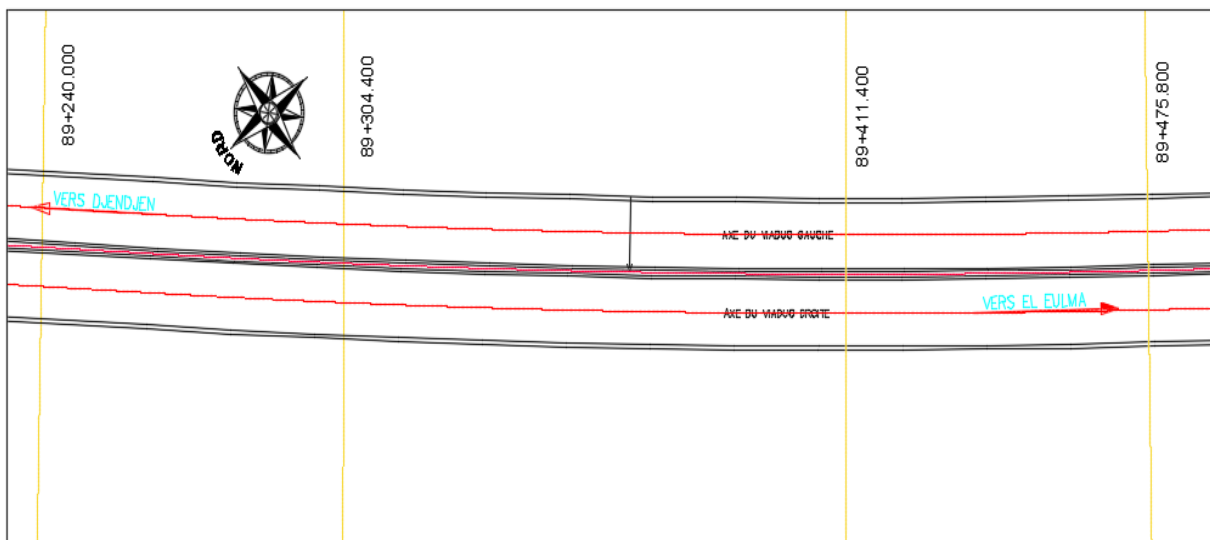


Figure I.2 : Tracé en plan V89.2

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.2.3.2. Profil en long :

Longitudinalement, l'ouvrage présente un alignement droit de +2.42 % de pente.

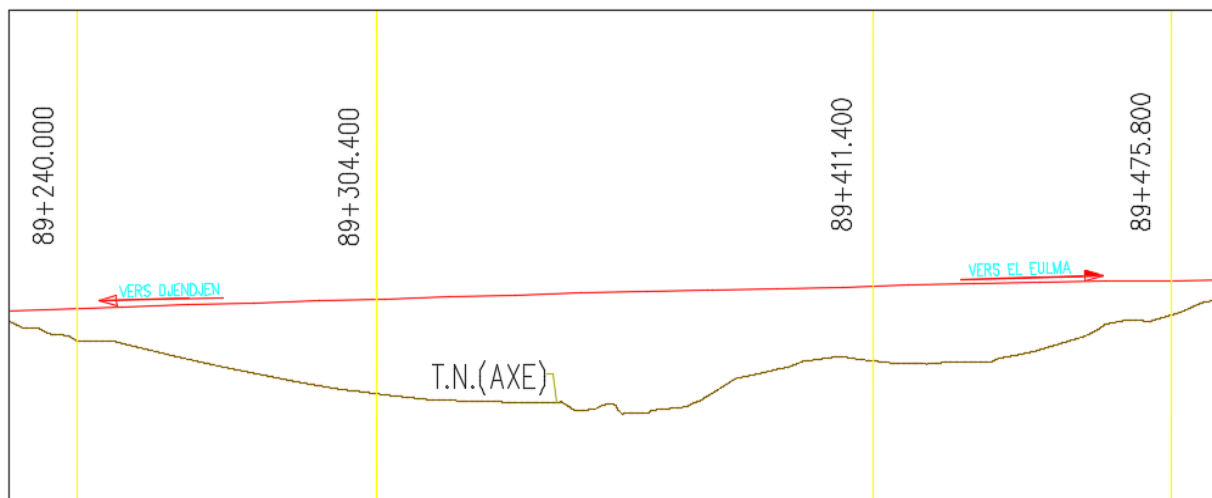


Figure I.3 : Profil en long V89.2

I.2.3.3. Profil en travers :

Le profil en travers du projet est défini par :

- Deux tabliers qui forment ensemble un dévers en toit de 2.5%.
- Une chaussée de 12m contenant trois voies de 3 m chacune.

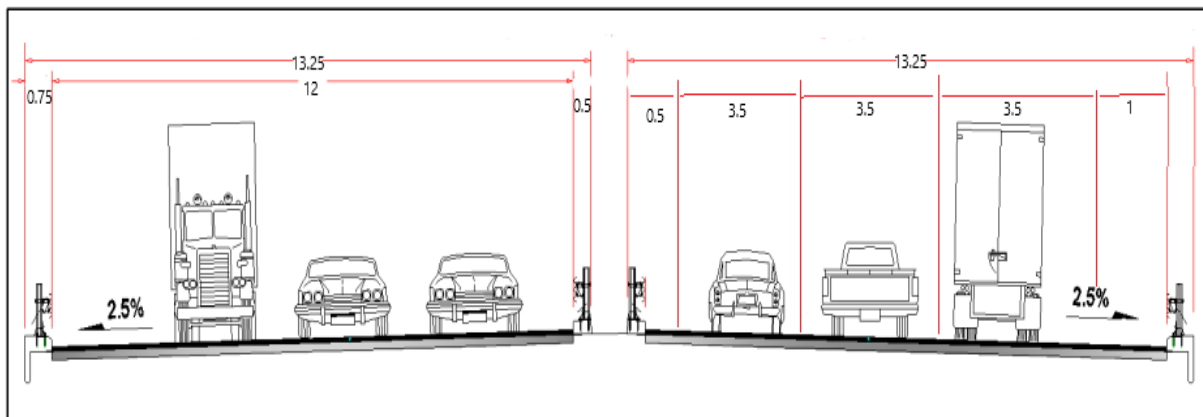


Figure I.4 : profil en travers V89.2

I.2.4. Les données naturelles :

I.2.4.1. Topographie :

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.2.4.2. Sismicité du site :

Selon RPOA 2008, EL BETTAH (beni fouda) est une zone de sismicité moyenne (Zone IIa). L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A = 0.20$ (RPOA, tableau 3.1).

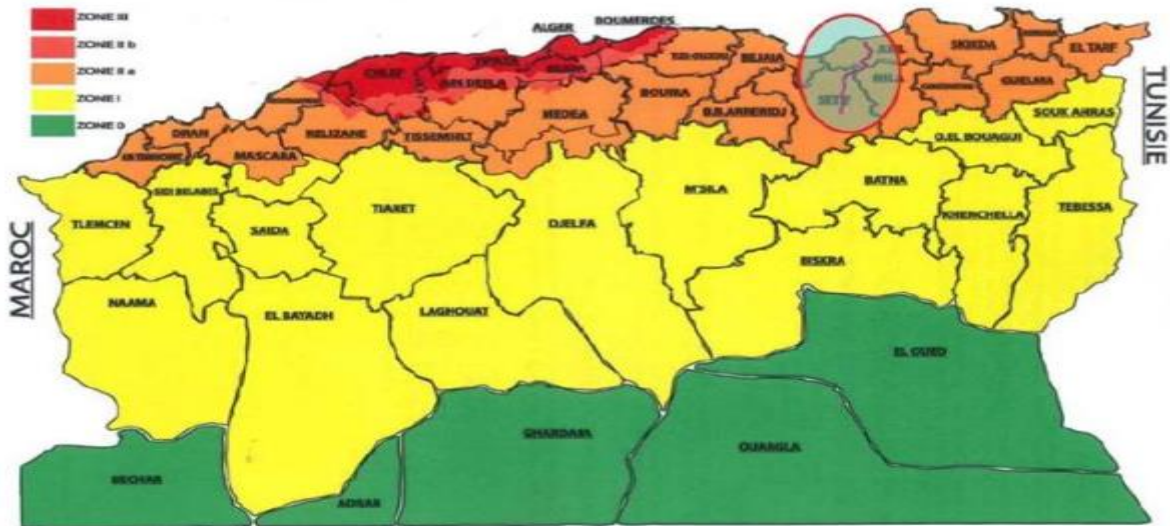


Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).

I.2.4.3. Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des structures, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui. Sauf spécification contraire du cahier des clauses techniques particulières (CCTP) et à défaut de justifications plus précises, on adopte pour les variations de températures suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale ± 10 . [7]

I.2.4.4. Vent :

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de : [7]

- 1.25 KN/m^2 en cours de réalisation.
- 2.00 KN/m^2 en service.

I.2.4.5. Géotechnique :

L'étude du sol vise à déterminer la nature, la disposition et l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, ainsi que leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques correspondantes. Cela est nécessaire pour ajuster le projet en fonction des conditions géotechniques du terrain, telles que le type de fondation (type et ancrage), le taux de travail, ainsi que l'évaluation des risques potentiels (stabilité, agressivité, gonflement).

➤ *Essais in situ :*

Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique de BCS, il s'agit le programme suivant :

- Le forage de huit (8) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons. La profondeur atteinte par ces sondages est de 30.25 ml de profondeur.
- Huit forages pressiométriques de 32 ml.
- Des essais SPT.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

NB : Les résultats des sondages carottés sont rapportés dans l'annexe A.

➤ *Essais de laboratoire :*

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés comme suit :

- Essais mécaniques :

- Essai de compression simple.
- Essai de cisaillement à la boîte.

I.3. Recommandations pour les types de fondation :

D'après le rapport géotechnique l'analyse des données du site et des résultats des investigations géotechniques effectuées, au niveau du site réservé au projet, met en évidence les points suivants :

- En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique et géotechnique, il est prévu d'adopter des fondations sur pieux forés de 120 cm de diamètre pour les culées et les piles.
- La caractérisation sismique locale est conduite par l'égard du règlement de référence RPOA 2008, en classant le site du viaduc en étude en catégorie S3 (Sol meuble).

I.4. CONCLUSION

Avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage, il est essentiel de prendre en compte l'environnement et les obstacles à surmonter (données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET PRE- DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

L'objectif de la conception est de trouver le type d'ouvrage le plus rentable et qui répond le mieux possible à toutes les exigences requises.

Pour cela, on définit dans ce chapitre des variantes de pont les plus adaptés selon des critères bien précis citant :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réserver).
- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'implantation des appuis.
- Techniques et moyens de réalisation.

A partir de ses critères nous avons choisis ces trois variantes :

- Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs
- Pont à poutres précontraintes du type VIPP
- Pont Mixte Bipoutre

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

II.2.1. Variante 01 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »

Un pont en voussoirs est un type de pont en béton précontraint qui utilise des éléments de béton précontraints appelés voussoirs. Lors de son exécution, plusieurs méthodes peuvent être employées. Les voussoirs sont assemblés en une succession de pièces, liées entre elles par une précontrainte, suivant la méthode d'exécution choisie.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles, comme ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés.

II.2.1.1. Conception longitudinale

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir d'une hauteur variable de longueur totale de **235.8 m** « **PK 89+240 : PK 89+475.8** ». Composé d'une travée principale de **107 m** et deux (02) travées de rives de **64.4 m**. La figure suivante représente un schéma explicatif de la variante :

[1]

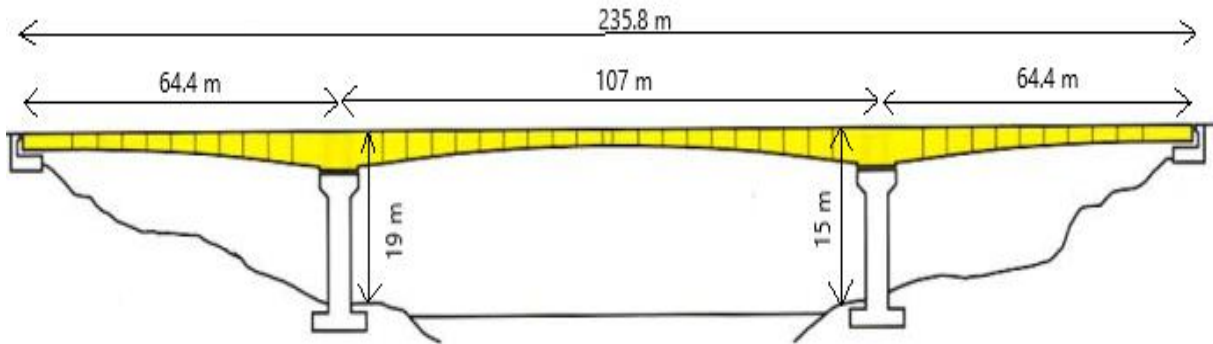


Figure II.1 : Profil en long d'un tablier d'un Pont voûsoir d'une hauteur variable.

Tableau II-1 : Implantation des appuis de la variante 01.

Pile/Culée	PK
C1	89+240
P1	89+304.4
P2	89+411.4
C2	89+475.8

II.2.1.2. Conception transversale :

Son pré-dimensionnement est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

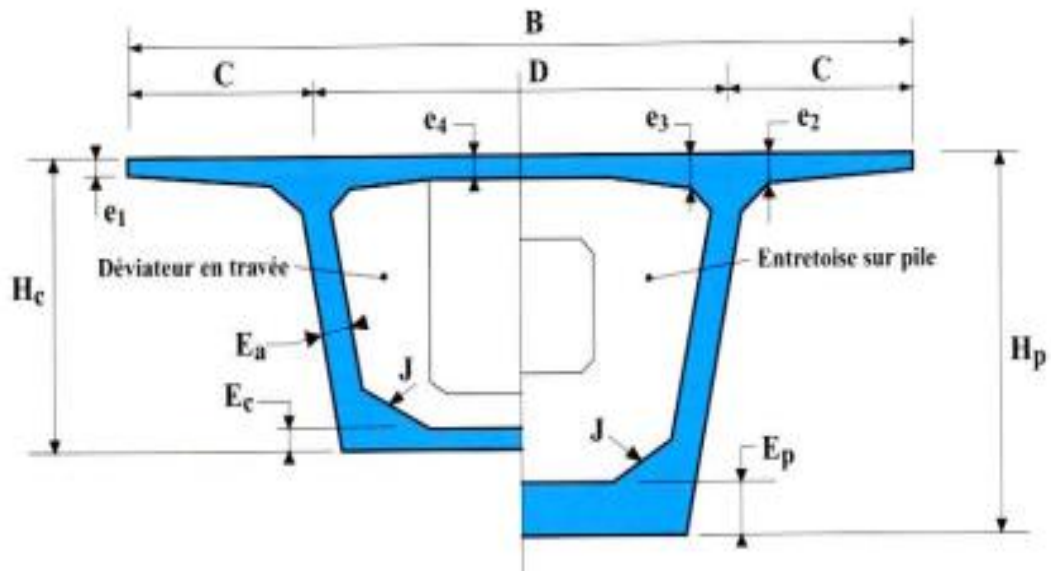


Figure II.2 : Notations des dimensions

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II-2 : Récapitulation Pré-dimensionnement de la variante

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	13.25 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.3125 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	6.625 m
Epaisseurs de l'hourdis sup	e1	$e1 \geq 24 \text{ cm}$	25 cm
	e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	45 cm
	e3	$0.1 + D/25$ avec $e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5 e4$	40 cm
	e4	$D/25$	30 cm
L'inclinaison des âmes		$10\% \leq \Theta \leq 30\%$	22.22%(10°)
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	30°
Gousset inférieur		$40^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	40°
Loi de variation (parabolique)		$H(x)=hc+(hp-hc)*(4/L^2)*X$	
Hauteur du voussoir sur pile		$L / hp=14 + L/45$	6.5 m
Hauteur du voussoir à la clef		$L/ hc=19+L/7$	3.2 m
L'épaisseur de l'âme		$0.26 + L/500$	50 cm
Epaisseurs de l'hourdis inf Sur pile		$35 \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	75 cm
A la clef		$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm

➤ Découpage des voussoirs :

Le Ponts est constitué de trois (03) types de voussoir :

- ✓ **Voussoir courant** : la longueur des voussoirs courants est constante et compris entre 2.5 à 5m
- ✓ **Voussoir sur pile** : leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site et ils sont compris entre 7 à 10 m.
- ✓ **Voussoir de clavage** : il faut qu'il permette aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 3m.

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

D'après la conception longitudinale « le profil en long et la vue en plan », on obtient :

- Deux (02) voussoirs sur pile
- Quarante (40) voussoirs courants
- Trois (03) voussoirs de clavage
- Deux Partie coulée sur cintre

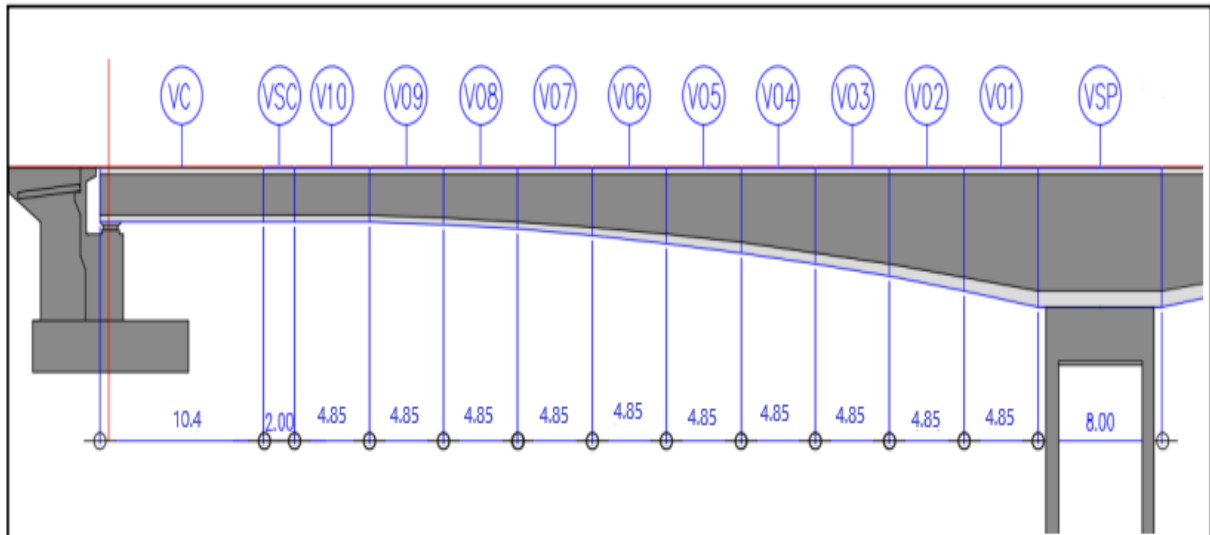


Figure II.3 : découpage numérotation des voussoirs

➤ Variation des paramètres géométriques à Demi-travée centrale :

Tableau II-3 : les hauteurs des voussoirs et l'épaisseur d'hourdis inférieur

Hp =	6.5	m	Ep=	0.75	m
Hc =	3.2	m	Ec=	0.3	m
l =	48.5	m	l=	48.5	m
Lv =	4.85	m	Lv=	4.85	m

N° Vrs	x	H(x)	N° Vrs	x	E(x)
VSC	0	3.2	VSC	0	0.3
V10	5.85	3.239	V10	5.85	0.305
V9	10.7	3.332	V9	10.7	0.318
V8	15.55	3.478	V8	15.55	0.338
V7	20.4	3.679	V7	20.4	0.365
V6	25.25	3.935	V6	25.25	0.400
V5	30.1	4.245	V5	30.1	0.442
V4	34.95	4.608	V4	34.95	0.492
V3	39.8	5.0263	V3	39.8	0.549
V2	44.65	5.498	V2	44.65	0.613
V1	49.5	6.0249	V1	49.5	0.685
VSP	53.5	6.5	VSP	53.5	0.75

II.2.2. Variante 2 : «Pont à poutres précontraintes du type VIPP»

Les ponts à poutres précontraintes VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures de type pont à poutres sous chaussée en béton, caractérisées par l'utilisation de travées indépendantes et de poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

Le tablier d'un pont est composé de poutres longitudinales régulièrement espacées, qui sont liées entre elles par des entretoises à proximité des appuis. Un hourdis mince, placé à l'extérieur, supporte la dalle et la chaussée. [2]

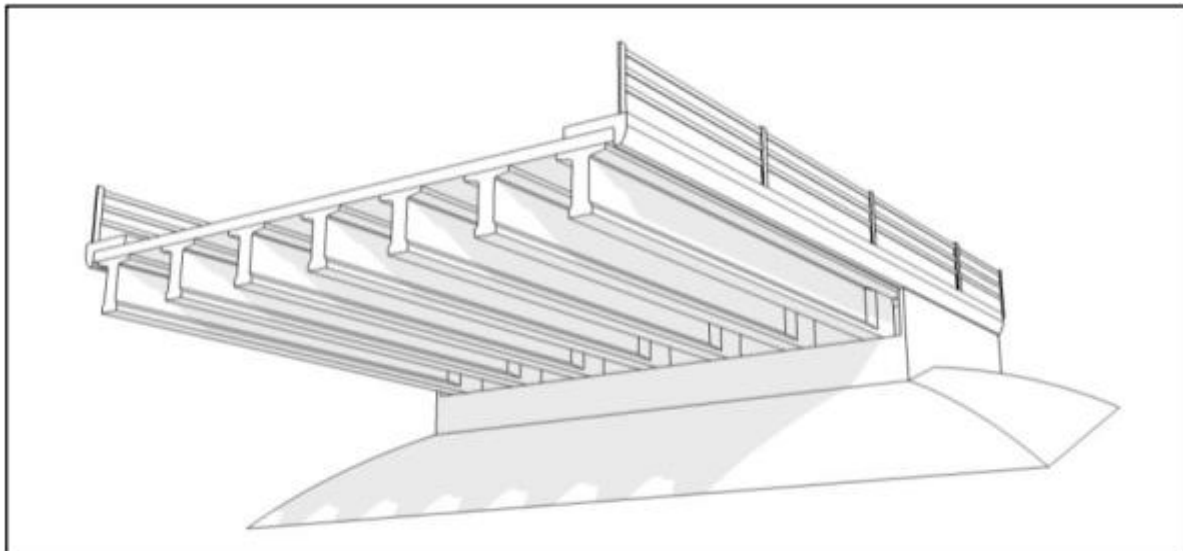


Figure II.4: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

II.2.2.1. Conception longitudinale :

On proposera dans cette variante un pont à 7 travées équidistantes de 35m de longueur, Ce qui nous donne une longueur totale de 245m. « PK 89+240 : PK 89+485 ».

➤ Implantation des appuis :

Tableau II-4: Implantation des appuis de la variante 02

Pile/Culée	PK
C1	89+240
P1	89+275
P2	89+310
P3	89+345
P4	89+380
P5	89+415
P6	89+450
C2	89+485

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

II.2.2.2. Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA (VIPP 1996)

Tableau II-5: Pré-dimensionnement de la variante 2

Élément	Ration usuel	Valeur retenu (cm)
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	200
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	175
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	168
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	1176
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	8
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	110
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	25
Épaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	43
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60
Entretoise d'about	/	35 x 135 cm ²
Goussets du talon	$45^\circ < \alpha < 56^\circ$	54°
Gousset de la table de compression	$45^\circ < \alpha < 56^\circ$	45°

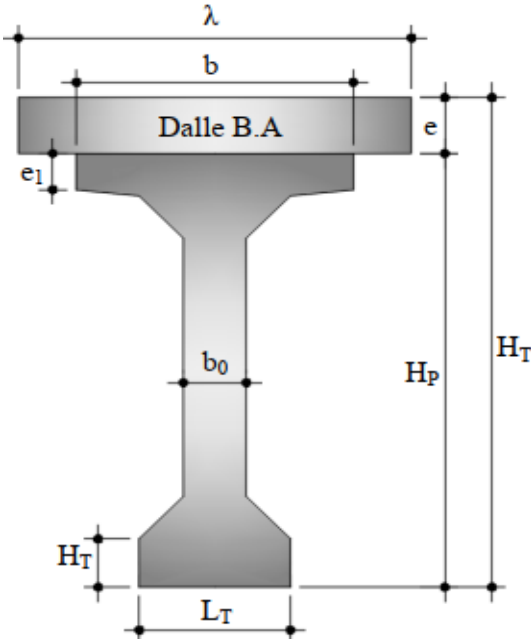


Figure II.5: Notation des dimensions.

II.2.3. Variante 3 : «Pont mixte bi-poutres »

Les ouvrages mixtes à poutres sont couramment utilisés et peuvent être réalisés dans différentes situations, qu'il s'agisse d'un environnement urbain ou rural. Ils peuvent avoir une portée principale de 30 à 130 mètres, et une largeur totale variant de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

II.2.3.1. Conception longitudinale :

Le pont que nous proposons comprend 7 travées à hauteur variable, cinq travées principales de 50 m de longueur et deux travées de rives de 40 m de longueur ce qui nous donne une longueur totale de 330 m. « PK 89+240 : PK 89+470 ».

Tableau II-6: implantation des appuis

Pile/Culée	PK
C1	89+240
P1	89+280
P2	89+330
P3	89+380
P4	89+430
C2	89+470

II.2.3.2. Conception transversale :

Le Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA. Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier. La dalle repose alors principalement sur les poutres. La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placées vers la mi-hauteur des poutres et attachées sur les montants afin d'augmenter la stabilité de la structure métallique pendant la vie du pont.

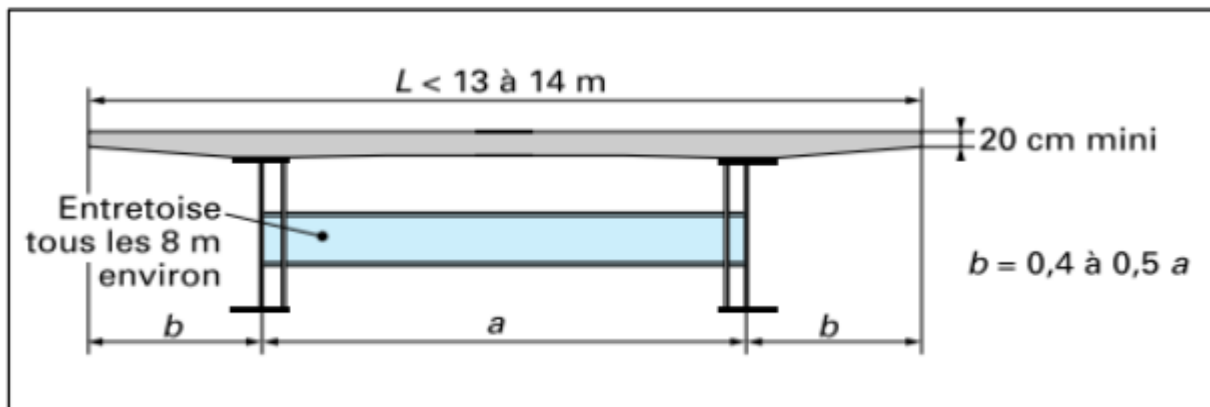


Figure II.6: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

$0.5 L \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$ On opte pour : $a = 6.5$ m, par conséquence $b = 3.375$ m.

Tableau II-7: Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Élément	Formule / intervalles	Valeur retenue (mm)
Épaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2000
Hauteur à la clef	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1250
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \cdot (H - H') \cdot (x/\ell) + (H - H') \cdot (x/\ell)^2$	
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	40
Épaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	800
Largeur semelle supérieure sur pile	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	600
Largeur semelle inférieure à la clef	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	500
Épaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

➤ Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de 5 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-8: Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Valeur en mm
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	250
Epaisseur de la semelle t_f	20
Epaisseur de l'âme t_w	20

➤ **Choix de la nuance d'acier :**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

➤ **Connexion dalle-poutres :**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

II.3. ANALYSE DES VARIANTES :

Tableau II-9: analyse multicritères

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-Souplesse d'exécution liées à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>3-Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important</p> <p>2-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage)</p>
Variante N° 02 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.	<p>1-Il ne demande pas une expérience et la qualité de main- d'œuvre</p> <p>2-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>3-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis.</p>	<p>1- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage.</p> <p>2- Leur mode de construction n'aide pas dans notre site accidentel.</p> <p>3-Les poutres plus ou moins hautes ça crée le fluage a longue durée.</p>
Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2- La rapidité de l'exécution</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3-Un cout très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique</p>

II.4. CONCLUSION :

La variante choisie pour la suite de ce mémoire est celle qui présente le plus d'avantages et le moins d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

Il est important de noter que la solution appropriée pour ce franchissement a pu être la variante mixte bipoutre, lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques n'est pas un inconvénient majeur. Cependant, le coût peut s'opposer à cette option, tandis que la construction par encorbellements successifs est la solution la plus appropriée en tenant compte de la difficulté d'accès au site.

La deuxième variante également aurait pu être la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site, le nombre important des appuis.

CHAPITRE III

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1.INTRODUCTION :

L'ouvrage doit faire face à différentes charges pendant sa durée de service et pendant sa construction, y compris les charges de surcharges routières, de superstructures, de surcharges de trottoirs, ainsi que son poids propre. Il sera procédé à une évaluation des diverses charges et surcharges qui impactent l'ouvrage. Comme l'ouvrage présente deux tabliers parallèles de longueur proche et de courbure quasiment égale, nous nous intéresserons à un seul tablier, à droite, qui constitue le scénario le plus difficile.

III.2.NORMES ET REGLES DE CALCUL :

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : 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** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62 titre 5** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

La sélection des matériaux de construction joue un rôle essentiel dans la conception et les calculs d'un pont. Dans cette situation, il est intéressant d'exposer les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés pour la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton :

Tableau III-1 : Caractéristiques de béton.

	superstructure	infrastructure
f_{c28} (MPa)	45	35
Type de Ciment	CEM II	CEM II
f_{t28} (MPa)	3.3	2.7
Densité de BA (KN/m³)	25	25

III.3.2. Armatures :

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

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

III.3.2.1. Armatures passives :

- Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500
- La limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa
- Module de la déformation élastique : $E_s = 200$ GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32

Les longueurs courantes de livraison sont :

De 12 ml pour les barres droites.

III.3.2.2. Armatures De Précontrainte :

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet [17] dont les détails sont montrés dans le tableau 3.2 ci-dessous :

Tableau III-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		clouage	Fléau / Continuité
Toron	T	T15s	T15s
Section d'un toron	AP (mm ²)	150	150
Nombre de toron par câble	nT	15	19
Section d'un câble	S (mm ²)	2250	2850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1674	1674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1488	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	0.003	
Coefficient de frott de courbure	f (rd-1)	0.2	
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000	
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.3.3. Contraintes admissibles :

III.3.3.1. Béton :

➤ **Contraintes admissibles à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \times \gamma_b \text{ (MPa)} ; f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELU}$$

Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1.0$ lorsque la durée $t > 24h$.
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < t < 24h$.
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée $t < 1h$.

Le coefficient γ_b est fixé à :

- 1,5 situation durable
- 1,5 situation transitoire
- 1,15 situation accidentelle

Tableau III-3: Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	25.5	19.83
		$\gamma_b = 1.15$	33.26	25.87
ELS	f_{bc} (MPa)		27	21

➤ **Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3}$.
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3}$.

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.3.3.2. Armatures :

➤ Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III-4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	σ_s	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max(1/2 * f_e ; 110(n * f_{tj})^{1/2} ; n = 1.6$		252.76	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max(0.4 * f_e ; 88(n * f_{tj})^{1/2} ; n = 1.6$		202.21	200

➤ Classe de justification de la précontrainte :

Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

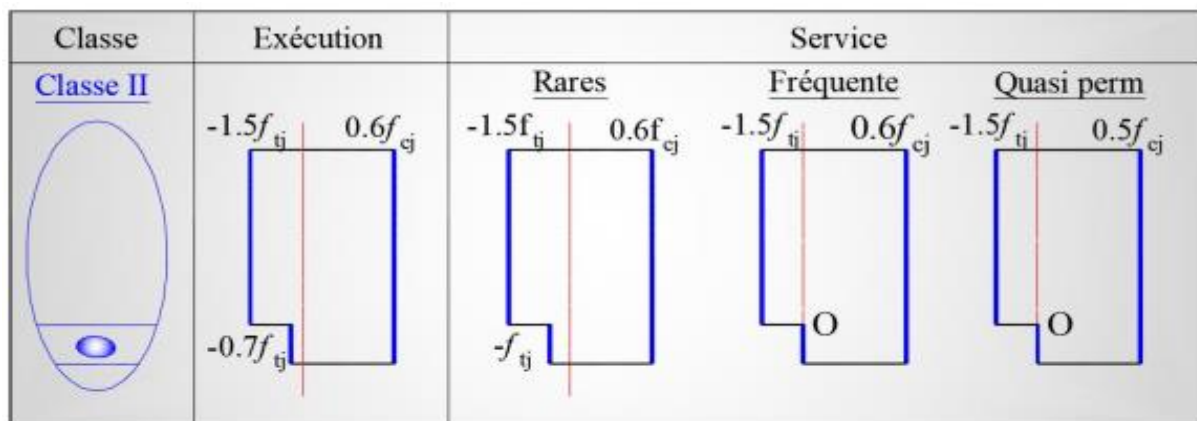


Figure III.1: Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

III.4.1. Actions permanentes

III.4.1.1. Charges permanentes

Tableau III-5 : Estimation du poids total de tablier.

N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V (m ³)	P (kN)
VC	0	10.97	2	21.952	548.8
V10	3.425	10.99	4.85	53.329	1333.227
V9	8.275	11.09	4.85	53.791	1344.775
V8	13.125	11.265	4.85	54.635	1365.897
V7	17.975	11.518	4.85	55.863	1396.592
V6	22.825	11.850	4.85	57.474	1436.862
V5	27.675	12.261	4.85	59.468	1486.706
V4	32.525	12.751	4.85	61.845	1546.124
V3	37.375	13.32	4.85	64.604	1615.115
V2	42.225	13.968	4.85	67.747	1693.681
V1	47.075	14.695	4.85	71.272	1781.820
VSP	53.5	15.78	8	126.24	3156
Poids d'un demi-fléau : 16853.20 KN					
Poids CP : 70815.37 KN					

III.4.1.2. Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau III-6 : Estimation du poids dû aux CCP.

corniches =	2.8	KN/ml
Poids du revêtement =	23.04	KN/ml
Poids des glissières + garde-corps =	1.3	KN/ml
trottoir	4	KN/ml
CCP = 31.14 KN/ml		
CP = 300.3 KN/ml		

III.4.1.3. Poids total du tablier :

Tableau III-7 : estimation de poids total du tablier

G_{Total} = CCP+CP	331.5 KN/ml
G_{Total} = CCP+CP	78698.1 KN

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic :

III.4.2.1. Système de charge à considérer :

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc. Bt)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

III.4.2.2. Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable : **12 m**
- Largeur chargeable : **10.5 m**
- Sur-largeurs : **1 m** et **0.5 m**
- Largeur d'une voie : **3.5 m**
- Nombre de voies : **3**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7 \text{ m} \rightarrow$ **Pont de 1^{ère} classe.**

III.4.2.3. Système de charge A :

➤ Les cas de chargement :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

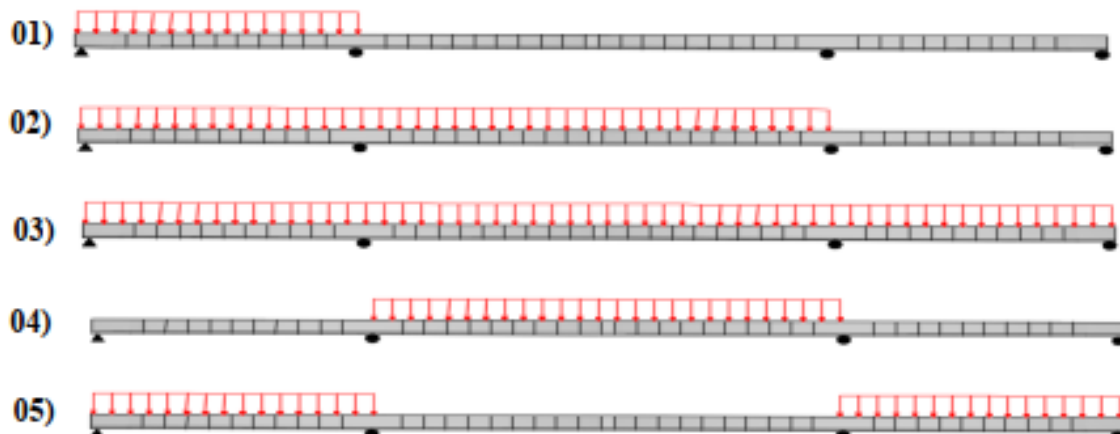


Figure III.2: les cas de chargement

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}; A = a_1 \times a_2 \times A(l); A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients **a₁**.

Tableau III-8 : Coefficient a₁.

Nombre de voies chargées					
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	<u>1</u>	<u>1</u>	<u>0.9</u>	0.75	0.75
2	1	0.9	/	/	/
3	0.9	0.8	/	/	/

La charge **A₁** Obtenue est multipliée par un coefficient **a₂ = v₀/v**, v étant la largeur d'une voie et. v₀= 3.50 m donc **a₂ = 1**

Les résultats sont résumés dans le ci-dessous pour 3 voies chargées :

Tableau III-9: valeurs de A(l)

Cas de charge	L (m)	A(l) (kN/m ²)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
1 Cas	64.4	6.27	21.93	43.87	65.80
2 Cas	171.4	3.83	13.40	26.80	40.20
3 Cas	235.8	3.37	11.79	23.58	35.38
4 Cas	107	4.79	16.77	33.55	50.32
5 Cas	128.8	4.35	15.21	30.42	45.63

III.4.2.4. Système de charge B :

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément. et indépendant l'un de l'autre.

- Le système **B_c**
- Le système **B_t**

❖ Système de charges B_c / Article 4.5.3 RCPR :

Le système **B_c** se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure :

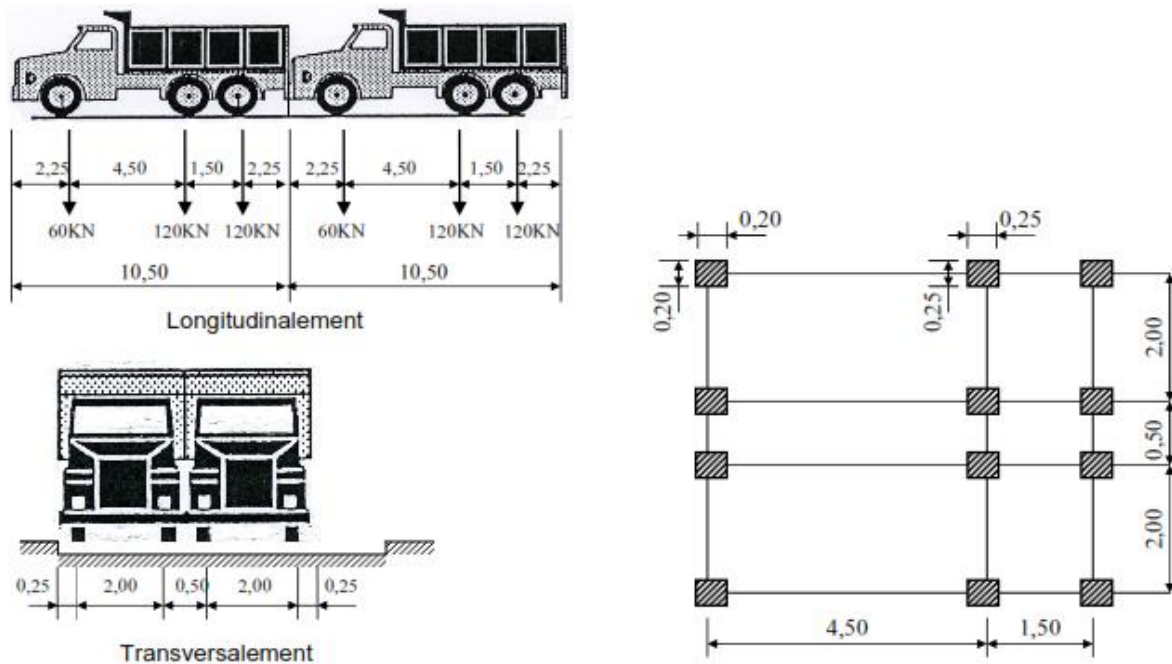


Figure III.3 : Système de chargement B_c.

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**.

Tableau III-10 : Les valeurs de b_c.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	<u>1.2</u>	<u>1.1</u>	<u>0.95</u>	0.8	0.7
2	1	1	/	/	/
3	1	0.8	/	/	/

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

$$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III-11 Les valeurs de B_c .

N° des voies	B_c (kN)	b_c	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

❖ Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :

Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 kN).

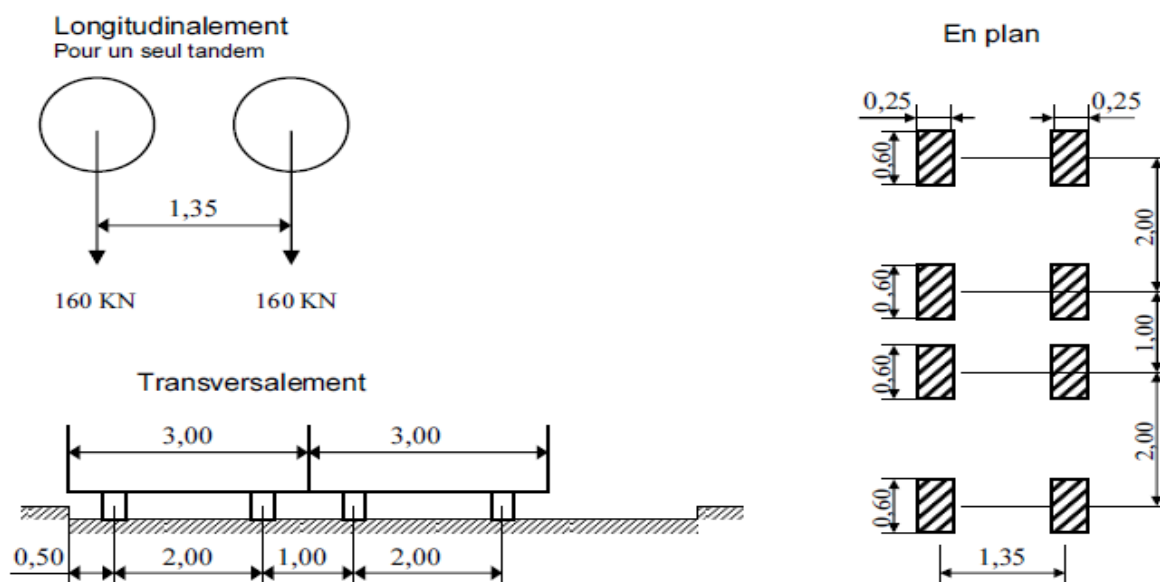


Figure III.4 : Système de chargement B_t .

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées. La valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t .

Tableau III-12 : Valeurs de b_t et B_t .

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	<u>384</u>
2 - 3 - 4	960	1.2	<u>1152</u>

III.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 :

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité avec un espacement de 30.5m.

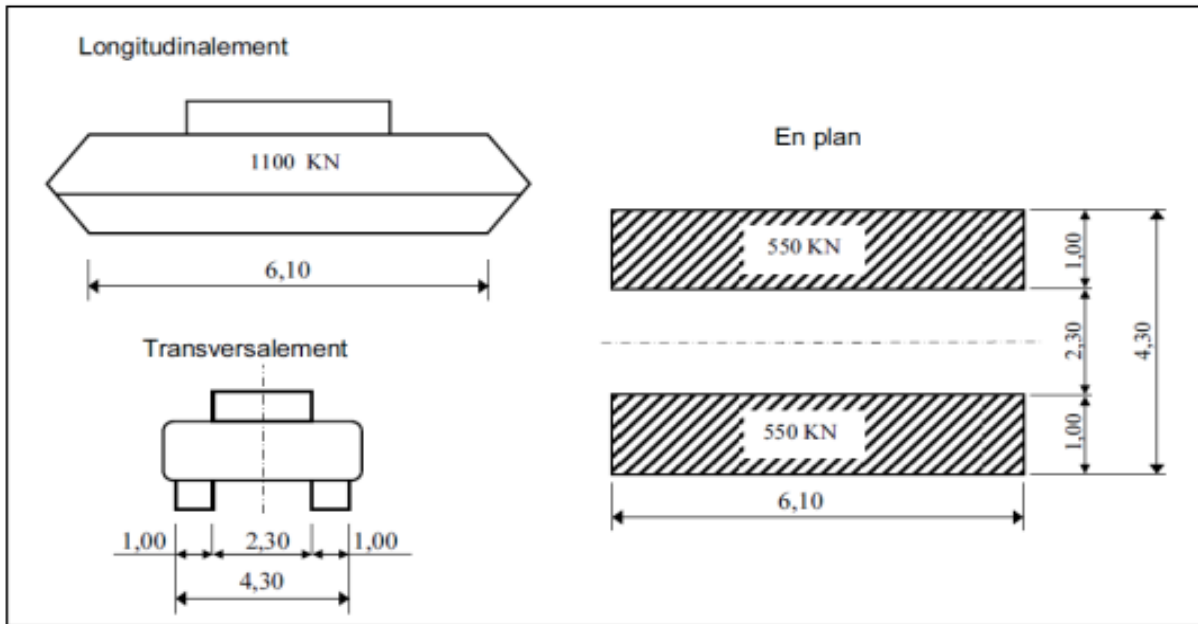


Figure III.5: Convoi de charge Mc 120.

III.4.2.6. Charges exceptionnelles : D240 :

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont et comporte une remorque supportant 2400 KN.

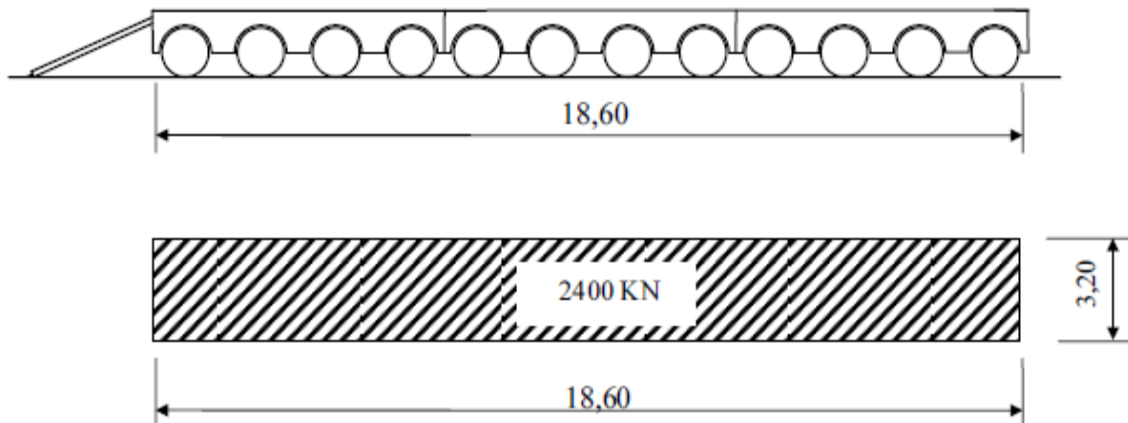


Figure III.6 : Convoi exceptionnel D240.

III.4.2.7. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : le poids de tablier.

S : sa charge B maximale.

Les valeurs du coefficient de majoration dynamique pour les deux systèmes de charge sont résumées dans le tableau ci-après pour 3 voies chargées.

Tableau III-13 : Valeur de δ .

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	64.4	78698.42	1710	1.032
	171.4	78698.42	1710	1.015
	235.8	78698.42	1710	1.012
B_t	64.4	78698.42	1152	1.030
	171.4	78698.42	1152	1.013
	235.8	78698.42	1152	1.010
Mc120	64.4	78698.42	1100	1.031
	171.4	78698.42	1100	1.013
	235.8	78698.42	1100	1.010

III.4.3. Autres surcharges :

III.4.3.1. Effort de freinage :

Système de charge B_c : L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de : **BC* 1.2 = 360 KN**

Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN)}$$

S : surface chargée en m².

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)	F (kN/ml)
Cas 1	684.60	6.27	191.57	2.93
Cas 2	1808.10	3.83	262.95	1.52
Cas 3	2492.70	3.37	<u>292.37</u>	<u>1.23</u>
Cas 4	1123.50	4.79	224.99	2.10
Cas 5	1369.20	4.35	239.98	1.84

→ **F_{max} = 292.37kN.**

→ **F_{max} (KN/ml) = 246.15/235.2 = 1.23 KN/ml**

III.4.3.2. Action thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le *tableau 3.2 -RCPR* $\Delta T (\Delta\Theta) = \pm 7^{\circ}\text{C}$ (tablier béton/en service). On adopte une variation uniforme de température T de : **+ 35°C / -15°C** (En Algérie du Nord, climat tempéré). [6]

III.4.3.3. Actions dues au vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique [6], vaut :

- **2,00 kN/m²** pour les ouvrages en service.
- **1,25 kN/m²** pour les ouvrages en cours de construction.

III.4.3.4. Action sismique :

L'ouvrage se situe dans la wilaya de Sétif qui est classée dans la zone IIa (sismicité moyenne) selon « RPOA 2008 ».

Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement sera **A = 0.20** (Groupe 2 : Pont important).

III.5. CONCLUSION :

L'objectif principal de ce chapitre était de déterminer les différentes catégories de charges recommandées par les normes régissant les charges pour le calcul et les tests des ponts routiers. Il est fréquemment envisageable d'évaluer la sécurité structurelle des ouvrages en acquérant une meilleure compréhension des charges réellement appliquées et de la résistance réelle de la structure porteuse.

CHAPITRE IV
ETUDE DU TABLIER

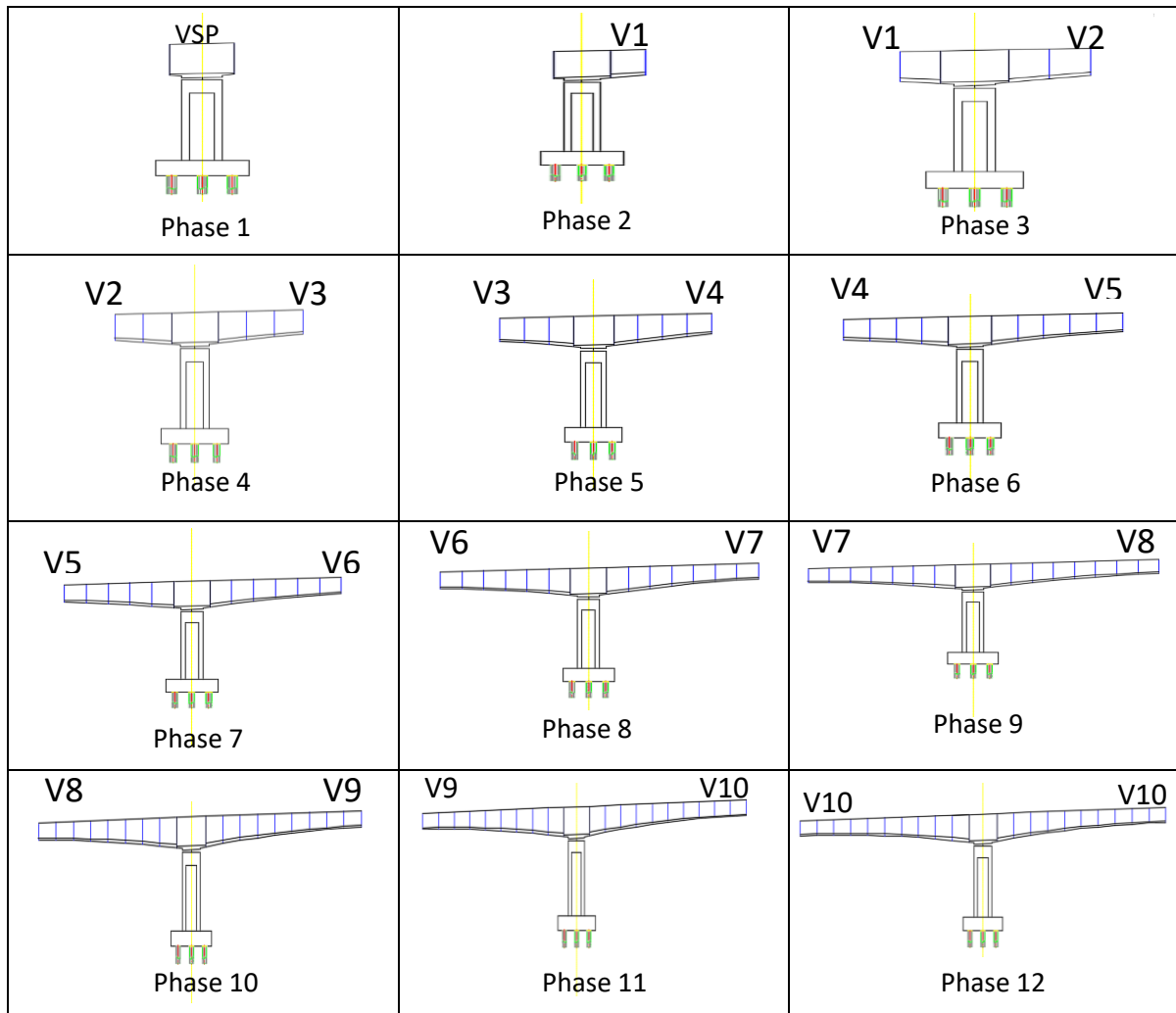
IV.1. INTRODUCTION :

Les ponts par encorbellements successifs sont construits par tablier à partir des piles et par voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages mobiles. Des câbles de précontrainte sont utilisés pour fixer ces voussoirs symétriquement aux extrémités de la partie déjà construite du tablier. Quand ces extrémités sont proches de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile concernée, on dit qu'un dégât a été fait. Le calcul des ponts en encorbellements successifs est caractérisé par le fait qu'il est effectué à la fois pendant la construction et pendant la phase de service. Ce chapitre consistera à réaliser les calculs pour ces deux étapes.

IV.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION :

IV.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau :

Les phases de construction d'un fléau à partir d'une pile sont illustrées dans le schéma ci-dessous :



CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.2. Charges à prendre en compte :

Les charges à considérer pour justifier un fléau sont précisés dans les documents du SETRA. Cela englobe le poids propre, les charges de chantier connues, les charges de chantier aléatoires et les événements accidentels.

IV.2.2.1. Poids propre du fléau :

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m³. Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir G_{max} et l'autre est minoré de 2% pour obtenir G_{min} d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$$G_{max} = G \times 1.02$$

$$G_{min} = G \times 0.98$$

Tableau IV-1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G (KN)	G _{min} (KN)	G (KN)	G _{max} (KN)
Phase 1	1 578	1 546.44	1 578	1 609.56
Phase 2	1 578	1 546.44	3 359.820	34 27.016
Phase 3	3 359.820	3 292.624	5 053.5016	5 154.571
Phase 4	5 053.501	4 952.431	6 668.617	6 801.989
Phase 5	6 668.617	6 535.244	8 214.741	8 379.036
Phase 6	8 214.741	8 050.446	9 701.447	9 895.476
Phase 7	9 701.447	9 507.418	11 138.310	11 361.076
Phase 8	11 138.310	10 915.544	12 534.903	12 785.601
Phase 9	12 534.90	12 284.205	13 900.80	14 178.81
Phase 10	13 900.80	13 622.784	15 245.57	15 550.487
Phase 11	15 245.575	14 940.66	16 578.80	16 910.37
Phase 12	16 578.80	16 247.226	16 578.80	16 910.37

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.2.2. Charge due au vent :

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

IV.2.2.3. Charges de chantier connues :

Sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1} . On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$$Q_{PRC1 \max} = (P_{V1}/2) \times 1.06 = 944.01 \text{ KN}$$

$$Q_{PRC1 \min} = (P_{V1}/2) \times 0.96 = 854.95 \text{ KN}$$

IV.2.2.4. Charges de chantier aléatoire :

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée $Q_{PRA1} = 0.2 \text{ KN/m}^2$ appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

$$\text{Largeur de tablier : } B = 13.25 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA1} = 2.65 \text{ KN/ml}$$

- Une charge concentrée notée $Q_{PRA2} = 50 + 5B \text{ (KN)}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

$$\text{Largeur de tablier : } B = 13.25 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 116.25 \text{ KN.}$$

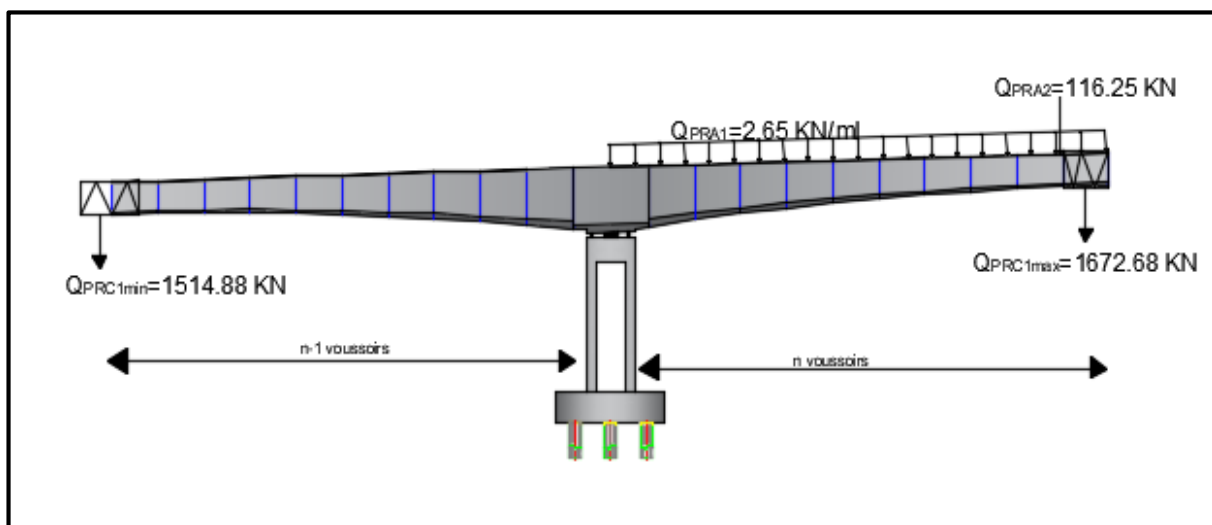


Figure IV.1: Situation temporaire de construction à considérer.

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.2.5. Actions accidentelles :

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique égal à deux (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute, Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1 \max}$.

$$F_A = - Q_{PRC1 \max} = - 944.01 \text{KN}$$

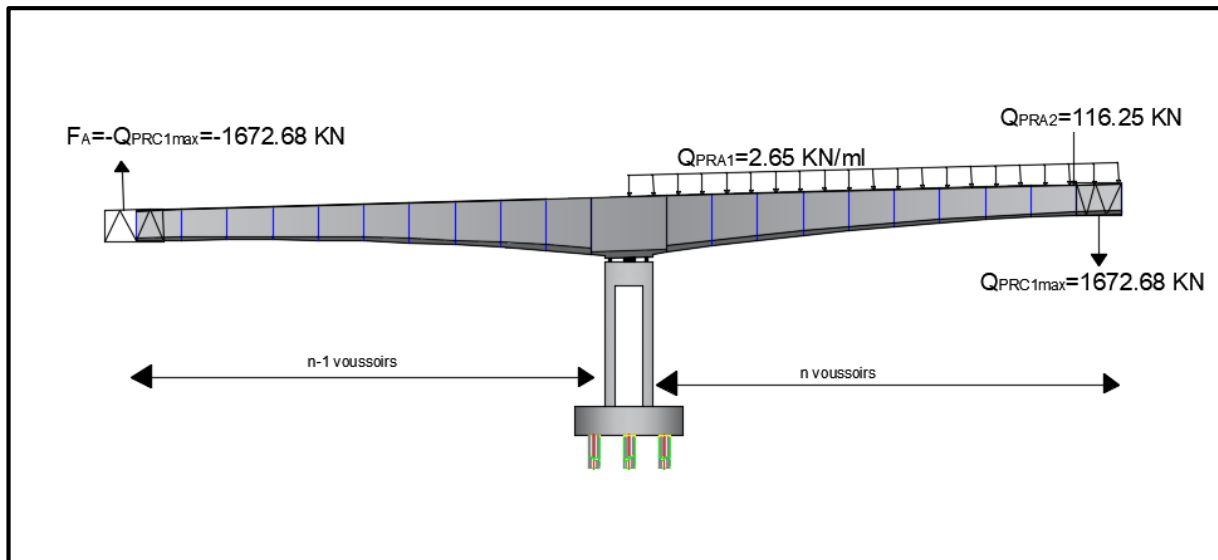


Figure IV.2: Situation accidentelle à considérer.

IV.2.3. Combinaisons d'action :

Selon les documents SERTA, les différentes combinaisons sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau IV-2: Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de Combinaison		Gmax	Gmin	QPRC1 max	QPRC1 min	QPRA 1	QPRA 2	FA
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.4. Evaluation des efforts :

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis.

Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

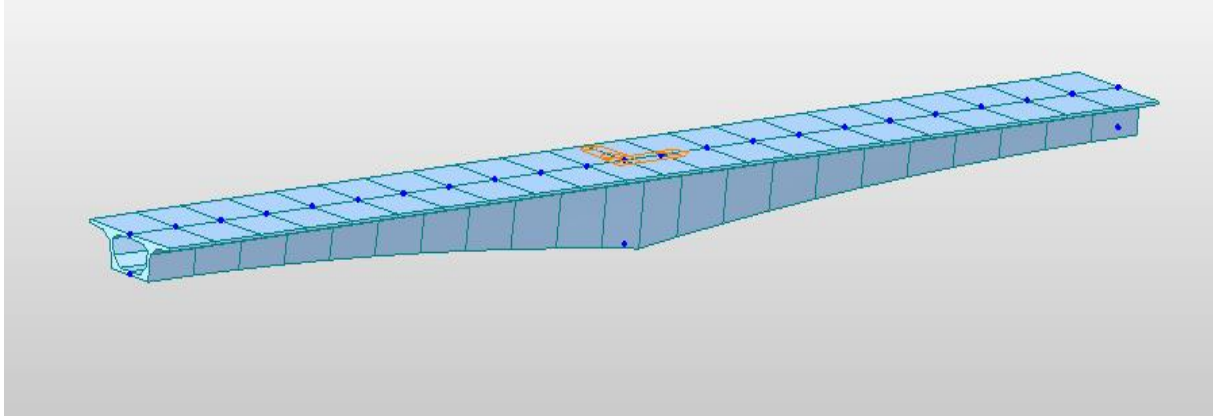


Figure IV.3: Vue 3D de modèle de fléau.

La 11^{ème} phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV-3: Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-518703.81	-445519.21	-495466.11	-422281.51
Fin VSP	-446607.71	-384783.53	-425292.76	-363468.58
Fin V01	-367260.17	-317756.34	-348262.35	-298758.52
Fin V02	-296349.34	-257646.08	-279653.06	-240949.8
Fin V03	-233480.1	-204129.47	-219069.77	-189719.14
Fin V04	-178298.1	-156916.59	-166158.14	-144776.63
Fin V05	-130490.94	-115751.83	-120605.78	-105866.67
Fin V06	-89789.32	-80414.87	-82143.35	-72768.9
Fin V07	-55968.16	-50721.54	-50545.82	-45299.19
Fin V08	-28847.81	-26524.86	-25633.51	-23310.55
Fin V09	-8295.19	-7715.93	-7273.34	-6694.08
Fin V10	0	0	0	0

N.B : Les diagrammes des moments fléchissant et effort tranchants de fléau sont représentés dans l'annexe B.

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

Tableau IV-4: Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-18760.8	-15787.03	-18279.78	-15306.02
Fin VSP	-17232.45	-14534.38	-16753.83	-14055.77
Fin V01	-15457.6	-13079.47	-14982.02	-12603.89
Fin V02	-13766.35	-11692.93	-13293.84	-11220.42
Fin V03	-12150.76	-10368.27	-11681.35	-9898.86
Fin V04	-10602.62	-9098.78	-10136.32	-8632.48
Fin V05	-9113.44	-7877.51	-8650.28	-7414.35
Fin V06	-7674.49	-6697.31	-7214.48	-6237.31
Fin V07	-6276.72	-5550.8	-5819.89	-5093.97
Fin V08	-4910.84	-4430.36	-4457.19	-3976.72
Fin V09	-3421.95	-3182.85	-3000.57	-2761.47
Fin V10	0	0	0	0

IV.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte :

Nous choisissons de justifier un fléau en garantissant sa stabilité grâce à la méthode des organes d'ancrage, qui repose sur deux files de cales temporaires et est fixée sur leur pile par deux câbles, tout en supposant que le voussoir sur la pile est rigide.

M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.

Ra et Rb : les réactions.

Fi : force de « n » câbles d'une file.

E : entraxe des cales.

D : entraxe cale-câble.

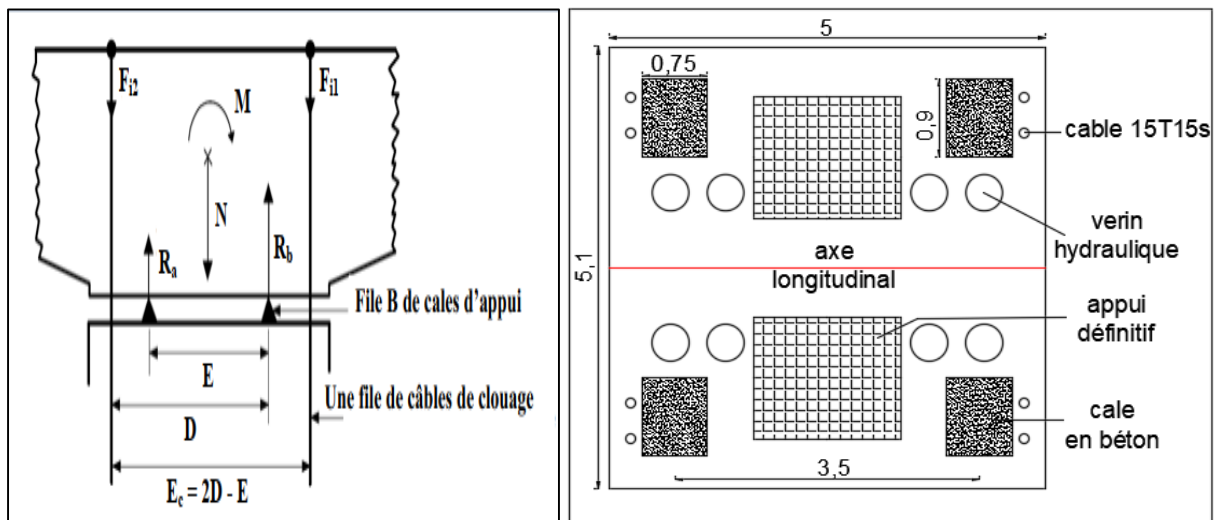


Figure IV.4: schéma descriptif du clouage.

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.5.1. Calcul nombre des câbles :

Tout d'abord, on calcule l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de chaque combinaison **A** et **B** et on les compare par $e/2$ « tel que ; e c'est l'entraxe des cales », on distingue deux cas possible :

- Si $M/N < E/2$: il n'y a pas un risque de basculement, donc théoriquement ces câbles ne sont pas nécessaires mais de point de vue de sécurité on dispose au minimum deux paires câbles.
- Si $M/N > E/2$: il y a un risque de basculement, donc les câbles de clouages sont obligatoires pour assurer la stabilité du fléau.

L'aménagement de la tête de pile donne : $E = 3.5 \text{ m} \rightarrow E/2 = 1.75 \text{ m}$ et $D = 3.95 \text{ m}$

Nous résumons les résultats de calcul M/N dans le tableau suivant :

Tableau IV-5: comparaison entre M/N et l'entraxe.

Réaction	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M (KN*m)	14472.21	14472.21	106023.16	106023.16
N (KN)	39684.73	32936.22	37372.19	30623.68
M/N	0.36	0.44	2.84	3.46
E/2	1.75	1.75	1.75	1.75
Remarque	pas de risque	pas de risque	risque	risque

D'après les résultats précédents, les câbles verticaux de précontrainte sont nécessaires et obligatoire pour stabiliser la structure par ce qu'il y a un risque de basculement. On distingue 2 cas :

❖ Situation temporaire de construction (combinaisons A) :

Nous constatons d'après les résultats que nous n'avons pas besoin les câbles de clouages dans les combinaisons **A** à cause de $M/N < E/2$.

❖ Situation accidentelle (combinaisons B) :

Nous constatons d'après les résultats que nous besoin les câbles de clouages dans les combinaisons **B** à cause de basculement $M/N > E/2$

Le nombre des câbles est calculé par la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{\Delta M}{E} - \frac{\Delta N}{2}}{(1 - \rho) \times F_{p0}}$$

ρ : représente l'estimation initiale des pertes, environ de **25%**

F_{p0} : effort de précontrainte d'un câble 15T15s classe 1860, $F_{p0} = \min(0,8F_{prg}; 0,9F_{peg})$.

Pour le cas le plus défavorable « **B2** », on trouve : **n= 8 câble de 15T15s**

Donc on opte pour **8 câbles de 15T15s** avec une disposition de **4 câbles** dans chaque côté.

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.5.2. Calcul de la surface des cales :

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf} .

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle **B1**, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_0}{f_{cj}}\right)$$

ρ_t est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté $< 4\%$;

Pour 2% de frettage, ce qui représente une valeur courante $f_{cf} = f_{c28} + 20 \rightarrow f_{cf} = 55 \text{ MPa}$.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Type de combinaison à L'ELU	fC lim
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaison accidentelle	0,94 à 0,98 f_{cj}

Donc on opte pour : $f_{Clim} = 0,96 f_{c28} \rightarrow f_{Clim} = 33.6 \text{ MPa}$

La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_{Cmax} = \text{Min}(f_{Clim}; f_{cf}) = 33.6 \text{ MPa}$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions $a \times b$ par ligne d'appui, d'où :

$$S = a*b*2 = R_b/f_{Cmax} , R_b = \Delta N/2 + \Delta M/E + F_i \text{ et } F_i = (1-\rho)*n*F_{p0}$$

Application Numérique :

$$\rho = 25 \% \quad \Delta M = 106.023 \text{ MN.m} \quad (\text{voir tableau 4.5})$$

$$F_{p0} = 3350 \text{ KN} \quad \Delta N = 37.372 \text{ MN}$$

$$e = 3.5 \text{ m}$$

$$F_i = 10.04 \text{ MN} \rightarrow R_b = 55.24 \text{ MN} \rightarrow S = 1.155 \text{ m}$$

Donc on opte pour : **4 cales** de dimensions $(0.9 \times 0.75) \text{ m}^2$.

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.6. Evaluation des efforts en service :

Lors de la mise en service de notre ouvrage, toutes les charges routiers y seront appliquées, on est donc en phase de service.

Le chargement appliqué est le même que celui défini au préalable dans le chapitre précédent. Les calculs seront procédés par un logiciel de calcul à base d'éléments finis MIDAS CIVIL 2021.

IV.2.6.1. Modélisation :

La modélisation est la partie la plus importante de l'étude d'une structure, peu importe sa complexité. Son objectif est de créer un modèle capable de décrire de manière plus ou moins approximative le fonctionnement de l'ouvrage dans diverses conditions.

La modélisation de l'ouvrage comprend :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 45).
- Définition des appuis certaine appuis considérés comme des appuis doubles et les autres comme des appuis simples.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

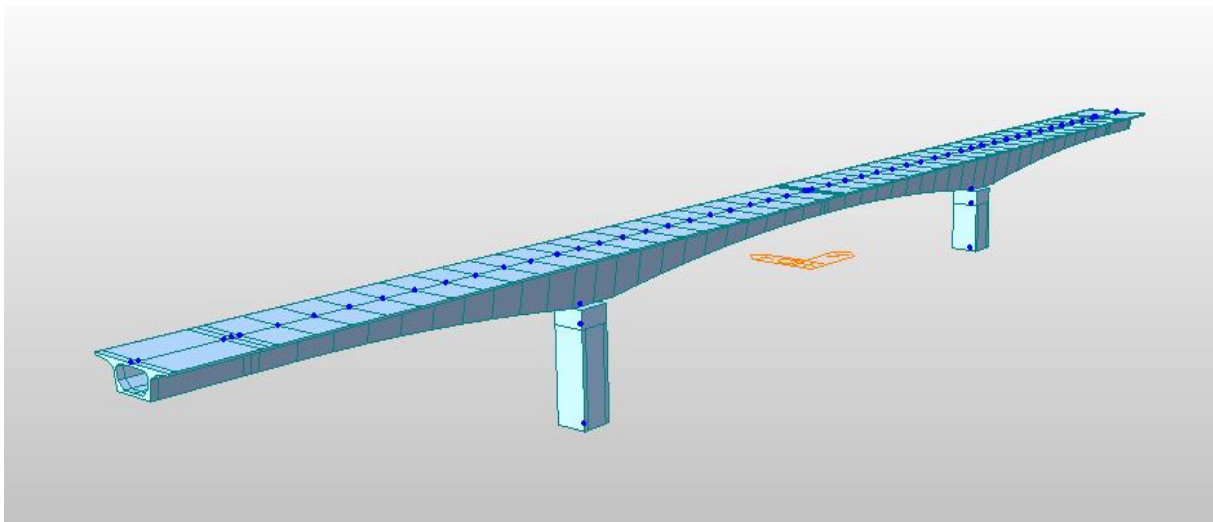


Figure IV.5: modèle de calcul du tablier.

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.2.6.2. Combinaisons d'action :

Selon le R.C.P.R, on a les combinaisons de charges suivantes :

Tableau IV-6: Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaisons		G	A(L)	BC	BT	D240	MC120	T	$\Delta\theta$	W
ELS	COMB 1	1	1.2	0	0	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 2	1	0	1.2	0	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 3	1	0	0	1.2	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0.6	0.5	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0.6	0.5	0
	COMB 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0
	COMB 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0
	COMB 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1
ELU	COMB 1	1.35	1.6	0	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 2	1.35	0	1.6	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 3	1.35	0	0	1.6	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 4	1.35	0	0	0	1.35	0	0.9	0.75	0
	COMB 5	1.35	0	0	0	0	1.35	0.9	0.75	0
	COMB 6	1.35	1.6	0	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 7	1.35	0	1.6	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 8	1.35	0	0	1.6	0	0	0	0	0.9
	COMB 9	1.35	0	0	0	1.35	0	0	0	0.9
	COMB 10	1.35	0	0	0	0	1.35	0	0	0.9
	COMB 11	1.35	0	0	0	0	0	0	0	1.5

IV.2.6.3. Résultats :

Les efforts les plus défavorables sont représentés dans l'annexe B.

IV.3. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons constaté que l'analyse du tablier d'un pont à voussoirs construit en encorbellement successif se divise en deux étapes : l'une, avant la réalisation des fléaux, où il est nécessaire d'étudier la stabilité de ces derniers, le système mécanique est isostatique et le moment où il est maximal d'encastrement sur les piles.

Une autre situation se produit lorsque le schéma statique devient hyperstatique après avoir effectué le clavage et mis en tension les câbles de continuité.

Étant donné que toutes les demandes sont connues grâce aux combinaisons d'actions préalablement définies, nous examinerons ensuite la précontrainte requise pour le tablier afin de résister à ces demandes.

CHAPITRE V
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION :

Le béton précontraint est un matériau de construction composite dans lequel ont été préalablement introduites des tensions opposées à celles qu'il devra subir une fois mis en œuvre. Cette technique vise à améliorer la résistance du béton face à diverses sollicitations, lorsqu'il sera notamment soumis à des charges et des tractions dangereuses pour son intégrité.

V.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

- La première étant de coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).
- La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée précontrainte de continuité.

V.2.1. Etude de la précontrainte du fléau :

V.2.1.1. Détermination du nombre de câbles du fléau :

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n = \frac{P}{(1-\Delta P)P_0} \quad [8]$$

P : force de précontrainte.

P₀ : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P₀ :

f_{prg} = 1860 MPa pour un câble de 1 T15 s.

f_{peg} = 1674 MPa pour un câble de 1 T15 s.

La tension d'origine : **σ_{p0}** = min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) → σ_{p0} = 1 488 MPa

P₀ = σ_{p0} × S_{câble19T15S}, s = 2 850 mm² → **P₀ = 4.241 MN**

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P :

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\left(\frac{e \times v}{I} + \frac{1}{S}\right)}$$

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges de construction.

S : section droite du voussoir.

v : distance du CDG de section à la fibre supérieure.

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : $e = v - d$

I : le moment d'inertie de la section.

Application Numérique :

$M = 518703.81$ KN (phase construction).

$I = 98.11$ m⁴

$S = 15.782$ m² **P = 106.26** MN

$v = 2.85$ m D'ou: **n ≥ 33.41**

On prend : **n = 34 câbles de 19T15s**

N. B :- le nombre des câbles retenu doit être pair.

-Le nombre de câbles dans chaque gousset doit être le même pour éviter l'effet de torsion.

Nous résumons les résultats de chaque voussoir dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.

	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	518703.81	6.500	3.65	2.85	98.11	15.782	2.70	106.264	33.41	34
Fin VSP	446607.71	6.500	3.65	2.85	80.95	15.15	2.70	97.623	30.69	32
Fin V01	367260.17	5.499	3.16	2.33853	64.03	14.42	2.18	89.854	28.25	30
Fin V02	296349.34	5.026	2.93	2.0963	50.73	13.76	1.94	79.986	25.15	26
Fin V03	233480.1	4.608	2.72	1.88832	40.32	13.13	1.73	69.394	21.82	22
Fin V04	178298.1	4.245	2.54	1.70457	32.38	12.59	1.55	58.203	18.30	20
Fin V05	130490.94	3.935	2.38	1.55507	26.44	12.13	1.40	46.492	14.62	16
Fin V06	89789.320	3.680	2.25	1.42981	22.03	11.73	1.28	34.623	10.89	14
Fin V07	55968.160	3.479	2.15	1.32878	18.88	11.42	1.18	23.099	7.26	10
Fin V08	28847.810	3.332	2.07	1.262	16.76	11.18	1.11	12.543	3.94	6
Fin V09	8295.190	3.239	2.02	1.21946	15.48	10.99	1.06	3.729	1.17	4
Fin V10	0	3.200	2	1.2	14.97	10.97	1.05	0.000	0.00	0

V.2.1.2. Disposition et enrobage des câbles :

Afin d'assurer une installation adéquate du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter toute interaction d'un paquet de gaines avec un autre paquet lors de la mise en tension, il est nécessaire de respecter la distance minimale entre les conduits et de respecter l'enrobage [9], à savoir :

- L'espacement horizontal entre nus de deux câbles : $eh \geq 1.5 \cdot \Phi_g \rightarrow eh \geq 20\text{cm}$
- L'espacement vertical entre nus de deux câbles : $ev \geq 1.2 \cdot \Phi_g \rightarrow ev \geq 12\text{cm}$
- L'enrobage : $C = \max(3/4 a, \Phi_g, d)$ avec $d = 5\text{ cm}$, $a = \Phi_g = 10\text{ cm} \rightarrow C \geq 10\text{cm}$

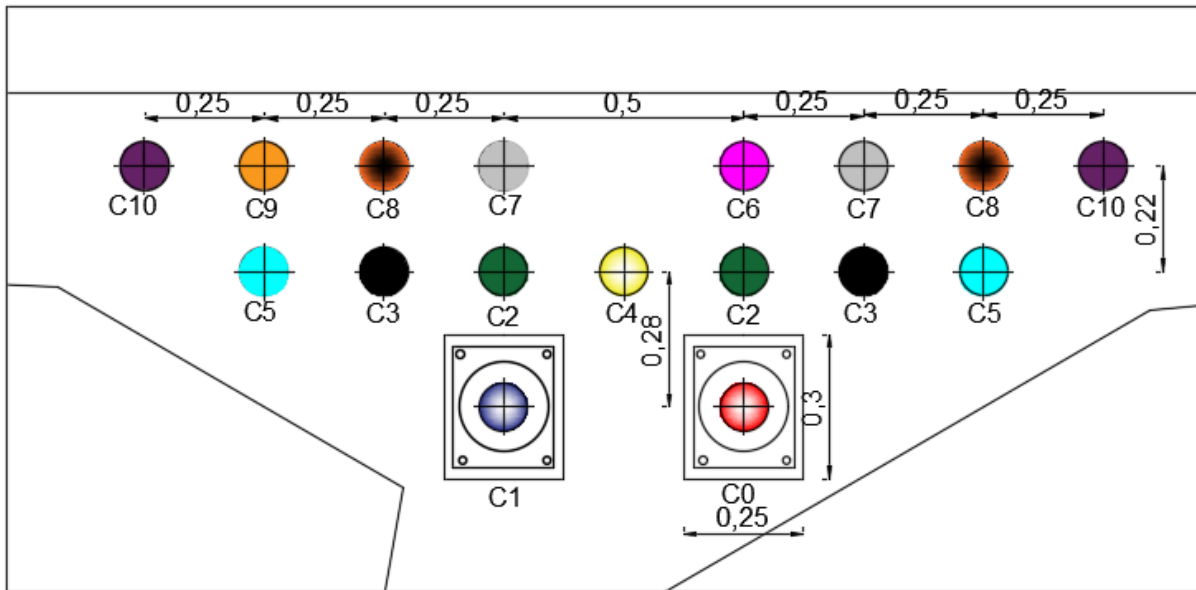


Figure V.1: Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

V.2.1.3. Tracé des câbles en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu'à l'ancrage, cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan (C0, C1, C4, C10).

❖ Allure en plan des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) (X / L)^2$
- Les rayons de courbure $R_i(x) = (X_i)^2 / (2 \cdot (Z_i - Z_{i+1}))$; $R_{i+1}(x) = (X_{i+1})^2 / (2 \cdot (Z_{i+1} - Z_{i+2}))$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg}(2 \cdot (Z_i - Z_{i+1}) / X_i)$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}(2 \cdot (Z_{i+1}) / X_{i+1})$

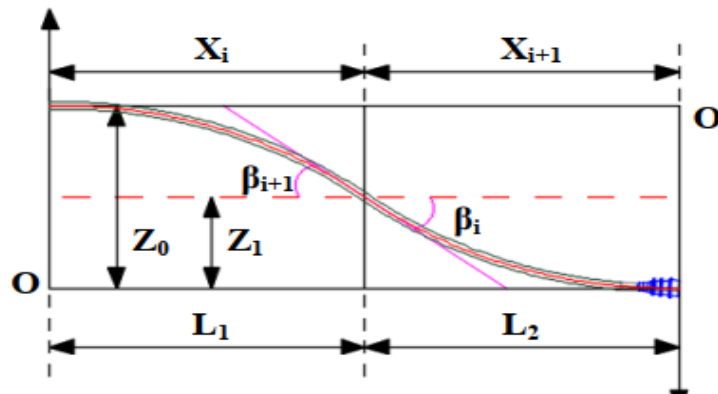


Figure V.2: Tracé en plan des câbles de fléau.

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

$$X_i = X_{i+1}, \quad \beta_i = \beta_{i+1}, \quad R_i = R_{i+1} \quad \text{et} \quad Z_i = 2 \times Z_{i+1}$$

V.2.1.4. Tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C0, C10) ne subissent aucune déviation en élévation.

❖ Allure en élévation des câbles du fléau :

L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x / l)^2$

Les rayons de courbure $R_c(x) = (X)^2 / (2 * (d_1 - d_0)) > R_{min}$

L'angle de déviation : $\alpha_n = \text{Arctg} (2 * (d_1 - d_0) \times (x / l)^2)$

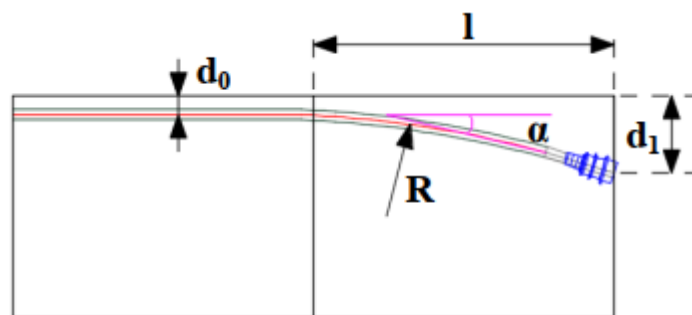


Figure V.3: Tracé en élévation des câbles de fléau

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

l : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

R_{min} : rayon minimal de câbles ($R_{min} = 10$ m).

V.2.1.5. Résultats :

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles (2 câbles) C6 :

Application Numérique sur le câble C6 :

$$L = 4.85 \text{ m} ; x_0 = x_1 = 2.425 \text{ m}$$

$$Z_0 = 0.25 \text{ m} ; Z_1 = 0.125 \text{ m}$$

$$d_0 = 0.37 \text{ m} ; d_1 = 0.65 \text{ m}$$

- En plan :

$$Z(x) = 0.25 + (0.125 - 0.25) (x / 2.425)^2$$

$$\rightarrow Z(x) = 0.25 - 0.021 x^2$$

$$R_i(x) = R_{i+1}(x) = (2.425)^2 / (2 * (0.25 - 0.125)) = 23.52 \text{ m}$$

$$\beta_i(x) = \beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} (2 * (0.2 - 0.1) / 2.425) = 0.103 \text{ rad}$$

- En élévation :

$$y = 0.37 + (0.65 - 0.37) \times (x / 4.85)^2$$

$$\rightarrow y = 0.37 + 0.0119 x^2$$

$$R_c(x) = (4.85)^2 / (2 * (0.65 - 0.37)) = 42.00 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{Arctg} (2 * (0.65 - 0.37)) / 4.85 = 0.115 \text{ rad}$$

Les restes des résultats sont élaborés dans les **tableaux V.2** et **V.3**.

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la **figure V.5**.

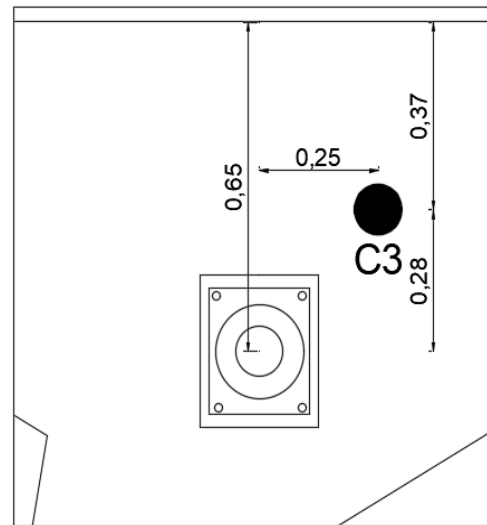


Figure V.4: Position de câble C3.

Tableau V-2: L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	x _i (m)	R _i (m)	β (rad)	Z(x)
C0-C1-C2-C6-C7	Rectilignes en plan					
C3-C4-C7-C8	0.25	0.125	2.425	23.52	0.103	0.25 - 0.021 x ²
C5-C8-C9	0.5	0.25	2.425	11.76	0.203	0.5 - 0.0425 x ²
C10	0.75	0.375	4.85	31.36	0.153	0.75 - 0.063 x ²

Tableau V-3: L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	Z _i (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	R _i (m)	α (rad)	Z(x)
C0-C1	Rectilignes en élévation					
C2-C3-C4-C5	4.85	0.37	0.65	42.00	0.115	0.37 + 0.0119 x ²
C6-C7-C8-C9-C10	4.85	0.15	0.65	23.52	0.203	0.15 + 0.021 x ²

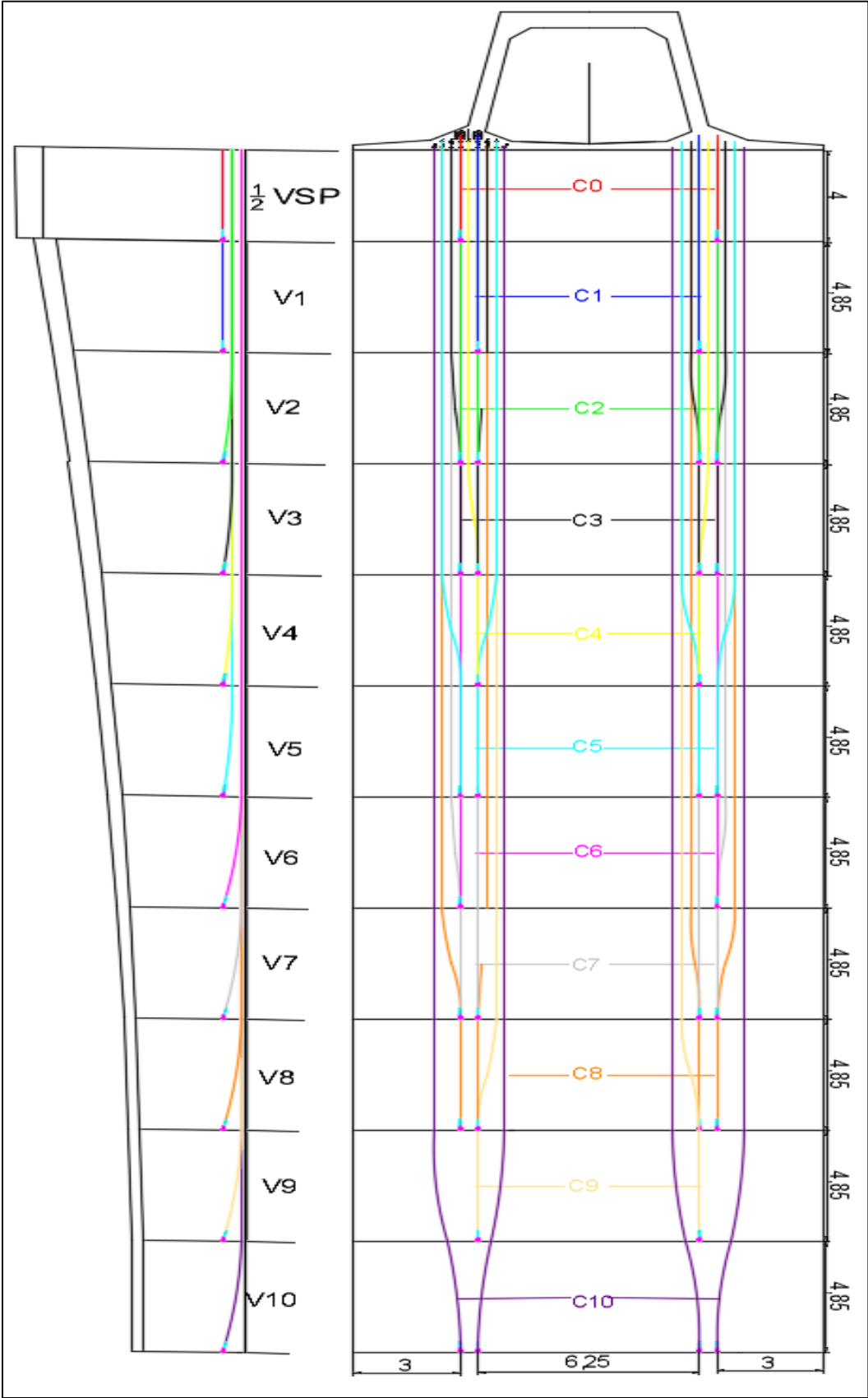


Figure V.5: Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.2.2. Etude de la précontrainte de continuité :

Les câbles sont soumis à une précontrainte de continuité après le clavage pour s'opposer aux moments hyperstatiques qui en découlent, ainsi qu'aux moments fléchissant causés par les charges d'exploitation.

V.2.2.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale :

Les efforts de précontrainte seront calculés, à partir du moment max déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\left(\frac{e \times v'}{I} + \frac{1}{S}\right)}, \text{ Avec : } e = v' - d, \quad n = \frac{P}{(1-\Delta P)P_0} \quad [8]$$

- ✓ **M** : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.
- ✓ **v'** : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.
- ✓ **Δ** : les pertes de tension, estimées à 25 %. [8]

Application Numérique :

M = 52116.95 KN.m (Combinaison ELS : G + D240+T+ΔT+Pf).

d = 0.15 m; v' = 2.02 m; e = 1.87 m; I = 15.48 m⁴; S = 10.99 m².

P₀ = 4.241 MN ; ΔP = 25 % → **P** = 20.30 MN → **n** ≥ 6.38

→ On prend : n = **10 câbles de 19T15s**

Tableau V-4: Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale

	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Fin VSP	-71730.5	6.500	3.65	2.85	80.95	15.15	3.500	-14.45	-4.54	0
Fin V01	-45818.1	5.499	3.16	2.34	64.03	14.42	3.010	-10.38	-3.26	0
Fin V02	-34204.56	5.026	2.93	2.10	50.73	13.76	2.780	-8.47	-2.66	0
Fin V03	-17688.3	4.608	2.72	1.89	40.32	13.13	2.570	-4.78	-1.50	0
Fin V04	8723.4	4.245	2.54	1.70	32.38	12.59	2.390	2.56	0.81	2
Fin V05	23412.16	3.935	2.38	1.56	26.44	12.13	2.230	7.44	2.34	4
Fin V06	41626.93	3.680	2.25	1.43	22.03	11.73	2.100	14.18	4.46	6
Fin V07	47005.33	3.479	2.15	1.33	18.88	11.42	2.000	16.98	5.34	8
Fin V08	48565.19	3.332	2.07	1.26	16.76	11.18	1.920	18.37	5.77	10
Fin V09	52116.95	3.239	2.02	1.22	15.48	10.99	1.870	20.30	6.38	10
Fin V10	41181.8	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	16.26	5.11	10
axe VSC	40435.65	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	15.97	5.02	10

❖ Disposition des câbles :

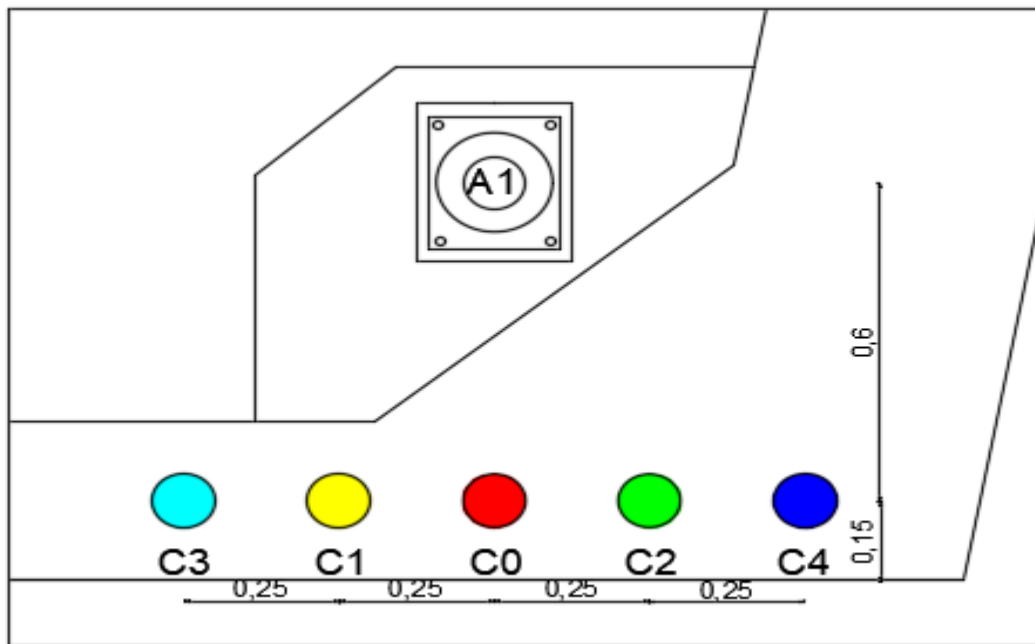


Figure V.6: Disposition des câbles de continuité de travée principale au niveau de Vc

❖ Tracé des câbles :

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans le **tableau V.5**.

Tableau V-5: L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	β (rad)	$Z(x)$
C0	Rectilignes en plan					
C1-C2	0.25	0.125	2.425	23.52	0.1027	$0.25 - 0.0212 x^2$
C3-C4	0.5	0.25	2.425	11.76	0.2033	$0.5 - 0.0425 x^2$

Pour le tracé en élévation, les câbles suivent la fibre inférieure de l'hourdis inférieur. Ce dernier a une épaisseur e_i variable, donc chaque câble a ses propres paramètres dans chaque voussoir où il subit une déviation (voir **tableau V.6**). Le reste des résultats en **Annexe C**.

Tableau V-6: L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C0 de travée principale.

voussoir	Câbles	Z_i (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i (m)	α (rad)	$Z(x)$
V7	C0	4.85	0.15	0.75	19.602	0.243	$0.15 + 0.0382 x^2$

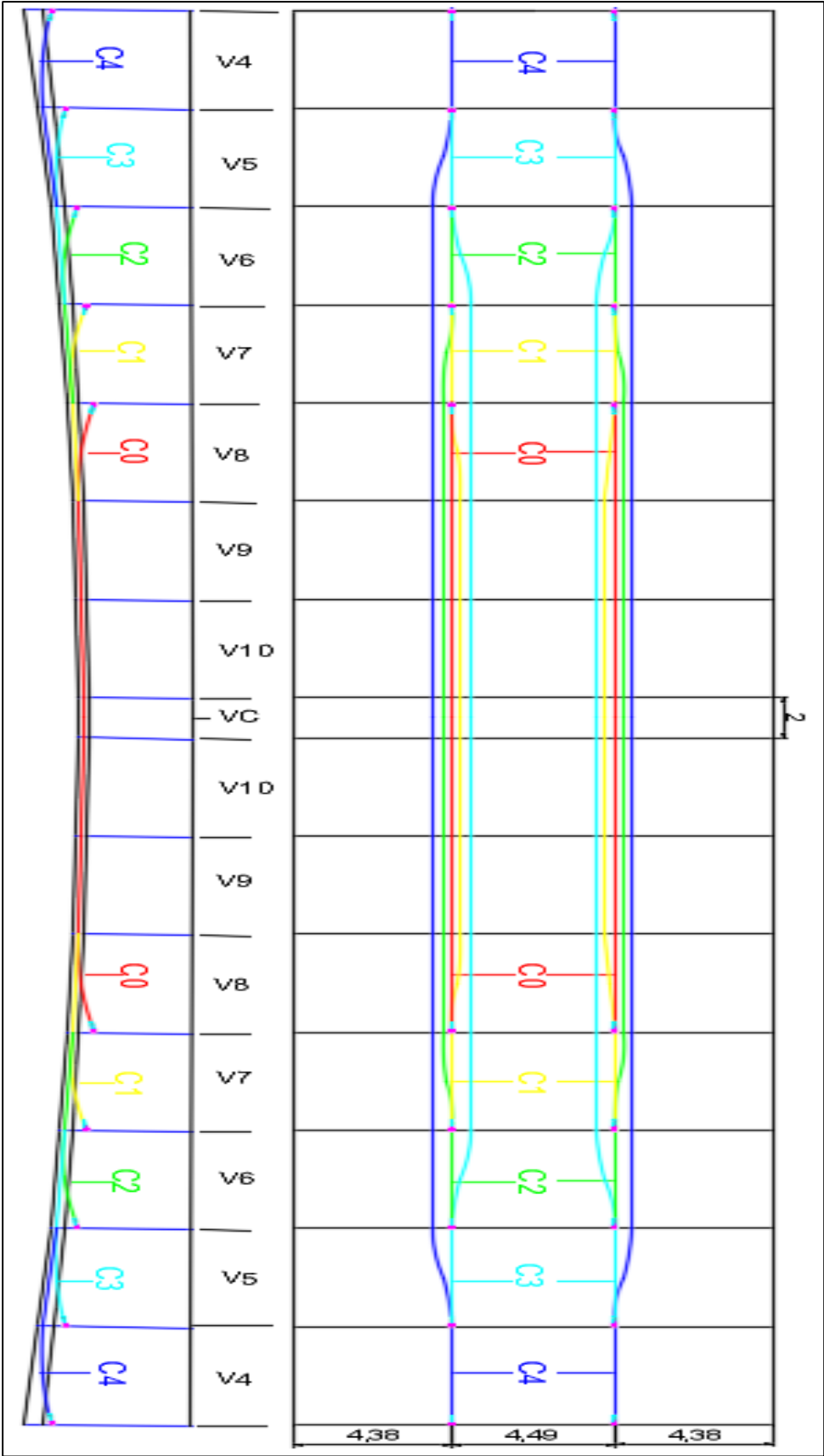


Figure V.7: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée principale.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.2.2.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive :

Afin de relier les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau, il est essentiel d'utiliser des câbles de continuité. Le rôle et la formule de calcul de ces câbles sont identiques à ceux de la travée principale.

Application Numérique

$M = 58847.85 \text{ KN.m}$ (Combinaison ELS : $G + D240 + T + \Delta T + Pf$).

$d = 0.15 \text{ m}$; $v' = 2.07 \text{ m}$; $e = 1.92 \text{ m}$; $I = 16.76 \text{ m}^4$; $S = 11.18 \text{ m}^2$.

$P_0 = 4\,240.8 \text{ KN}$; $\Delta P = 25\% \rightarrow P = 22.26 \text{ MN} \rightarrow n \geq 7.00$

\rightarrow On prend : $n = 10$ câbles de 19T15s

Tableau V-7: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	M (kN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
debut VSC	0	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	0.00	0.00	0
1/5 VSC	10704.66	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	4.23	1.33	2
2/5 VSC	15681.54	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	6.19	1.95	4
3/5 VSC	20054.86	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	7.92	2.49	6
4/5 VSC	32751.71	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	12.93	4.07	8
Fin V10	43145.48	3.200	2	1.20	14.97	10.97	1.850	17.04	5.36	10
Fin V09	54269.09	3.239	2.02	1.22	15.48	10.99	1.870	21.14	6.65	10
Fin V08	58847.85	3.332	2.07	1.26	16.76	11.18	1.920	22.26	7.00	10
Fin V07	60769.22	3.479	2.15	1.33	18.88	11.42	2.000	21.95	6.90	10
Fin V06	52683.33	3.680	2.25	1.43	22.03	11.73	2.100	17.95	5.64	8
Fin V05	42962.43	3.935	2.38	1.56	26.44	12.13	2.230	13.66	4.29	6
Fin V04	22995.39	4.245	2.54	1.70	32.38	12.59	2.390	6.76	2.12	4
Fin V03	6913.1	4.608	2.72	1.89	40.32	13.13	2.570	1.87	0.59	2
Fin V02	-7126.98	5.026	2.93	2.10	50.73	13.76	2.780	-1.76	-0.55	0
Fin V01	-30888.13	5.499	3.16	2.34	64.03	14.42	3.010	-7.00	-2.20	0

❖ Disposition des câbles :

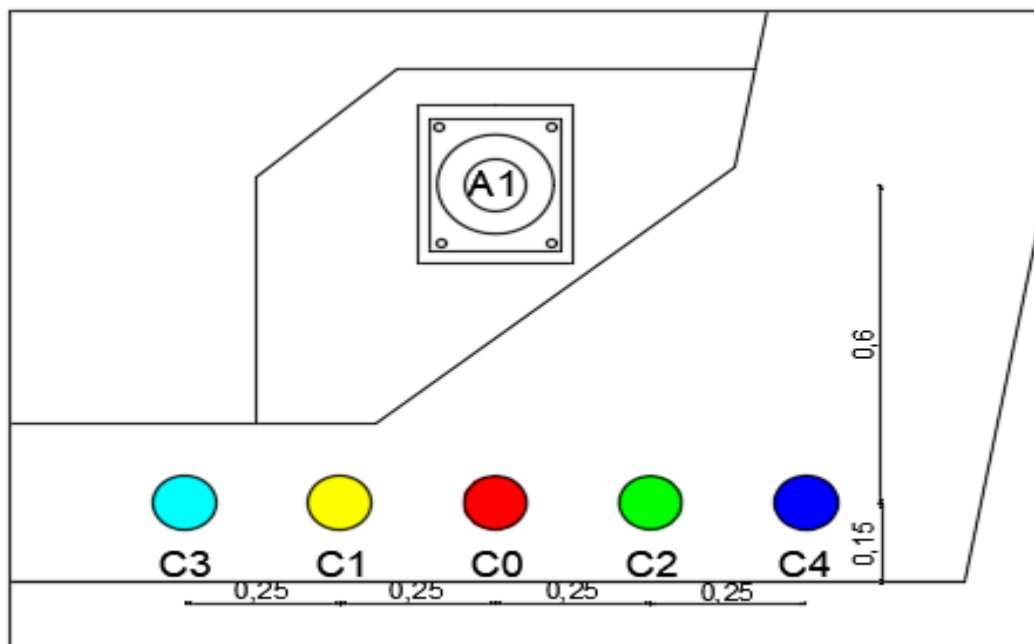


Figure V.8: Disposition des câbles de continuité de travée de rive et position des ancrages.

❖ Tracé des câbles :

Le reste des tracés en élévation sont donnés dans l'Annexe C.

Tableau V-8: L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	β (rad)	$Z(x)$
C0	Rectilignes en plan					
C1-C2	0.25	0.125	2.425	23.52	0.1027	$0.25 - 0.0212 x^2$
	0.25	0.125	1.27	6.45	0.1944	$0.25 - 0.077 x^2$
C3-C4	0.5	0.25	2.425	11.76	0.2033	$0.5 - 0.0425 x^2$
	0.5	0.25	1.27	3.23	0.3751	$0.5 - 0.155 x^2$

Tableau V-9: L'allure du tracé en élévation du câble de continuité C1 de travée de rive

Câbles	voussior	Z_i (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i (m)	α (rad)	$Z(x)$
C0	V6	4.85	0.15	0.75	19.60	0.243	$0.15 + 0.0255 x^2$
	4/5 VSC	2.54	0.15	0.75	10.06	0.441	$0.15 + 0.093 x^2$

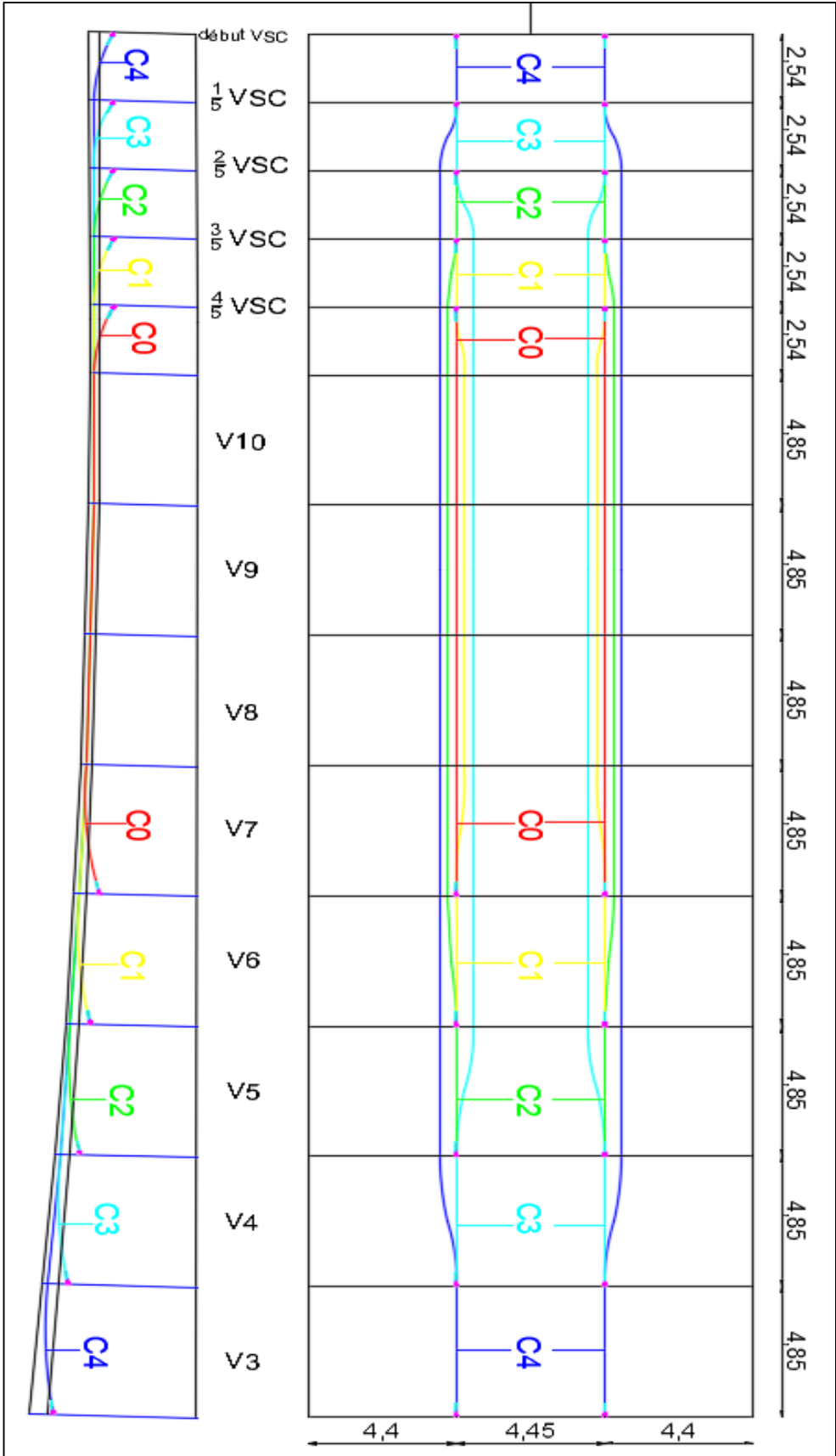


Figure V.9: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de travée de rive.

V.2.3. Evaluation des pertes de la précontrainte :

En un point et à un moment donné, la tension d'une armature de précontrainte diffère de la tension appliquée au câble par le vérin lors de sa mise en place.

En béton précontraint les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 25 % de la précontrainte initiale, ils peuvent être rangés sous deux catégories : « pertes instantanées et pertes différées ». [8]

V.2.3.1. Pertes de tension instantanées :

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_v$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_g$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, $\Delta\sigma_e$.

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_v + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

❖ Pertes de tension par frottement :

Elles sont provoquées par le frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. Cela est déterminé par la formule :

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

- σ_{p0} : la tension à l'origine.
- e : la base des logarithmes népériens.
- v : coefficient de frottement droit (m-1).
- f : coefficient de frottement de courbure (rd-1).
- θ : la variation angulaire à l'abscisse x (rd).
- x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).

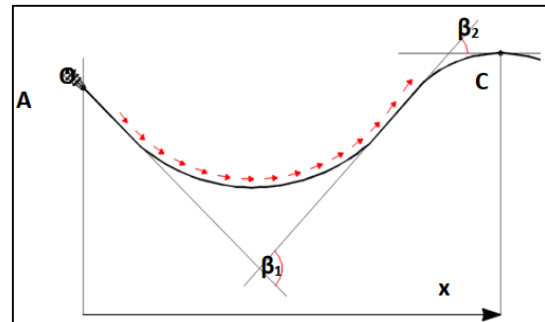


Figure V.10: frottement le long de câble lors la mise en tension

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent

$\text{tag}\theta = (\text{tg}2\beta + \text{tg}2\alpha)^{1/2}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

❖ Pertes de tension par recul de l'ancrage :

Lorsque l'effort de tension du vérin est transféré à l'ancrage, il y a un mouvement des câbles dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage. Ce mouvement varie en fonction du type d'ancrage et s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d ».

➤ Cas d'une seule pente avec $d < \text{longueur de câble}$:

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x), \quad \text{avec} \quad k = f * (\beta / \ell) + \varphi \quad \text{et} \quad d = (E_p g / \sigma_{p0} k)^{1/2}$$

- ✓ k : fonction croissante.
- ✓ d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- ✓ g : glissement à l'ancrage.
- ✓ E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

➤ Cas d'une seule pente avec $d > \text{longueur de câble}$:

- $d = (E_p g / \sigma_{p0} k)^{1/2}$
- $\Delta\sigma g(x) = (g \times p) / l + \sigma_{p0} \times k(1 - 2x)$

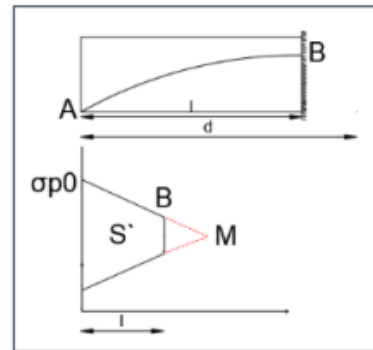


Figure V.11: Schéma illustratif le cas d'une seule

➤ Cas de 2 pentes avec $l_1=l_2$ et $d < (l_1+l_2)$:

- $d = ((E_p \times g \times l \times \Delta\sigma f(B)) / (\Delta\sigma f(C) - \Delta\sigma f(B)) \times l + l^2)^{1/2}$
- $\Delta(x) = 2(\sigma_p(x) - \sigma_m)$ Avec $x \in [0, d]$,
- $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma f(x)$
- $\sigma_m = \sigma_{p0} - \Delta\sigma f(B) - (\Delta\sigma f(C) - \Delta\sigma f(B)) \times (d-l) / l$

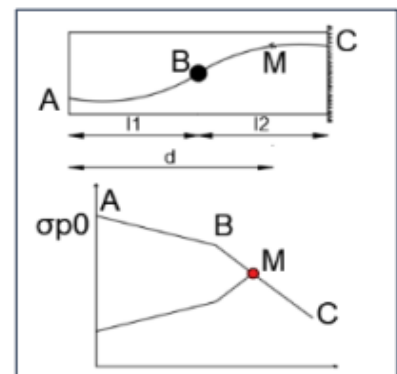


Figure V.12: Schéma illustratif le cas de 2 pentes.

❖ Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

L'ouvrage est construit étape par étape, ce qui implique des mises en tension successives. Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même pièce provoque une perte de tension, en effet la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement de la pièce, de même lors de la mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Donc si la pièce comporte « n » câbles, le premier câble subit un effet de « $n-1$ » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte.

La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané de béton vaut alors :

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{n-1}{2 \times n} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès.

Le BPEL donne la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad , \text{ Avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28 \text{ d'où : } \Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = 2.64 \times \sigma_b(\mathbf{x})$$

$$\text{Avec } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I} \quad :$$

- ✓ E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
- ✓ E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.
- ✓ σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.
- ✓ P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0 (1 - \Delta P)$.
- ✓ M_p : moment sous le poids propre

V.2.3.2. Pertes de tension différées :

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, on distingue :

- Perte de tension due au retrait du béton, $\Delta\sigma_r$.
- Perte de tension due au fluage du béton, $\Delta\sigma_{fl}$.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, $\Delta\sigma_p$.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p$

❖ Pertes par retrait :

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$. Donc : $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

Plus souvent, on peut négliger la valeur $r(t_0)$ devant 1, ce qui donne : $\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

- ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).
- $r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

❖ Pertes par fluage :

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. Par contre au retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe au cours de temps. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$ σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ Pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x), \text{ avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{ptk}}$$

- ρ_{1000} (%) : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- $\sigma_i(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

V.2.3.3. Les pertes totales :

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$

V.2.3.4. Application sur les câbles de fléau :

Le **tableau V.20** ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans l'**Annexe C**.

	$\Delta\sigma_u$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	14.57	0.27	0.71	15.55	2.55	3.89	3.111	9.03	24.59
FIN VSP	13.54	0.58	1.01	15.13	2.55	5.49	3.170	9.79	24.92
FIN V1	13.13	0.51	0.98	14.62	2.55	5.34	3.241	9.77	24.39
FIN V2	11.93	1.35	1.07	14.35	2.55	5.85	3.279	9.35	23.70
FIN V3	11.85	1.47	1.00	14.32	2.55	5.45	3.282	8.91	23.23
FIN V4	11.17	1.08	0.95	13.20	2.55	5.19	3.442	9.68	22.88
FIN V5	10.55	1.78	1.05	13.37	2.55	5.74	3.418	9.23	22.60
FIN V6	10.46	1.33	0.98	12.77	2.55	5.35	3.505	9.77	22.53
FIN V7	7.41	3.04	1.05	11.50	2.55	5.71	3.691	9.17	20.67
FIN V8	5.99	4.25	0.85	11.09	2.55	4.62	3.751	8.09	19.19
FIN V9	3.58	3.55	0.59	7.72	2.55	3.22	4.267	8.18	15.90
FIN V10	0.00	10.64	0.41	11.04	2.55	2.22	3.758	5.69	16.73

V.2.4. Vérification des contraintes normales :

La mise en place de la précontrainte entraîne l'émergence de contraintes normales sur les fibres supérieures et inférieures lors de la construction et du service, qui doivent être vérifiées en fonction des contraintes admissibles établies par le règlement en vigueur. [8]

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 + M}{I} * Y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

I : inertie de la section considérée.

e₀ : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.2.4.1. Vérification des contraintes en phase de construction :

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 24.918 \% \rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,117.22 \text{ MPa.}$$

- $\sigma_{bcj} = 0.6 \times f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.95 \text{ MPa}$; Hors section d'enrobage.
- $\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -2.31 \text{ MPa}$; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le **Tableau V-10** (les contraintes sont bien vérifiées).

Tableau V-11: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	N reten us	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	P final	verf sup	verf inf
Axe VSP	518703.8	3.65	2.85	98.11	15.78	34	0.35	15.26	108.7	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin VSP	446607.7	3.65	2.85	80.95	15.15	32	0.69	14.46	101.8	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V01	367260.1	3.16	2.34	64.03	14.42	30	0.95	14.41	96.19	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V02	296349.3	2.93	2.09	50.73	13.76	26	0.63	13.77	84.12	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V03	233480.1	2.72	1.88	40.32	13.13	22	0.35	12.81	71.62	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V04	178298.1	2.54	1.70	32.38	12.59	20	1.16	11.21	65.41	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V05	130490.9	2.38	1.55	26.44	12.13	16	0.99	9.43	52.51	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V06	89789.32	2.25	1.42	22.03	11.73	14	1.91	7.08	45.99	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V07	55968.16	2.15	1.32	18.88	11.42	10	1.80	4.80	33.64	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V08	28847.81	2.07	1.26 2	16.76	11.18	6	1.39	2.58	20.56	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V09	8295.190	2.02	1.21	15.48	10.99	4	1.85	0.39	14.26	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>
Fin V10	0	2	1.2	14.97	10.97	0	0.00	0.00	0	<u>vérifier</u>	<u>vérifier</u>

V.2.4.2. Vérification pendant le bétonnage du clavage P1-P2 :

Il est important de vérifier à ce stade du calcul que les câbles de fléau sont adéquats pour supporter le poids du tablier et de l'équipage lors de la construction du clavage central. Ainsi, deux forces verticales dirigées vers le bas sont appliquées à chaque extrémité des fléaux, représentant l'impact du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces sont exercées sur deux structures distinctes et isostatiques, car, à ce moment-là, les deux parties du pont ne sont pas encore assemblées. [1]

$$\frac{Q}{2} + \frac{Vc}{2} = 472.002 + 274.25 = 746.252 \text{ KN}$$

Q : poids de l'équipage mobile.

Vc : poids du clavage.

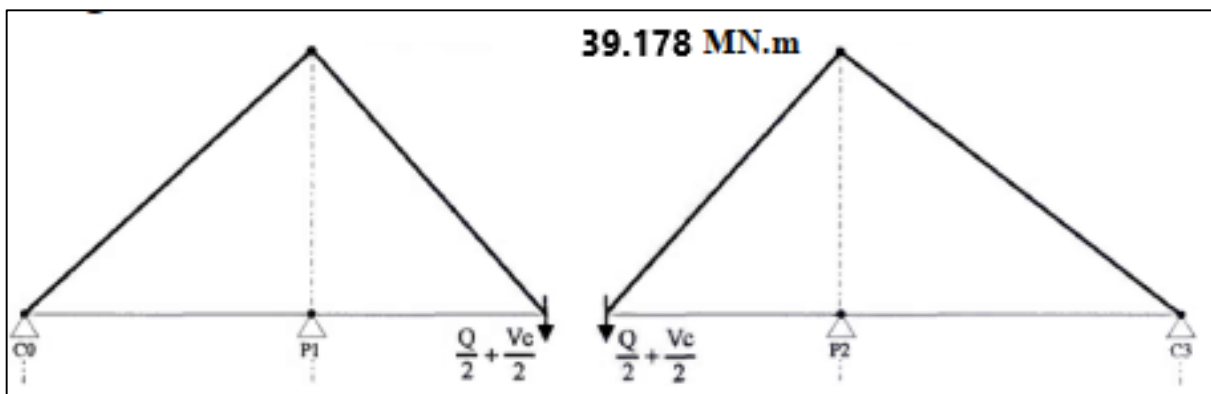


Figure V.13: Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.

Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.

- Moment dû au poids propre de fléau : $M_g = -410.685 \text{ MN.m}$
- $M = M_g + M(Q/2) + M(Q/2 + Vc/2) = -410.685 - 24.780 - 39.178 = -474.643 \text{ MN.m}$
- $N_{\text{fléau}} = n \times P_0 \times (1 - \Delta P) = 34 \times 4.2408 \times (1 - 0.2492) = 108.24 \text{ MN}$
- $M_{\text{isofléau}} = N_{\text{fléau}} \times e_0 = 108.24 \times 2,7 = 292.25 \text{ MN.m}$

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$$\delta s = N/S + (M \times V)/I = -3.92 \text{ MPa} > -\delta t = -4.95 \text{ MPa} \text{ Donc Le dimensionnement est correct.}$$

V.2.4.3. Vérification des contraintes en phase de service :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service. Il y a deux cas de vérification :

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

$$\Delta P = 24.918 \% \rightarrow \sigma_{\infty} = 1\ 117.22 \text{ MPa.}$$

- $\sigma_{bcj} = 0.6 \times f_c 28 = 27 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_t 28 = -4.95 \text{ MPa}$; Hors section d'enrobage.
- $\sigma_{bt2} = -1 \times f_t 28 = -3,3 \text{ MPa}$; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans l'annexe C (Toutes les contraintes sont vérifiées).

V.2.5. Armatures des zones tendues :

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales A_s (**art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL**).

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

- B_t : aire nette de la section du béton en traction.
- σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

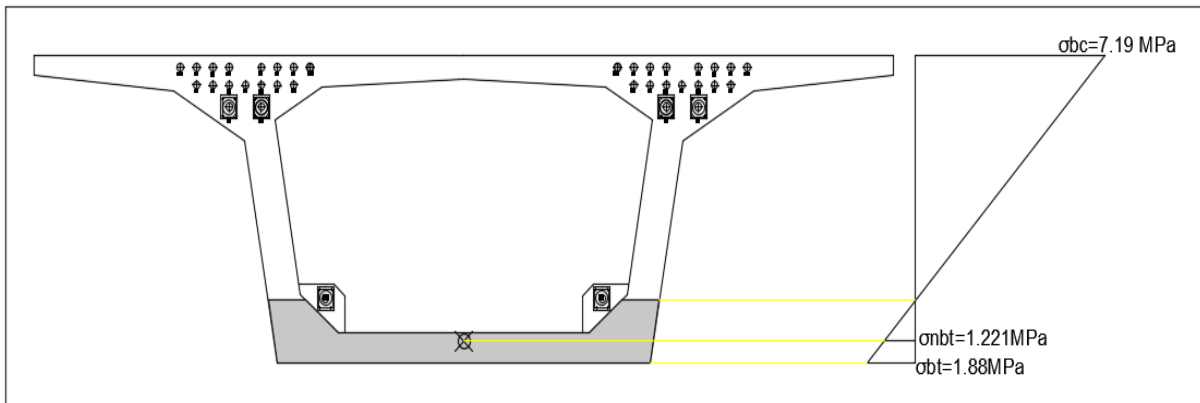


Figure V.14: Diagramme des contraintes à $x = 33.1 \text{ m}$ (Fin V06).

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes (**Annexe C**), on a :

$$B_t = 2.986 \text{ m}^2 ; \sigma_{Bt} = 1.88 \text{ MPa} ; \sigma_{Nbt} = 1.22 \text{ MPa} ; \text{ donc : } N_{bt} = 3.64 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2.986}{1000} + \left(\frac{3.64}{500} \times \frac{3.3}{1.88} \right) = 157.64 \text{ cm}^2 \text{ (13.70 cm}^2/\text{ml)} \rightarrow 2 \times \text{HA16 (14.07 cm}^2) / e = 17 \text{ cm}$$

V.2.6. Vérification des contraintes tangentielles :

V.2.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

❖ Détermination de l'effort tranchant :

Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (G D240).

Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « $h/2$ » d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

Effort tranchant dû à la précontrainte :

En prenant en compte l'élément de poutre de la figure ci-dessous, qui se trouve à gauche de la section étudiée, les actions appliquées sur l'élément gauche se réduisent en composantes verticales de tous les efforts appliqués à un effort tranchant extérieur V_{ext} positif, ainsi qu'une composante verticale de la précontrainte $V_p = P \sin \alpha$ qui vient de diminuer l'effort tranchant.

Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : $V_{red} = V_{ext} - V_p$

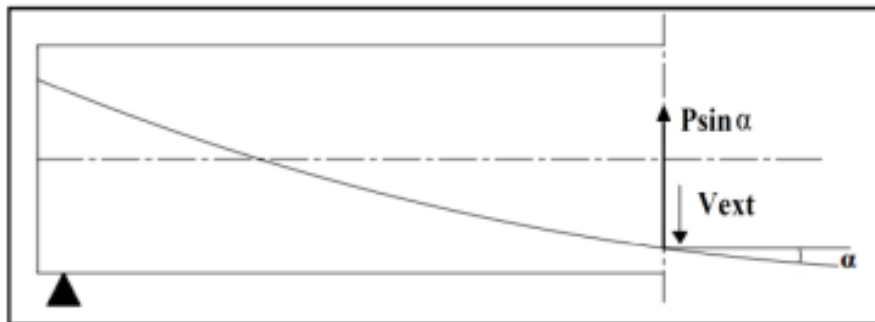


Figure V.15: Effort de précontrainte.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < \tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$

Avec :

- τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$
- σ_x : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette : $\sigma_x = \frac{P \times \cos \alpha}{B_n}$
- B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service.
- S_n : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.
- I_n : est le moment d'inertie nette
- b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

Application Numérique :

$$P_0 = 4.24 \text{ MN} ; \Delta P = 24,93 \% ; n = 2 \text{ câbles} \rightarrow P = 6.36 \text{ MN}$$

$$\alpha_{\text{moy}} = 0 \text{ rad} \rightarrow V_P = P \sin \alpha = 0 \text{ MN}$$

$$h/2 = 3.25 \text{ m} ; V_{ELS}(3.25\text{m}) = 17.51 \text{ MN} \rightarrow V_{red} = V_{ELS} - V_P = 17.51 \text{ MN}$$

$$n = 34 \text{ câbles} \rightarrow P = 108.22 \text{ MN}$$

$$B_n = 15.515 \text{ m}^2 \rightarrow \sigma_x = 6.96 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 45 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} \rightarrow \tau_1 = 3.68 \text{ MPa et } \tau_2 = 5.49 \text{ MPa}$$

$$I_n = 96.35 \text{ m}^4 ; Z = I_n/S_n = 5.19 \text{ m} ; b_n = 2(e_a - 0.5 \Phi_g) = 1 \text{ m.}$$

$$\rightarrow \tau_{\text{max}} = 3.37 \text{ MPa}$$

On constate que : $\tau_{\text{max}} < \tau$

\rightarrow Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée. ✓

V.2.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

➤ Les bielles comprimées :

L'angle β_u , qui représente l'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre, est déterminé en premier lieu selon la formule suivante :

$$\text{tg } 2\beta_u = 2\tau_u / (\sigma_x - \sigma_y) , \text{ Avec : } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x : représente la contrainte normale au niveau de CDG suivant x : $\sigma_x = P \cos \alpha / B_n$

σ_y : représente la contrainte normale au niveau de CDG suivant y : $\sigma_y = 0$

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$

$V_{U,red}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u, \text{ si : } \beta_u = 30^\circ, \text{ alors on obtient : } \tau_u = \frac{f_{c28}}{6}.$$

Application Numérique :

$$V_{ELU(3.25m)} = 23.64 \text{ MN} ; V_P = 0 \text{ MN} \rightarrow V_{u, red} = V_{ELU} - V_P = 23.64 \text{ MN}$$

$$I_n = 96.35 \text{ m}^4 ; Z = 5.19 \text{ m} ; b_n = 1 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 4.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 6.97 \text{ MPa}, \sigma_y = 0 \text{ MPa} \rightarrow \beta_u = 0.4585 \text{ rad} = 26.27^\circ$$

$$\rightarrow \text{On prend : } \beta_u = 30^\circ \rightarrow \tau_u = 4.55 \text{ MPa} < \frac{f_{c28}}{6} = 7.5 \text{ MPa}$$

→ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

➤ La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} > \left(\tau - \frac{f_{tj}}{3} \right) * \text{tg } \beta_u$$

- A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- f_e : limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f}$

Application Numérique :

$$\tau_u = 4.55 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3.3 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 1 \text{ m} ; \beta_u = 30^\circ$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 18.59 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 13.8 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \underline{\text{à vérifier dans l'étude transversale}}$$

V.2.6.3. Vérification de la flèche vis-à-vis de l'ELS :

Il faut vérifier la condition suivante :

Flèche_{adm} > flèche_{calculé}

$$\text{Flèche adm} = \frac{L}{500} = \frac{107}{500} = \mathbf{21.4 \text{ cm}}$$

La flèche calculé nous avons utilisé le modèle global qui a été modélisé dans le logiciel MIDAS CIVIL avec la combinaison la plus défavorable et nous avons trouvé la valeur suivante :

Flèche calculé = **14.8 cm**

Flèche_{adm} = 21.4 cm > flèche_{calculé} = 14.8 cm donc la flèche est vérifiée.

V.3. CONCLUSION :

Le béton précontraint est une substance composite utilisée dans le domaine du génie civil afin de créer et de mettre en place des structures performantes, économiques et raffinées.

Grâce à l'analyse de la précontrainte, nous avons pu nous assurer que le câblage sélectionné répond aux exigences de sécurité et de confort.

CHAPITRE VI
ETUDE TRANSVERSAL

VI.1. INTRODUCTION :

Les armatures transversales (armatures passives) pour les sections d'âmes et pour celles des hourdis inférieur et supérieur doivent être établies dans ce chapitre.

La section tubulaire (caisson) est la structure transversale la plus appropriée pour les ouvrages construits par encorbellements successifs en raison de sa grande résistance à la torsion et de la rigidité en flexion des deux membrures, à la fois supérieure et inférieure.

Dans le cadre de l'analyse transversale, on examine les sections dangereuses telles que la section sur pile et la section à la clé (les moments de flexion sont les plus élevés).

VI.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX :

VI.2.1. Modélisation et combinaison :

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (double-simple) à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

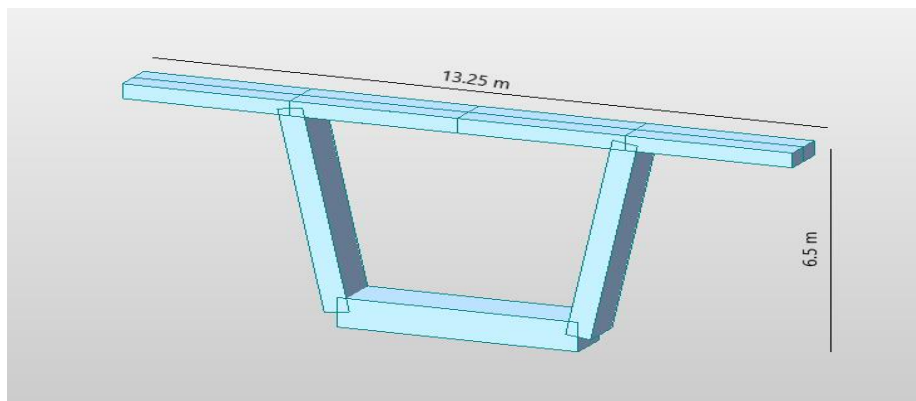


Figure VI.1: Vue en 3D du voussoir sur pile modélisé sur le logiciel.

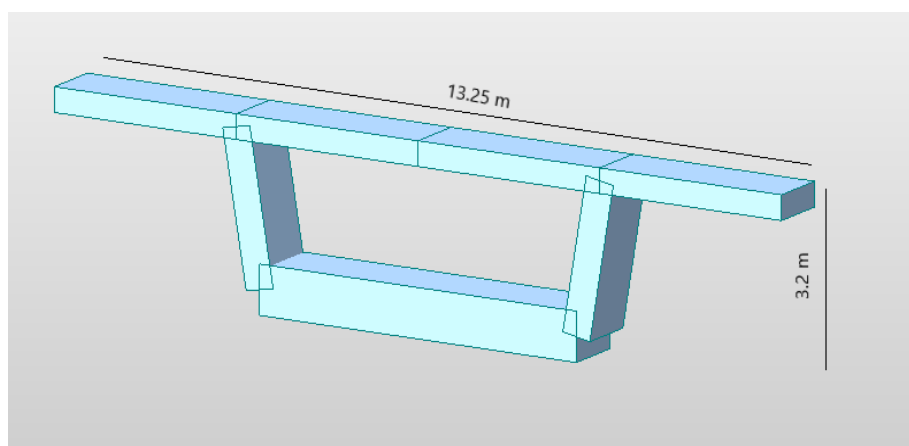


Figure VI.2: Vue en 3D du voussoir à la clef modélisé sur le logiciel.

VI.2.2. Détermination des sollicitations :

Les charges à considérer sont définies au préalable dans le chapitre 4.

Le voussoir devra être ferrailé sous un moment propre à la combinaison la plus défavorable, donnée par RCPR.

Tableau VI-1: Combinaisons des charges appliquées.

Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2 A(l)$
	$G + D240$
	$G + Mc 120$
	$G + 1.2 Bc$
	$G + 1.2 Bt$
ELU	$1.35G + 1.6A1$
	$1.35 G + 1.35 D240$
	$1.35 G + 1.35 Mc 120$
	$1.35 G + 1.6 Bc$
	$1.35 G + 1.6 Bt$

VI.2.3. Résultats :

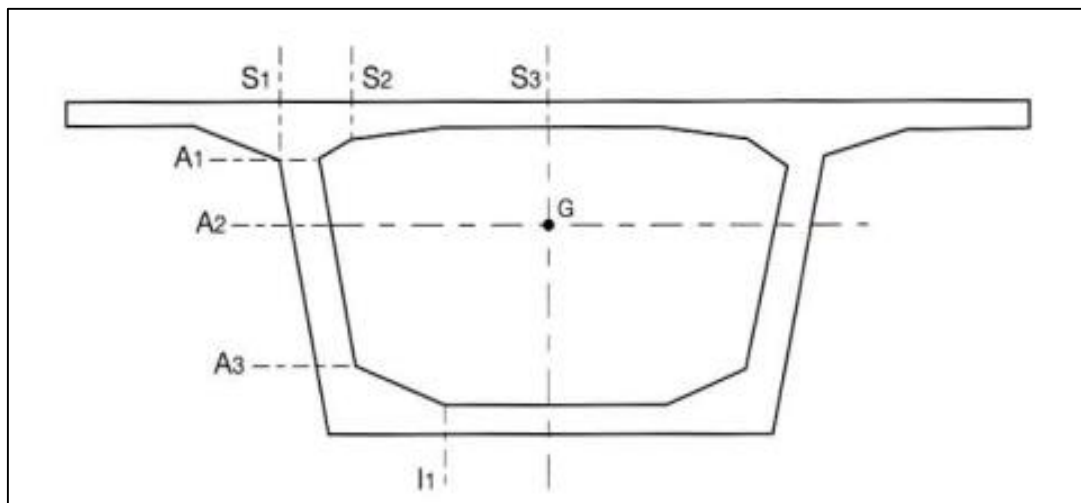


Figure VI.3: Sections à justifier.

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSAL

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI-2: Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

Elément	Section	Mult (KN.m)	Mser (KN.m)	Nult (KN)	Nser (KN)
Hourdis sup	S1	-119.09	-89.03	0	0
	S2	-303.41	-227.4	0	0
	S3	180.04	135.01	0	0
Ames	A1	-186.38	-139.9	-405.98	-304.26
	A2	-61.24	-45.95	-405.98	-304.26
	A3	72.39	48	-405.98	-304.26
Hourdis inf	I1	-72.39	-54.3	0	0

Tableau VI-3: Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

Elément	Section	Mult (KN.m)	Mser (KN.m)	Nult (KN)	Nser (KN)
Hourdis sup	S1	-191.44	-142.62	0	0
	S2	-370.35	-277.15	0	0
	S3	183.02	137.05	0	0
Ames	A1	-183.28	-137.76	-479.31	-358.48
	A2	-55.54	-41.91	-499.73	-373.6
	A3	76.61	57.23	-520.15	-388.73
Hourdis inf	I1 sup	-83.07	-62.01	0	0
	I1 inf	29.77	21.58	0	0

VI.2.4. Ferrailage :

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VI.2.4.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur de VSP :

➤ Nappe supérieure :

Les fissurations sont préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS. [11]

$b = 1.00 \text{ m}$; On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0.60 \text{ m}$; $c = 0.05 \text{ m}$; $M_{ser} (\text{sup}) = 227.4 \text{ KN.m}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 27 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 252.76 \text{ MPa}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 60 = 54 \text{ cm}$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} d = \frac{15 \times 27}{15 \times 27 + 252.76} \times 54 = 33.25 \text{ cm}$$

$$z = d - \frac{X}{3} = 54 - \frac{33.25}{3} = 42.91 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 1926.12 \text{ KN.m} > M_{ser}$$

→ **Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \bar{\sigma}_s} = 20.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 8.19 \text{ cm}^2 \leq A_s$$

→ La condition de non fragilité (CNF) est vérifiée.

On propose nappe de HA16 /e =12.5 cm

➤ Ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_s}{3} = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 8.19 \text{ cm}^2 > A_s$$

→ La condition de non fragilité (CNF) n'est pas vérifiée. Donc on prendre $A_{s \text{ min}}$

On propose nappe de HA14 /e =20 cm

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSAL

VI.2.4.2. Ferrailage passif des voussoirs :

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferrailage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les **tableaux 6-4 et 6-5** et détaillées dans l'**Annexe D**.

Tableau VI-4: Ferrailage passif du VSP.

Elément	nappe	h	Transversale			Longitudinale		
			As(cm2)	Ø(mm)	e(cm)	As(cm2)	Ø(mm)	e(cm)
Hourdis sup	sup	60	18.10	HA 16	12.5	8.20	HA 14	20
	inf	30	28.27	HA 20	12.5	9.42	HA 14	20
Ames	externe	50	18.10	HA 16	12.5	6.83	HA 12	20
	interne	50	10.18	HA 12	12.5	6.83	HA 12	20
Hourdis inf	sup	75	13.85	HA 14	12.5	10.25	HA 16	17
	inf	75	13.85	HA 14	12.5	10.25	HA 16	17

Tableau VI-5: Ferrailage passif du VC.

Elément	nappe	h	Transversale			Longitudinale		
			As(cm2)	Ø(mm)	e(cm)	As(cm2)	Ø(mm)	e(cm)
Hourdis sup	sup	60	18.10	HA 16	12.5	8.20	HA 14	20
	inf	30	28.27	HA 20	12.5	9.42	HA 14	20
Ames	externe	50	18.10	HA 16	12.5	6.83	HA 12	20
	interne	50	13.85	HA 14	12.5	6.83	HA 12	20
Hourdis inf	sup	30	10.18	HA 12	12.5	4.10	HA 16	17
	inf	30	10.18	HA 12	12.5	4.10	HA 16	17

NB : Pour quelques sections du voussoir on a calculé le ferrailage par la section minimale.

NB : les armatures longitudinales au niveau de l'hourdis inférieur sont les armatures des zones tendues (flexion longitudinale) calculées au **paragraphe 5.2.5**.

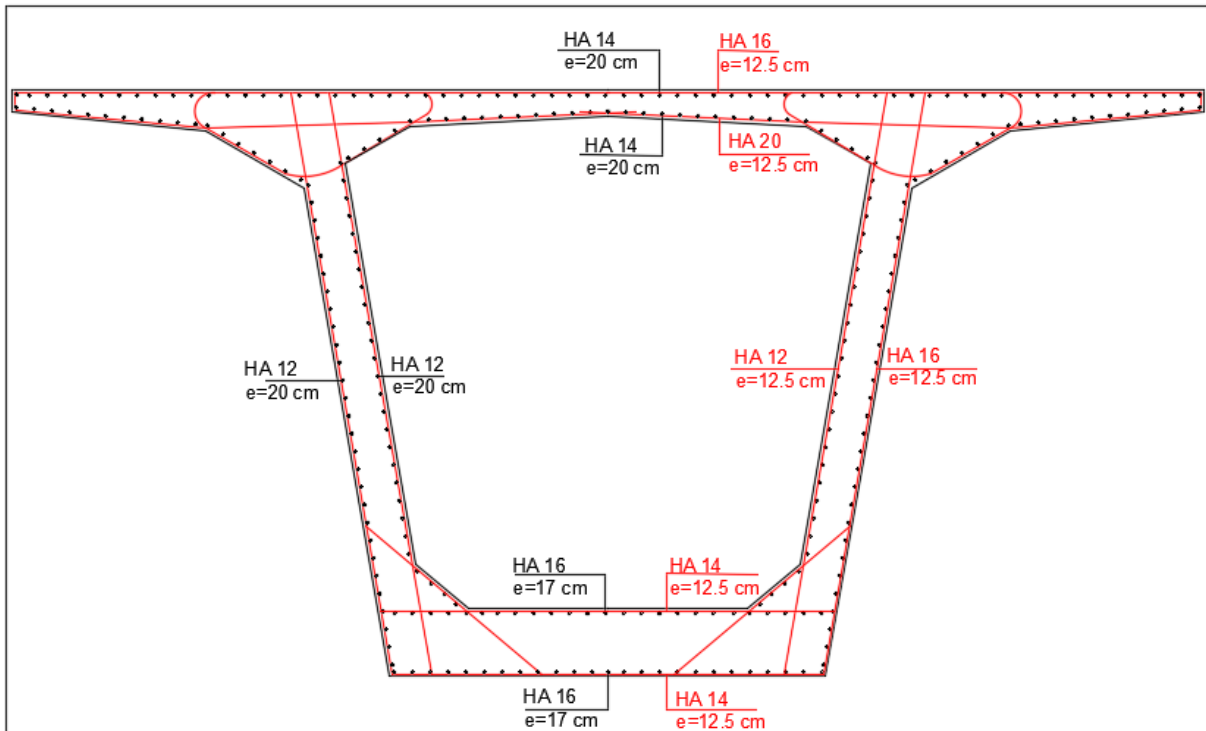


Figure VI.5: Ferrailage du voussoir sur pile.

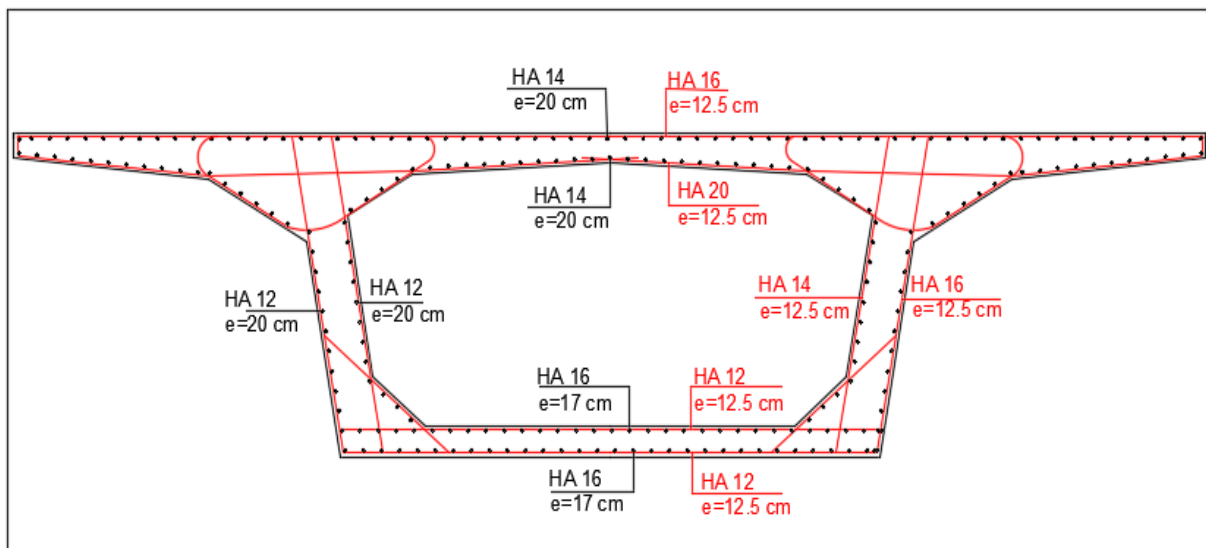


Figure VI.4: Ferrailage du voussoir à la clef.

VI.3. CONCLUSION :

Ce chapitre a examiné de manière transversale le tablier (VSP-VSC) afin de comprendre les différentes contraintes exercées sur les voussoirs.

La dalle supérieure et les porte-à-faux nécessitent un renforcement significatif en raison de l'importance des charges roulantes qui tendent à fléchir la dalle.

Le ferrailage vise à renforcer la section transversale de la structure, ce qui assure une bonne transmission des charges verticales vers les appuis.

CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

VII.1. INTRODUCTION :

Le calcul de l'effort sismique dans l'ouvrage tient compte de l'action sismique résultant d'une translation globale (tous les points de sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions. Cette action dépend de la vitesse de la zone. Ainsi, on utilise un spectre de réponse horizontal pour les deux composantes de mouvement horizontal et un spectre de réponse vertical pour l'élément de mouvement vertical afin d'évaluer la réponse maximale de l'ouvrage.

VII.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon l'importance en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.22** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S3** (site meuble).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\%$

VII.3. Méthode utilisées pour l'estimation de l'effort sismique :

VII.3.1. Méthode spectrale multimodale :

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.

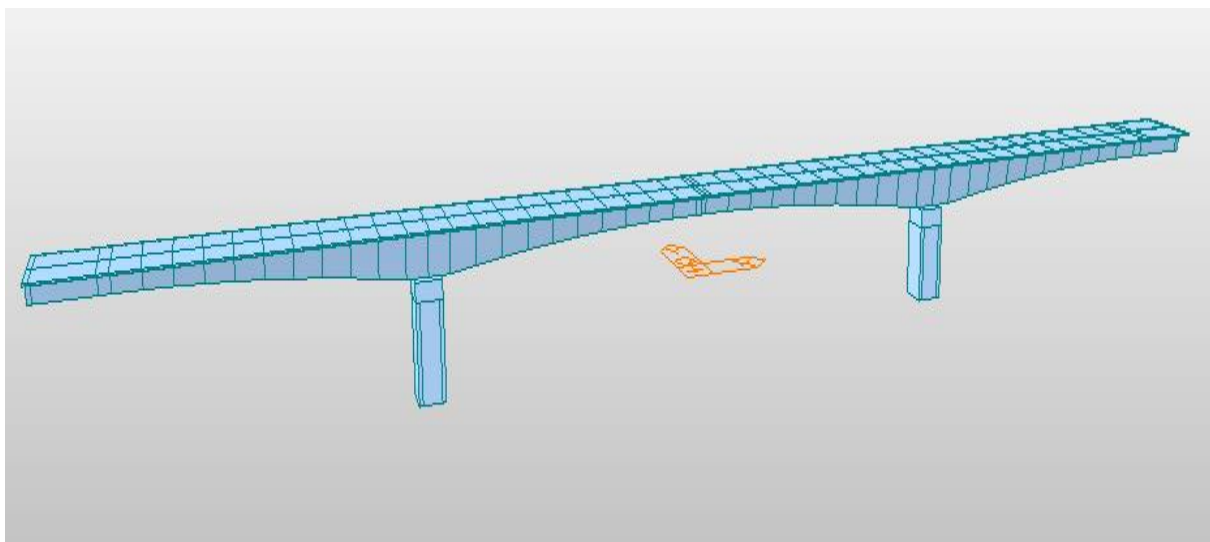


Figure VII.1: Modèle de calcul multimodal.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. Les effets de l'action sismique doivent être déterminés partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale. Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

VII.3.1.1. Les spectres de réponse :

On réutilisera un modèle en 3D, par MIDAS CIVIL 2022, pour l'évaluation des efforts sismiques dans les trois directions ainsi que les périodes propres.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul :

➤ Spectre de réponse de la composante horizontale :

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$S_{ae}(T, \xi)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. $A = 0.2$

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

S : coefficient du site $S = f(S3) = 1.2$ (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :
 $(T_1, T_2) = f(S3) = (0.20 ; 0.50)$

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

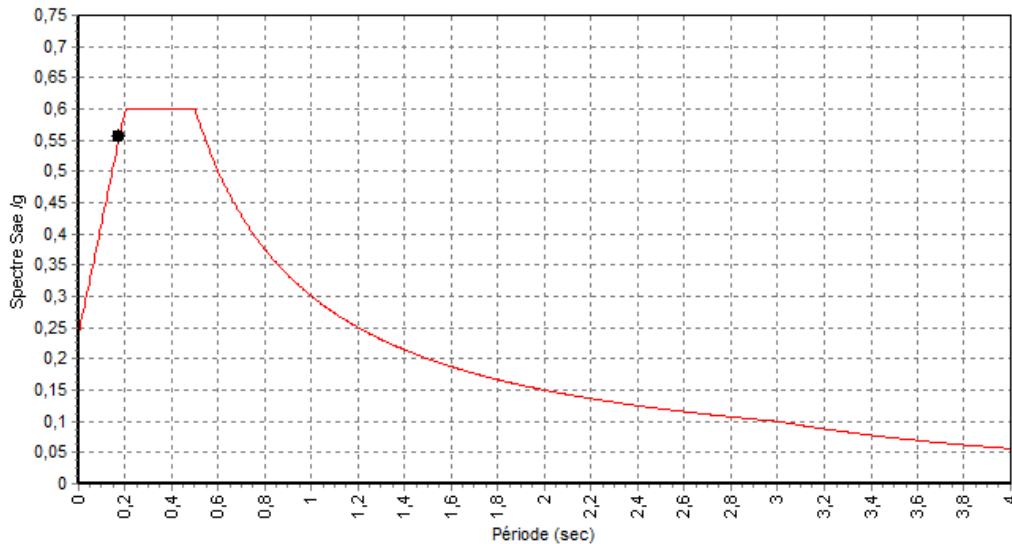


Figure VII.2: Spectre de réponse élastique Sae/g (T) - composante horizontale.

➤ **Spectre de réponse de la composante verticale :**

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone II a) = 0.7

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

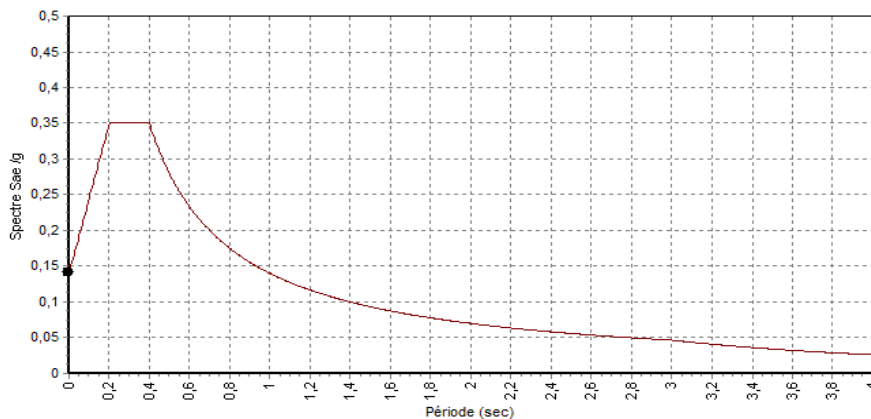


Figure VII.3: Spectre de réponse élastique Sae/g (T) - composante verticale.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

VII.3.1.2. Modes significatifs :

Il est essentiel de prendre en considération tous les modes qui contribuent de manière significative à la réponse structurale globale. En d'autres termes, on considère les modes où la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)$ dépasse au moins 90% de la masse totale du pont MT.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés en (Annexe C)

VII.3.1.3. Combinaison des composantes de l'action sismiques :

Selon le RPOA (article 4.3.2.5), une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

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

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

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

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.4. EQUIPEMENTS :

VII.4.1. APPAREILS D'APPUIS :

VII.4.1.1. Détermination les dimensions et les raideurs des appareils d'appuis :

➤ **Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :**

Dans la phase de pré-dimensionnement en choisi l'appareil d'appui en élastomère fretté

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Effort en MN	C1 et C2	P1 et P2
1,35 G	5854	56908
Effort minimal fondamental	5262	56320.7
Effort maximal fondamental	8660	60035.9

➤ Dimensionnement de l'appareil d'appui :

On utilise les appareils d'appuis du type **B** ils comportent **n+1** frettes métalliques et **n** feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins **4mm** et sur les faces supérieures et inférieures d'une épaisseur d'élastomère nominale de **2.5 mm**. [15]

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.
- **T** : épaisseur totale de l'élastomère.
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère
- **t_i** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **t_s** : épaisseur d'une frette élémentaire
- **e** : enrobage

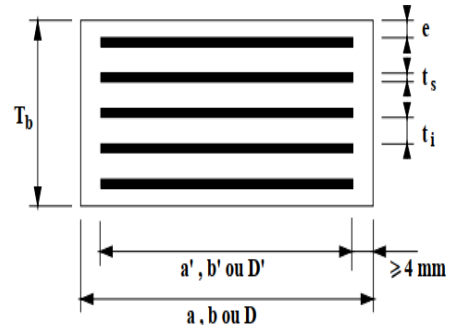


Figure VII.4: définition géométrique d'un appareil d'appui

VII.4.2. Aire l'appareil d'appui :

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} = \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } N_{max} = \frac{R_{max}}{4}$$

➤ Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

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

Avec

a : est le grand côté de l'élastomère.

➤ Dimensionnement des frettes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{1,3 F_{z,d} (t_1 + t_2) \gamma_m}{A_r f_k} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Tel que :

$$\gamma_m = 1$$

➤ Application numérique :

Cas de la pile :

- $N_{\max} = \frac{R_{\max}}{4} = \frac{60035.9}{4} = 15008.9 \text{ KN}$
- $A = N_{\max} / \sigma_{\text{adm}} = 15.0089/20 = 0.750445 \text{ m}^2 = 7504.45 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \cdot b) = (900 \cdot 900) \text{ mm}^2$
- $90 \leq T \leq 180 \text{ (mm)}$.
- $t_s > 3.70 \text{ mm} \rightarrow t_s = 4 \text{ mm}$.

Donc, on prend :

- ✓ 6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$.
- ✓ 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 8 \text{ mm}$
- ✓ 7 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$.
- ✓ Enrobage des chants : 4 mm .
- ✓ Enrobage extérieur : 2.5 mm .

$$(a \times b \times t) \rightarrow (900 \times 900 \times 180)$$

Cas de la culée :

- $N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2} = \frac{8660}{2} = 4330 \text{ KN}$
- $A = N_{\max} / \sigma_{\text{adm}} = 4.330 / 20 = 0.2165 \text{ m}^2 = 2165 \text{ cm}^2 \rightarrow (a \cdot b) = (500 \cdot 500) \text{ mm}^2$
- $50 \leq T \leq 100 \text{ (mm)}$.
- $t_s > 3.04 \text{ mm} \rightarrow t_s = 4 \text{ mm}$.

Donc, on prend :

- ✓ 5 Feuilles d'élastomère : $t_i = 16 \text{ mm}$.
- ✓ 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $e = t_i/2 = 8 \text{ mm}$.
- ✓ 6 Frettes métalliques de : $t_s = 4 \text{ mm}$.
- ✓ Enrobage des chants : 4 mm .
- ✓ Enrobage extérieur : 2.5 mm .

$$(a \times b \times t) \rightarrow (500 \times 500 \times 100)$$

➤ Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{Pile} = n f \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{d'où} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

- **n** : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui ($G = 1.8 \text{ MPa}$ en cas dynamique).
- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
- **E** : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow E = 35\,981 \text{ MPa}$).
- **I** : inertie longitudinale d'un fût.
- **h** : hauteur du fût de pile

Tableau VII-1: Evaluation des raideurs longitudinales statiques des appuis

Elément	Piles			Appareils d'appui		Appuis
Appuis	h (m)	I (m ⁴)	K _{Pile} (MN/m)	n	K _{AA.s} (MN/m)	K _{App.s} (MN/m)
C01	/	INFINI	INFINI	2	6	6
P01	13.5	40.07	1757.9743	4	21.6	21.34
P02	10.5	40.07	3736.33604	4	21.6	21.48
C02	/	INFINI	INFINI	2	6	6

➤ Evaluation des efforts horizontaux :

❖ Actions statiques :

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \epsilon$$

Avec

- X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.
- X_{CR} : centre de rigidité. $X_{CR} = \frac{\sum 1X_i K_i}{\sum 1K_i}$
- K_i : la rigidité des appuis.
- ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\Delta T = 25^\circ\text{C}$ et $\lambda = 10^{-5}$.
- ϵ_f : coefficient du fluage $\epsilon_f = K_{ff} \times 10^{-4}$.
- K_{ff} : vaut à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $K_{ff} = 3$.
- $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

APPUIS	X_i (m)	K _{app} (MN/m)	H _t (KN)	H _{fluage} (KN)	H _{retrait} (KN)
C1	118.03	6	177.05	212.45	141.64
P1	53.63	21.34	286.09	343.30	228.87
P2	53.37	21.48	286.54	343.85	229.23
C2	117.77	6	176.66	211.99	141.32

VII.4.2.1. Choix de type d'appareil d'appui :

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Les appareils d'appui en élastomère fretté conviennent aux charges d'appui jusqu'à 12 MN. Cependant, pour des réactions d'appui supérieures à 20 MN, il est préférable d'utiliser des appareils d'appui à pot. Ces derniers offrent l'avantage de limiter l'encombrement du dispositif, ce qui les rend plus appropriés dans ces situations. [14]

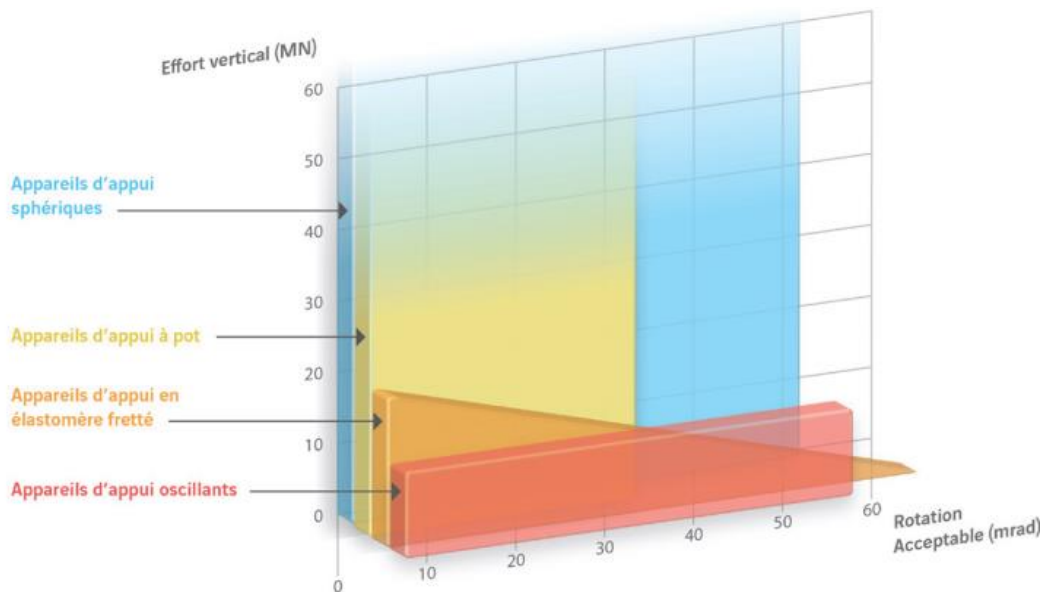


Figure VII.5: Limites D'utilisation des appareils d'appui.

VII.4.2.2. Appareils d'Appui à Pot :

Les appareils d'appuis à pot constitués d'une embase métallique en forme de pot cylindrique dans laquelle est enserré un coussin en caoutchouc apparaissent au début des années 1960. Une plaque de glissement, généralement en PTFE (polytétrafluoroéthylène), peut être insérée dans la partie supérieure pour permettre les glissements. [14]

Classement sur le critère de fonctionnement :

- **Fixes** : Ils permettent les rotations sur appui mais ne permettent pas les déplacements.
- **Mobiles unidirectionnels** : Ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- **Mobiles multidirectionnels** : Ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans toutes les directions.

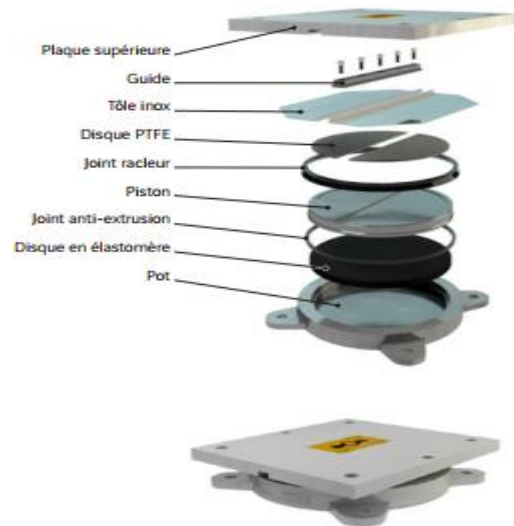


Figure VII.6: composition schématique d'un appareil d'appui à pot.

VII.4.2.3. Dimensionnement des Appareils d'Appuis à Pot :

- Les appareils d'appui à pot de caoutchouc sous pression ou métalliques sont le plus souvent des produits fournis sur catalogue par les fabricants, en fonction des efforts verticaux et horizontaux à transmettre.
- Le dimensionnement est fait sur la base de FREYSSINET ; «les appareils d'appuis mécaniques Freyssinet». Les charges à prendre en compte sont celles définies au chapitre 4

VII.4.2.4. Conditions d'appuis :

On a opté à une fixation sur une pile afin de minimiser les efforts sismiques à leur base :

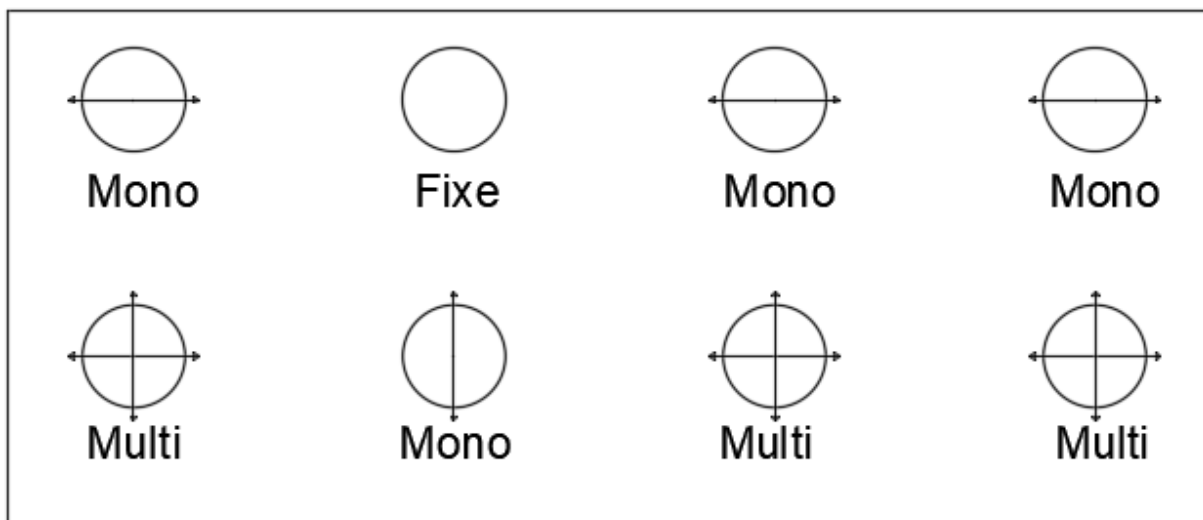


Figure VII.7: Vue en dessus, Conditions d'appuis.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

VII.4.2.5. Evaluation des efforts appliqués sur les appareils d'appuis :

Les réactions seront calculées à l'ELU :

Tableau VII-2: les réactions pour une paire d'appareils d'appui à pot.

appuis	effort vertical (KN)	effort horizontal (KN)
C1	9094.4	2914.6
P1	56196.6	9169.7
P2	54962.6	9333.9
C2	9201.6	2833.6

Tableau VII-3: les réactions pour un appareil d'appui à pot.

appuis	effort vertical(KN)	effort horizontal(KN)
C1	4547.3	1457.3
P1	28098.3	4584.85
P2	27481.3	4666.95
C2	4600.8	1416.8

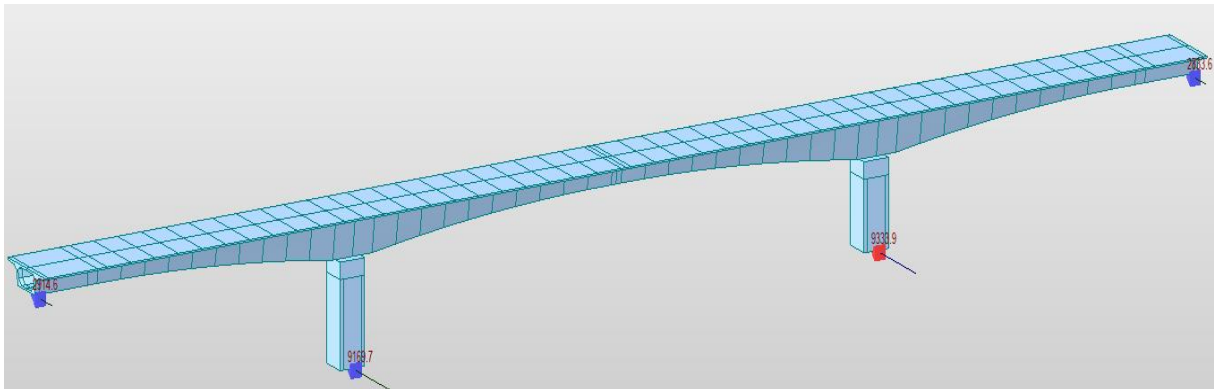


Figure VII.9: les réactions transversales sur chaque appui.

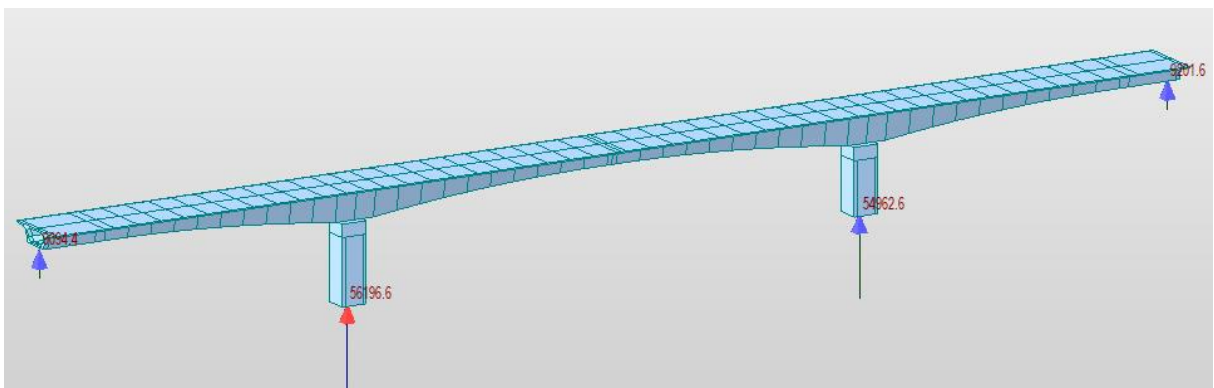


Figure VII.8: Les réactions transversales sur chaque appui.

➤ **Choix du modèle :**

Tableau VII-4: Choix des appareils d'appuis commerciaux.

Appuis	Appareil d'appui1	Appareil d'appui2	TYPE D'APPUI 1	TYPE D'APPUI 2
C1/C2	MONO	MULTI	GG 6 000 -1800 .400	GL 6 000 .400 .40
P2	MONO	MULTI	GG 30 000 -9 000 .400	GL 30 000 .400 .40
P1	FIXE	MONO	FX 30 000 -9 000	GG 30 000 -9 000 .400

VII.4.3. DÉS D'APPUI :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.4.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :

$$A = b + 200 \rightarrow A = 1680 + 200 \rightarrow A = 1880 \text{ mm.}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 1410 + 200 \rightarrow B = 1610 \text{ mm.}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.7 \text{ m. On prend } h = 0.7 \text{ m.}$$

VII.4.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile :

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

❖ Armatures de chaînage :

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times R}{\sigma_s}$$

❖ Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égal à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times R}{\sigma_s}$$

❖ Frettes inférieures (d'éclatement) :

Elles sont disposées à une profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui, tel que E est l'épaisseur de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times R}{\sigma_s}$$

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

❖ Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. $A_i = \frac{0.04 \times R}{\sigma_s}$

Les résultats de calcul et le ferrailage choisis sont données au tableau suivant :

Tableau VII-5: Ferrailage de dés d'appui de pile

Armatures		PILE 01	PILE 02
Rv		25.041	25.041
De chainage	AS (cm ²)	143.9	143.9
	Ø (mm)	30 HA 25/e =13cm	30 HA 25/e =13cm
Horizontales	AS (cm ²)	71.9	71.9
	Ø (mm)	24 HA 20/ e =17cm	23 HA 20/ e =17cm
inferieure	AS (cm ²)	57.6	57.6
	Ø (mm)	20 HA 20/ e =20cm	20 HA 20/ e =20cm
supérieure	AS (cm ²)	23.03	23.03
	Ø (mm)	16 HA 14/ e =25cm	16 HA 14/ e =25cm

VII.4.3.3. Dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée :

$$A = b + 200 \rightarrow A = 1010 + 200 \rightarrow A = 1210 \text{ mm.}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 625 + 200 \rightarrow B = 825 \text{ mm.}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.5 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

VII.4.3.4. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée :

Tableau VII-6: Ferrailage de dés d'appui de culée

Armatures		CULÉE 01	CULÉE 02
Rv		10.828	10.828
De chainage	AS (cm ²)	62.26	62.26
	Ø (mm)	14 HA 25/e =17cm	14 HA 25/e =17cm
Horizontales	AS (cm ²)	31.13	31.13
	Ø (mm)	10 HA 20/e =24cm	10 HA 20/e =24cm
inferieure	AS (cm ²)	24.9	24.9
	Ø (mm)	14 HA 16/e =17cm	14 HA 16/e =17cm
supérieure	AS (cm ²)	9.96	9.96
	Ø (mm)	10 HA 12/e =24cm	10 HA 12/e =24cm

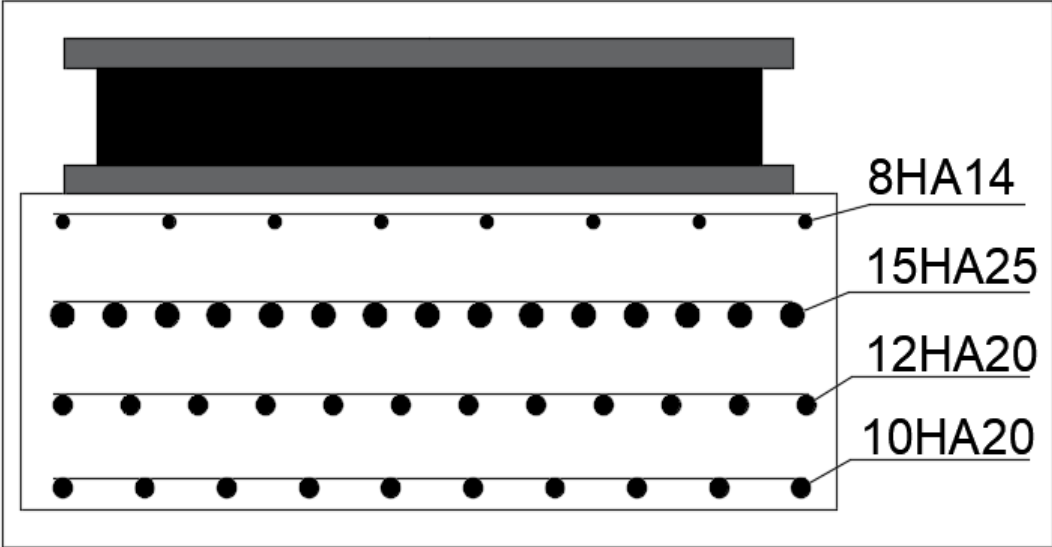


Figure VII.10: Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.

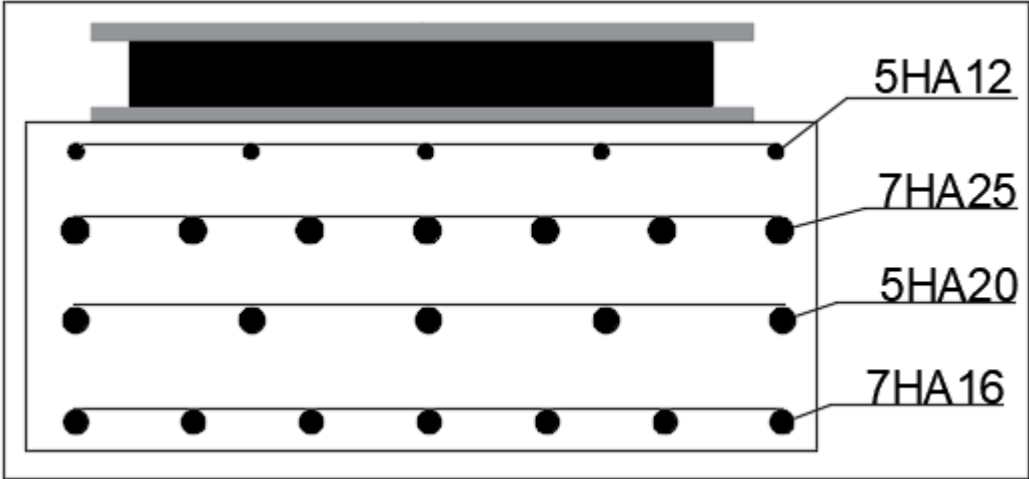


Figure VII.11: Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.

VII.4.4. JOINT DE CHAUSSEE :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation.

Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VII.4.4.1. Dimensionnement :

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

$$W = WD + 0.4WT + WS / 3$$

- **W** : souffle total du joint.
- **WD** : souffle des déformations différées (retrait + fluage).
- **WT** : souffle thermique.
- **WS** : souffle sismique.

❖ Souffle thermique :

$$W_T = L \times \lambda \times \Delta T = 11790 \times 10^{-5} \times 7 = 0.825 \text{ cm}$$

L : la moitié de la longueur du pont (car il y'a deux joints).

ΔT : le gradient thermique à Sétif.

λ : Coefficient de dilatation.

❖ Déplacement dû au retrait et fluage :

$$W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f) = 117.9 \times (2 \times 10^{-4} + 3 \times 10^{-4})$$

$$W_D = 5.895 \text{ cm}$$

$\varepsilon_r = (2 \times 10^{-4})$: Coefficient de retrait.

$\varepsilon_f = (3 \times 10^{-4})$: Coefficient de fluage.

❖ souffle sismique :

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (**Ws = 5.1 cm**).

❖ souffle total du joint :

$$W = WD + 0.4WT + WS / 3 = 8.015 \text{ cm.}$$

VII.4.4.2. Type de joint :

Le type de joint de chaussée est sélectionné en fonction du souffle calculé. En découvrant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, il est observé que pour un souffle de 8.015 cm, il est recommandé de prendre en compte la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont fabriqués à partir de dents en console et conçus pour une circulation lourde et intense. Ce type de joints présente une robustesse exceptionnelle.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS

Tableau VII-7: capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais de l'ouvrage.

type	100gr (droite)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

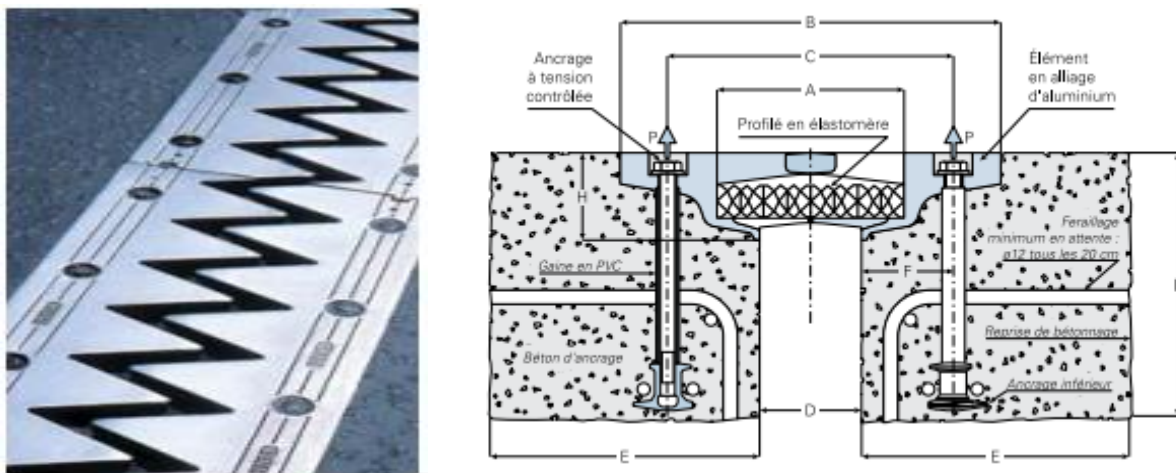


Figure VII.12: Modèles des joints Wd.

Tableau VII-8: Modèle Wd 110 (dimensions en mm).

type	A min	A max	B min	B max	C min	C max	D min	D max	H	E	L	F	P(KN)	nb
Wd 110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5

P (kN) = efforts de mise en tension par fixation. , Nb = Nombre de fixations par élément.

VII.4.5. ETANCHEITE DU TABLIER :

L'étanchéité des tabliers a pour objectif d'augmenter la durabilité de l'hourdis par intermédiaire de la prévention contre la corrosion des armatures et de la détérioration du béton.

Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé et l'étanchéité par filme mince adhérent. Pour le présent projet, l'étanchéité par filme mince est choisie, ce qui est plus efficace et économique pour un pont à poutre-caisson en béton précontraint.

VII.5. CONCLUSION :

Les équipements du pont sont essentiels pour la conception, le calcul et la pérennité de l'ouvrage. C'est grâce à ces équipements qu'un pont peut assurer sa fonction envers les usagers, en particulier après un tremblement de terre.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options essentielles du projet, cette étude est intrinsèquement liée à l'ensemble de l'ouvrage. La détermination des bases et des bases d'un ouvrage nécessite une réflexion approfondie qui repose sur un processus itératif et progressif. Cela nous conduit à examiner les supports et les bases sous l'ouvrage.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE :

La pile joue un rôle essentiel en transmettant les efforts des charges et des surcharges jusqu'au sol des fondations, contribuant ainsi à la résistance globale du pont.

VIII.2.1. Conception de la pile :

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site. Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière. [5]

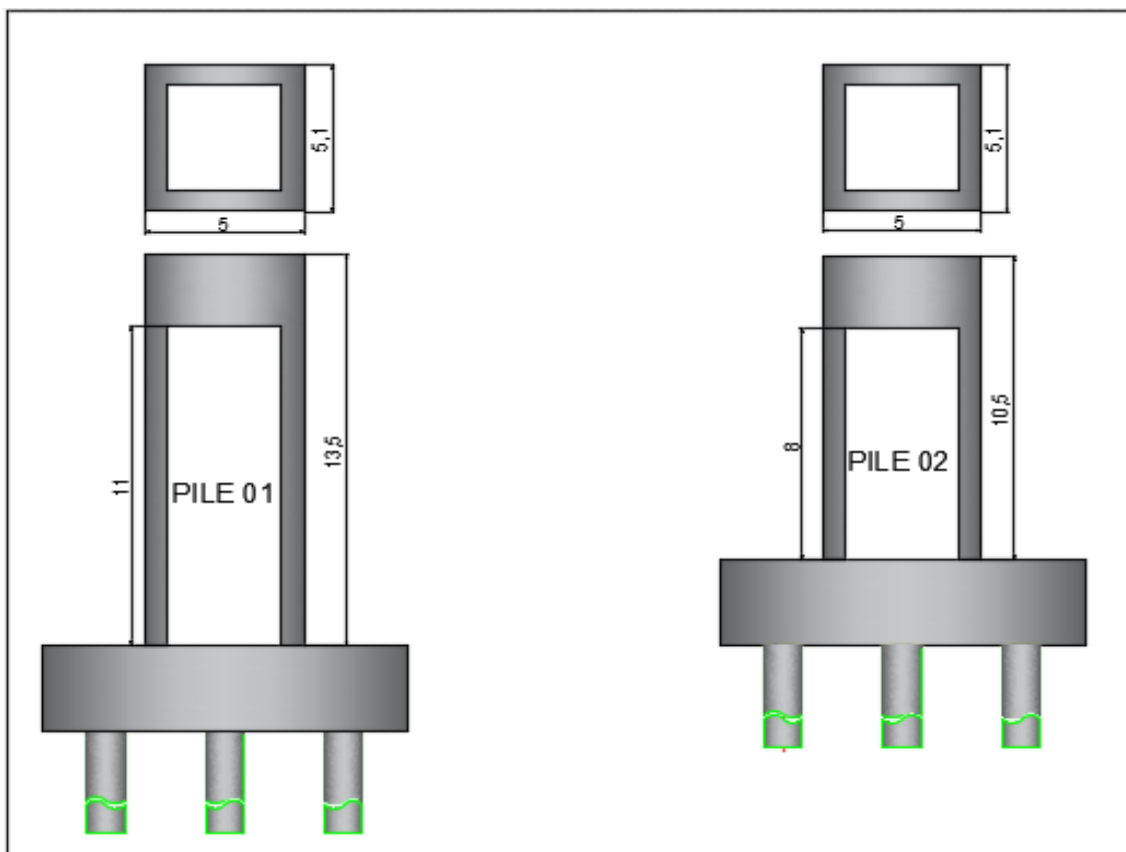


Figure VIII.1: Dimensions des piles de l'ouvrage

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

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

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 7.7 \text{ (} l_0 \text{ est la hauteur de partie évidée).}$$

i : rayon de giration de la section $i_x = \sqrt{I_x/s}$ (transversal) et $i_y = \sqrt{I_y/s}$ (longitudinal)

Tableau VIII-1: Vérification du flambement de pile la plus haute.

Appuis	Pile 01
l_f (m)	7.7
i_y (m)	1.81
i_x (m)	1.84
λ_y	4.26
λ_x	4.18

$\lambda < 70 \rightarrow$ Pas de risque de flambement

VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encadrée dans sa base.

VIII.2.2.1. Efforts statiques :

Tableau VIII-2: Evaluations des efforts statiques des piles les plus sollicitées.

Sollicitation	Charge	PILE 01	PILE 02
Verticale (KN)	G (chevêtre)	1515.63	1515.63
	G (voile)	3253.25	3253.25
	G (tablier)	41478.50	41478.50
	A(l)	3835.00	3835.00
	Bc	1822.10	1822.10
	Bt	651.00	651.00
	Mc120	1100.30	1100.30
	D240	2417.30	2417.30
Horizontale longitudinal (KN)	Freinage Bc	299.00	0.10
	Freinage A(l)	292.00	0.08
	Température	286.09	286.54
	fluage+retrait	572.17	573.08
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	4036.50	1.35
	Freinage A(l)	3942.00	1.08
	Température	3862.17	3868.31
	fluage+retrait	7724.35	7736.62

VIII.2.2.2. Efforts sismiques :

Tableau VIII-3: Réactions et moments dus au séisme à la base de pile

Réactions	Pile 01	PILE 02
R_v (KN)	13558.8	13049.9
R_L (KN)	27627.1	1
R_T (KN)	9333.9	9295.2
M_L (KN.m)	372965.85	13.5
M_T (KN.m)	126007.65	125485.2

VIII.2.2.3. Combinaisons des efforts :

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

Réaction verticale :

- **ELS** : $G + 1.2 A(l)$
- **ELU** : $1.35G + 1.6 A(l)$
- **ELA** : $G + E + 0.2 A(l)$

Réaction horizontale :

- **ELS** : $1.2 Bc^{FR} + 0.6 T$
- **ELU** : $1.6 Bc^{FR} + 0.9 T$
- **ELA** : $E + 0.2 Bc^{FR} + 0.4 T$

Réaction transversal :

- **ELA** : E

Moment longitudinal :

- **ELS** : $1.2 Bc^{FR} + 0.6 T$
- **ELU** : $1.6 Bc^{FR} + 0.9 T$
- **ELA** : $E + 0.2 Bc^{FR} + 0.4 T$

Moment transversal :

- **ELA** : E

Tableau VIII-4: Combinaison des efforts à la base de pile

Réactions	Combinaison	PILE 01	PILE 02
R_v (KN)	ELS	50849.38	1515.63
	ELU	68569.96	3253.25
	ELA	60573.18	41478.50
RL (KN)	ELS	1102.63	3835.00
	ELU	1308.05	1822.10
	ELA	28373.51	651.00
RT (KN)	ELA	9333.90	1100.30
ML (KN.m)	ELS	14885.45	2417.30
	ELU	17658.70	0.10
	ELA	383042.37	0.08
MT (KN.m)	ELA	126007.65	286.54

VIII.2.3. Ferrailage des éléments de la pile :

VIII.2.3.1. PARTIE EVIDÉE :

En règle générale, l'armature d'une section rectangulaire creuse est placée en deux nappes, l'une près de la surface extérieure, l'autre près de la surface locale.

Le ferrailage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (facteur $\beta = b / 2 (b + h)$).

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation : $t_x/h \leq t_y/b \rightarrow 0.13 \leq 0.14 \rightarrow$ **Vérifiée**
 t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale. h et b : sont les grandes dimensions de la section (longueur et largeur).

Le champs d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension n , m_x et m_y :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad \text{et} \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Les abaques de WALTHER (voir **figures VIII.2 et VIII.3**) nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω :

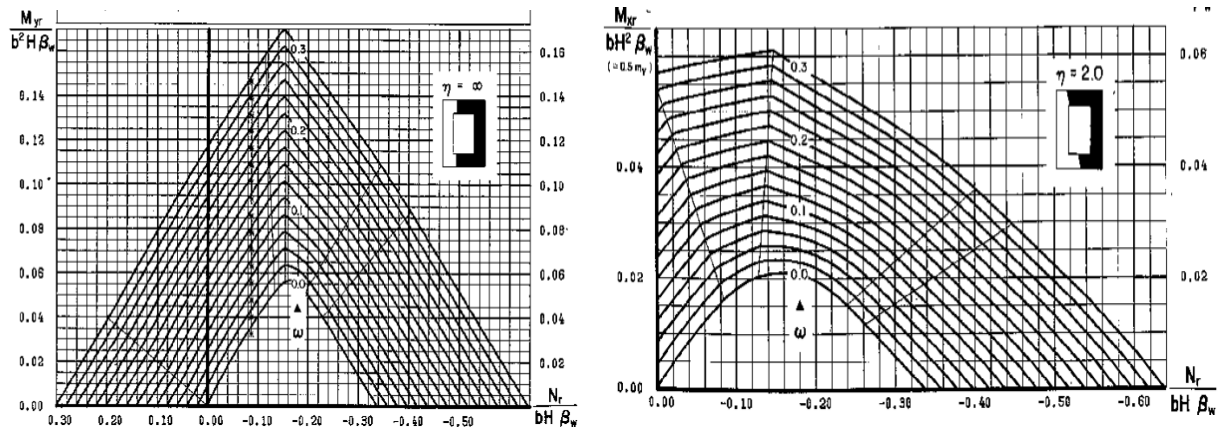


Figure VIII.2: Abaques de WALTHER pour la pile 1

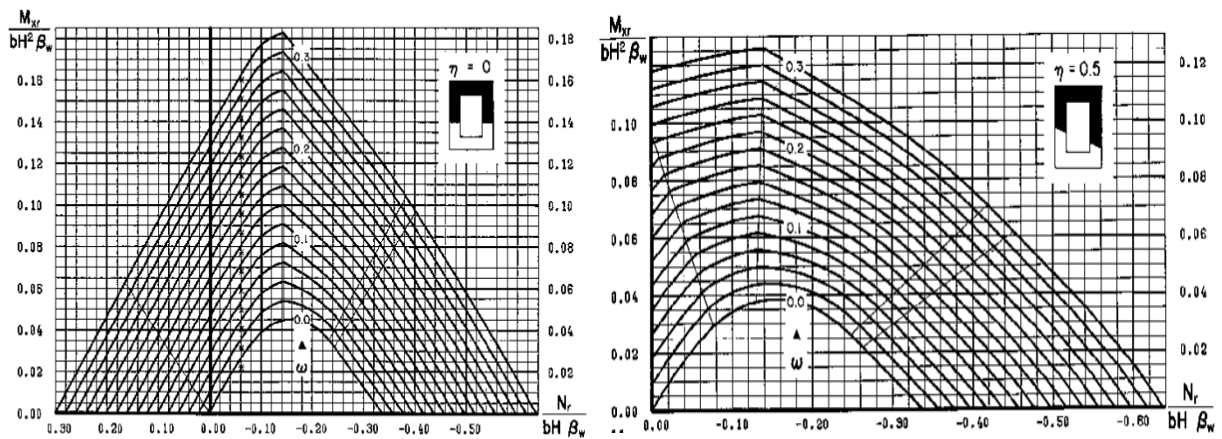


Figure VIII.3: Abaques de WALTHER pour la pile 2

Pour la pile 01 :

La condition d'orientation doit être toujours satisfaite.

$t_x/h \leq t_y/b \rightarrow 0.13 \leq 0.14 \rightarrow$ Vérifiée

- t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.
- h, b : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile soumise à une flexion oblique, deux moment M_x et M_y avec un effort normal N .

$N = 68569.96 \text{ KN}; M_x = 122947.200 \text{ KN.m}; M_y = 383042.365 \text{ KN.m}$

Application Numérique :

$$m_x = \frac{Mx}{b h^2 f c 28} = \frac{122947.2}{5 \times 5.1^2 \times 35000} = 0.027$$

$$m_y = \frac{My}{b^2 h f c 28} = \frac{383042.365}{5^2 \times 5.1 \times 35000} = 0.086$$

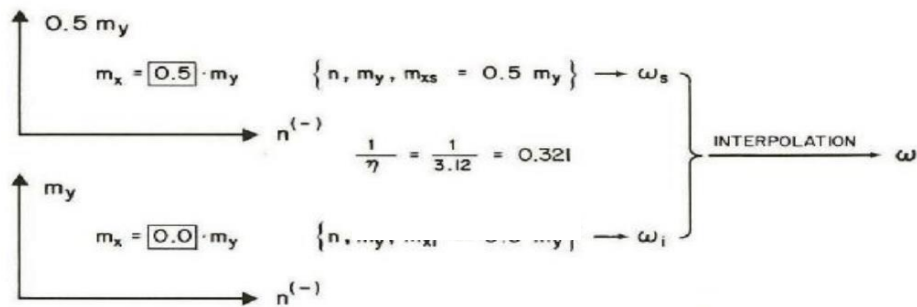
$$n = \frac{N}{b \times h \times f c 28} = \frac{68569.96}{5 \times 5.1 \times 35 \times 10^3} = 0.077$$

$$2 < \eta = \frac{m_y}{m_x} = 3.178 < \infty$$

$$\eta \text{ inversé} = 1/\eta = 0.315$$

Le rapport $\eta = 3.178$ donné est compris entre les valeurs $\eta_i = 2.0$ et $\eta_s = \infty$. pour réaliser l'interpolation, on inverse les rapports et l'on interprète l'abaque ($m_x - n$; $\eta = 2.0$) comme abaque ($0.5 m_y - n$; $1/\eta = 0.5$)

Formule général pour l'interpolation : $\omega_f = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} (\eta - \eta_i)$



$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f c 28}{\sigma_s} = \frac{0.143 \times 5 \times 5.1 \times 35}{500} = 2551.414 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII-5: tableau pour calculer Aire total de l'armature passive

P 01	
N (KN)	68569.963
ML (KN.m)	383042.365
MT (KN.m)	122947.200
β	0.248
n	0.077
mx	0.027
my	0.086
η	3.178
η inversé	0.315
mx s	0.043
ω s	0.18
ω i	0.08
ω f	0.143
Fa	2551.414

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

La section de ferrailage qui doit être adoptée est :

As (coté b) : $0,248 F_a = 631.538 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend **HA32/nappe / e= 13cm**

As (coté h) : $0,248 F_a = 631.538 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend **HA32/nappe / e= 13cm**

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{s\text{-min}} \geq 0.23 h \times b \times f_{tj}/f_e \rightarrow A_{s\text{-min}} \geq 316.71 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Pour la pile 02 :

La condition d'orientation doit être toujours satisfaite.

$t_x/h \leq t_y/b \rightarrow 0.13 \leq 0.14 \rightarrow$ **Vérifiée**

- t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.
- h, b : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile soumise à une flexion oblique, deux moment M_x et M_y avec un effort normal N .

$N = 68569.96 \text{ KN}; M_x = 125485.20 \text{ KN.m}; M_y = 11220.259 \text{ KN.m}$

Application Numérique :

$$m_x = \frac{M_x}{b h^2 f_{c28}} = \frac{125485.2}{5 \times 5.1^2 \times 35000} = 0.028$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 h f_{c28}} = \frac{11220.259}{5^2 \times 5.1 \times 35000} = 0.003$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{68569.96}{5 \times 5.1 \times 35 \times 10^3} = 0.077$$

$$0 < \eta = \frac{m_y}{m_x} = 0.091 < 0.5$$

Le rapport $\eta = 0.091$ donné est compris entre les valeurs $\eta_i = 0.0$ et $\eta_s = 0.5$.donc on réaliser l'interpolation direct

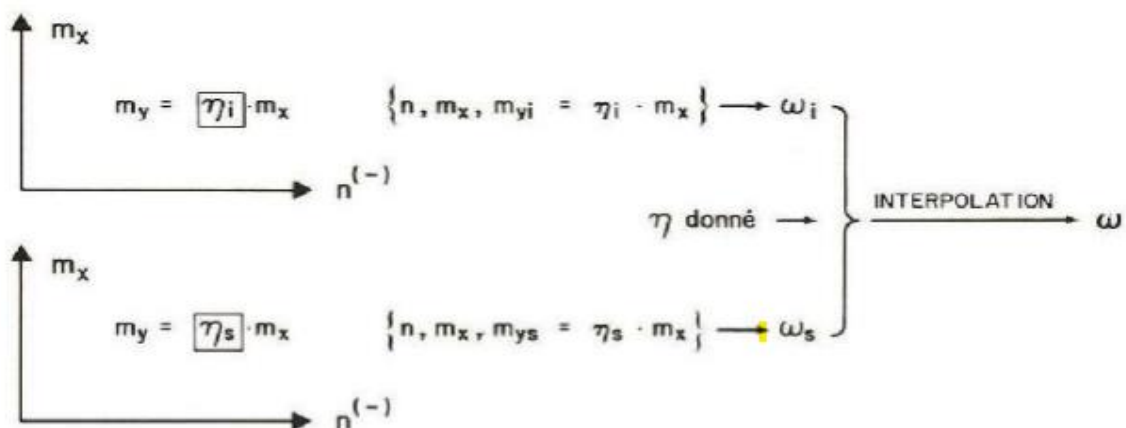


Tableau VIII-6: tableau pour calculer Aire total de l'armature passive

P 02	
N (KN)	68569.963
ML (KN.m)	11220.259
MT (KN.m)	125485.200
β	0.248
n	0.077
mx	0.028
my	0.003
η	0.091
η inversé	/
mx s	/
ω s	0.04
ω i	0.02
ω f	0.024
Fa	844.238

La section de ferrailage qui doit être adoptée est :

As (coté b) : $0,248 F_a = 208.970 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend **HA20/nappe / e= 15cm**

As (coté h) : $0,248 F_a = 208.970 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On prend **HA20/nappe / e= 15cm**

➤ **Condition de non fragilité :**

$As_{\text{-min}} \geq 0.23 h \times b \times f_{tj}/f_e \rightarrow As_{\text{-min}} \geq 387.09 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **La condition non vérifiée.**

Donc en prend un ferrailage minimal :

As (coté b) \rightarrow On prend **HA25/nappe / e= 13cm**

As (coté h) \rightarrow On prend **HA25/nappe / e= 13cm**

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$At = \frac{Al \times fel}{16 \times fet} \times \frac{St(mm)}{100}$$

St : l'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A (article 7.2.1.2)

$S_t = \text{Min} (12.\phi_l; d; 200\text{mm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

Tableau VIII-7: Ferrailage transversal des piles

	PILE 01		PILE 02	
	coté b	coté h	coté b	coté h
Al (cm2)	631.538	631.538	387.090	387.090
Øl (cm)	HA32/e=13cm	HA32/e=13cm	HA25/e=13cm	HA25/e=13cm
At (cm2)	78.942	78.942	48.386	48.386
Øt (mm)	HA16/e=20cm	HA16/e=20cm	HA12/e=20cm	HA12/e=20cm

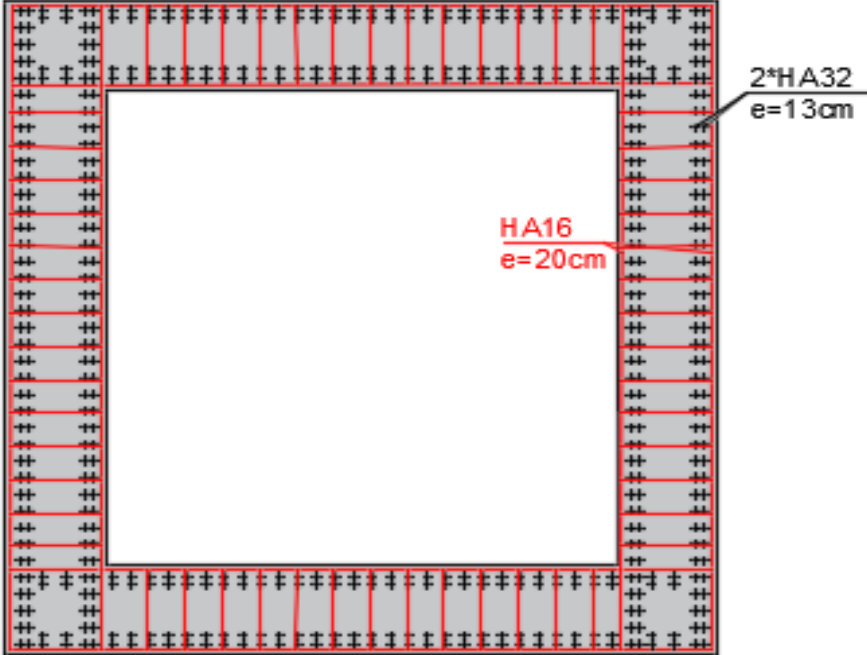


Figure VIII.4: coupe transversal qui montre le ferrailage de la pile 01

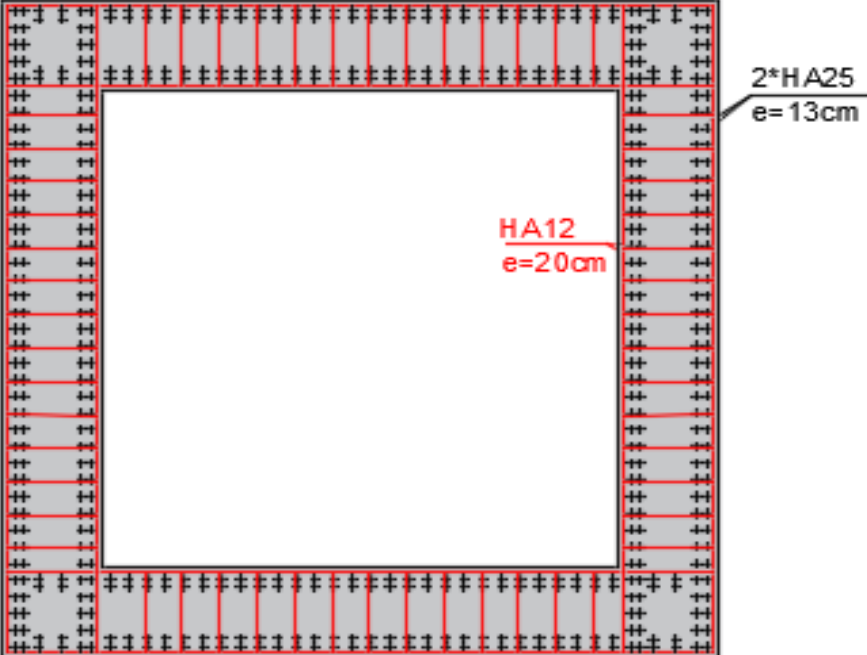


Figure VIII.5: coupe transversal qui montre le ferrailage de la pile 02

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

VIII.3.1. Conception des culées :

VIII.3.1.1. Choix de type de culée :

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses sous forme d'une boîte renversée.

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

VIII.3.1.2. Eléments constituant une culée remblayée :

Une culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Sommier d'appui (sur lequel repose l'about du tablier).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmet les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- Corbeau arrière (sous forme de trapèze en arrière qui porte la dalle de transition).
- Corbeau avant (porte le joint de chaussée et dégage l'espace en dessous)
- Dalle de transition (pour la transition d'un milieu semi-rigide vers un autre rigide).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges du tablier).

VIII.3.1.3. Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CAIGARO ; intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »*

Les dimensions choisies sont montrées dans la figure de la page suivante.

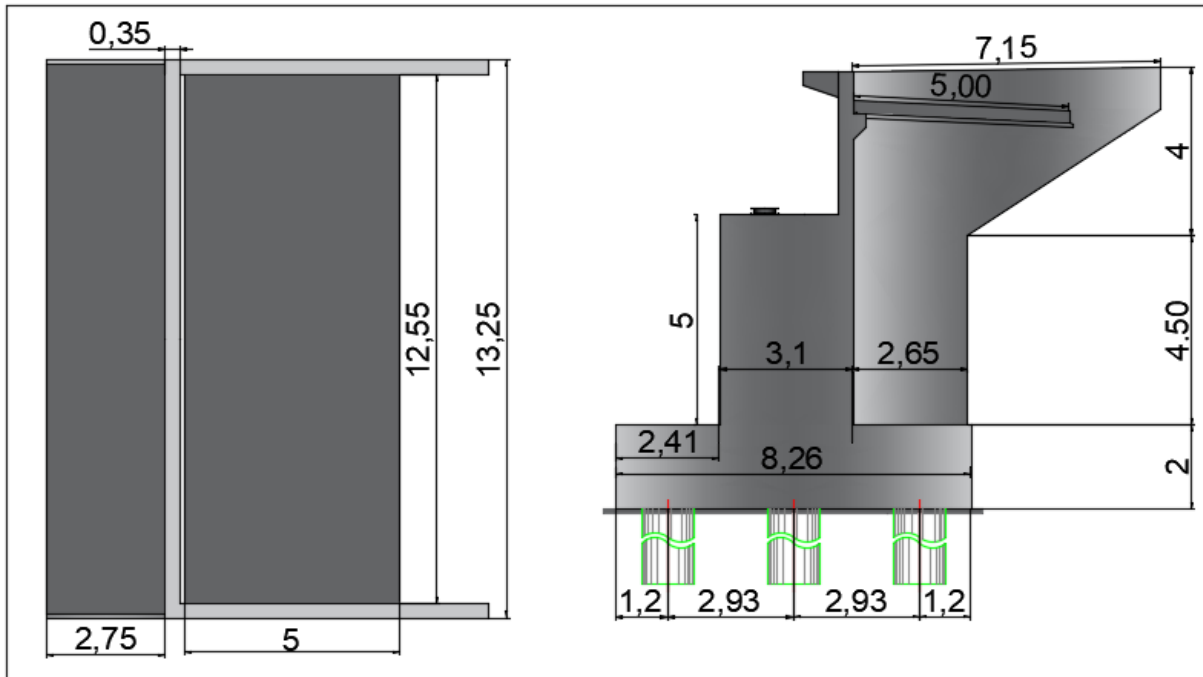


Figure VIII.6: Les dimensions des éléments de la culée

VIII.3.2. Evaluation des efforts statiques agissants sur les culées :

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

On se limitera à l'étude de la culée C02, qui est la culée la plus sollicitée.

VIII.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée :

Le coefficient de poussée K_{ad} est donné par le RPOA par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]}$$

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 + K_v}\right)$$

- k_h : coefficient sismique horizontal ;
- $k_h = A = 0.2 k_v$: coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$
- A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\phi = 30^\circ$
- β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; $\beta(\text{Culée 02}) = 0^\circ$

Tableau VIII-8: coefficient de poussée

Cas	kH	kv	θ	Kad
Normal	0	0	0	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.2	0.06	10.68	0.46
Séisme Horizontal	0.2	0	11.31	0.47
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.2	-0.06	12.01	0.48

VIII.3.2.2. Descente des charges :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-9: Evaluations des efforts de la culée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	6363.31	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	5134.00	/	-0.17	4.50	-872.78	/
DDT	470.60	/	3.90	9.40	1835.34	/
Mur en R	631.05	/	3.80	6.99	2397.99	/
Corbeau	42.35	/	1.50	9.14	63.53	/
MGG	390.87	/	1.20	8.68	469.04	/
Poids des Terres Amot	6400.5	/	2.9	6.18	18561.45	/
Poids des T sur DDT	1046.67	/	4.05	10.00	4239.01	/
Poussée Mur Frontal	/	2901.41	/	-4.79	/	-13897.74
Poussée Semelle	/	1858.63	/	-1.00	/	-1858.63
Poussée DDT	/	18.04	/	-9.80	/	-176.80
Poids Sur 10kN/m ²	251.00	/	2.37	/	594.87	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	452.67	/	-5.20	/	-2353.86

Tableau VIII-10: Evaluations des efforts dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Rg	5012.10	/	-0.42	/	-2105.08	/
R(Al)	1082.70	/	-0.42	/	-454.73	/
Rbc	1475.50	/	-0.42	/	-619.71	/
RMc120	1334.40	/	-0.42	/	-560.45	/
RD240	1977.60	/	-0.42	/	-830.59	/
RSt	0.00	/	-0.42	/	0.00	/
Hf+r	/	354.09	/	7.15	/	2531.74
HT°	/	177.05	/	7.15	/	1265.87
Frein Al	/	0.14	/	7.15	/	1.00
Frein Bc	/	0.14	/	7.15	/	1.00

VIII.3.3. Ferrailage des éléments de la culée :

VIII.3.3.1. MUR FRONTAL :

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII-11: Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	5134.00	/	-0.17	4.50	-872.78	/
DDT	470.60	/	3.90	9.40	1835.34	/
Corbeau	42.35	/	1.50	9.14	63.53	/
MGG	390.87	/	1.20	8.68	469.04	/
Poids des T sur DDT	1046.67	/	4.05	10.00	4239.01	/
Poussée Mur Frontal	/	2901.41	/	-4.79	/	-13897.74
Poussée DDT	/	18.04	/	-9.80	/	-176.80
Poussée Sur 10kN/m²	/	452.67	/	-5.20	/	-2353.86

❖ Combinaisons de charges :

à L'ELS

Tableau VIII-12: combinaisons de charge à ELS

Combinaison	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	12 096.59	3 379.76	-10 783.27	3 629.06	-7 154.21
G+0.6T+1.2Q	12 096.59	3 922.96	-13 607.90	3 629.06	-9 978.84
G+0.6T+1.2A(l)	13 395.83	3 379.93	-10 782.07	3 083.38	-7 698.69
G+0.6T+1.2Bc	13 867.19	3 379.932	-10 782.07	2 885.41	-7 896.66
G+0.6T+Mc120	13 430.99	3 379.76	-10 783.27	3 068.61	-7 714.65
G+0.6T+D240	14 074.19	3 379.76	-10 783.27	2 798.47	-7 984.80

➤ Sollicitations les plus défavorables :

$M_{max} = -753.12 \text{ KN.m/ml}$; $N_{cor} = 1062.20 \text{ KN/ml}$

à L'ELU

Tableau VIII-13: combinaisons de charge à ELU

Combinaison	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	16 330.40	4 454.68	-15 329.59	4 899.23	-10 430.36
1.35G++0.9T+1.6Q	16 330.40	5 178.95	-19 095.77	4 899.23	-14 196.54
1.35G+0.9T+1.6A(l)	18 062.72	4 454.91	-15 327.99	4 171.66	-11 156.33
1.35G+0.9T+1.6Bc	18 691.20	4 454.91	-15 327.99	3 907.70	-11 420.29
1.35G+0.9T+1.35Mc120	18 131.84	4 454.68	-15 329.59	4 142.63	-11 186.96
1.35G+0.9T+1.35D240	19 000.16	4 454.68	-15 329.59	3 777.93	-11 551.66

➤ Sollicitations les plus défavorables :

$M_{max} = -1071.44 \text{ KN.m/ml}$; $N_{cor} = 1433.97 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul de la section d'acier :

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 3.1) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 38.5 \text{ cm}^2 \leq A_s$$

➔ La condition de non fragilité (CNF) n'est pas vérifiée

Section d'acier :

AS = 38.5 cm² Soit HA25/ e=12 cm

Armature de constructions :

AS = 38.5 cm² Soit HA25/ e=12 cm

Armatures transversales :

AS1 = 9.625 cm² On opte pour HA14/ e= 12 cm

VIII.3.3.2. MUR GARDE GREVE :

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

➤ Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$M_p = \frac{P \times H}{3}, \text{ avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} * \gamma * H^2 * L$$

- **K_a** : coefficient de poussée des terres, $k_a = 0.33$.
- **γ** : poids volumique du remblai, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- **H** : hauteur du mur garde grève, $h = 2.84 \text{ m}$.
- **L** : longueur du remblai, ($L=10 \text{ m}$) on fait le calcul par 1 ml.

Résultats :

P = 37.48 KN / ml → M_P = 42.10 KN.m /ml

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{p.ult} = 56.84 \text{ kN.m} \\ M_{p.ser} = 42.10 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

- μ : coefficient de pondération ($\mu = 1.2$ à l'ELS) ;
- P : charge due au système Bc, $P = 60$ KN.
- h : hauteur du mur, $h = 3.37$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{f.ult} = 92.57 \text{ KN.m} \\ M_{f.ser} = 69.42 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge à pour expression :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx, \text{ avec : } k = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

- δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta = 1.012$)
- γ : coefficient de pondération ($\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS).
- bc : coefficient de pondération du système Bc. ($bc = 0.95$)
- h : hauteur du mur garde grève, $h = 3.37$ m.

Tableau VIII-14: Moment M_p /K dû à une charge locale en fonction de h .

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3	3.5
M_p/k (t,m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49	10.3

Pour $h = 3.37 \rightarrow M_p/k = 10.089$ t.m/ml

$$\left\{ \begin{array}{l} K_u = 1.6 \times \delta \times K_a \times bc = 0.51 \\ K_s = 1.2 \times \delta \times K_a \times bc = 0.38 \\ M_{pc.ult} = K_u \times M_p/k \times 10 \rightarrow M_{pc.ult} = 51.22 \text{ KN.m} \\ M_{pc.ser} = K_s \times M_p/k \times 10 \rightarrow M_{pc.ser} = 38.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

A l'ELU: $M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q \rightarrow M_u = 200.62 \text{ KN.m}$

A l'ELS: $M_s = M_G + 1.2 M_Q \rightarrow M_s = 149.94 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul de la section d'acier :**

Section d'acier :

$A_S = 22.7 \text{ cm}^2$ Soit HA20/ e= 12 cm

Armature de constructions :

$A_{S1} = 7.57 \text{ cm}^2$ Soit HA12/ e= 12 cm

Armatures transversales :

$A_{St} = 5.68 \text{ cm}^2$ Soit HA12/ e= 12 cm

VIII.3.3.3. DALLE DE TRANSITION :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

➤ **Evaluation des efforts :**

- Remblais : $h = 0.67 \text{ m}$; $\gamma = 20 \text{ KN/m}^2$
- La dalle : $L = 5 \text{ m}$; $e = 0.3 \text{ m}$; $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- Revêtement : $e = 0.08 \text{ m}$; $\gamma_{bb} = 24 \text{ KN/m}^3$
- Surcharges : $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

Tableau VIII-15: Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	7.5	23.4375	18.75
Revêtement	1.92	6	4.8
Remblai	13.4	41.875	33.5
Surcharges	10	31.25	25

➤ **Combinaisons d'actions :**

• A l'ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q \rightarrow M_u = 146.27 \text{ KN.m/ml}$

$$V_u = 1.35V_G + 1.6 V_Q \rightarrow V_u = 117.02 \text{ KN/ml}$$

• A l'ELS: $M_s = M_G + 1.2 M_Q \rightarrow M_s = 108.81 \text{ KN.m/ml}$

$$V_s = V_G + 1.2 V_Q \rightarrow V_s = 87.05 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul de la section d'acier :**

Section d'acier :

$$A_S = 19.7 \text{ cm}^2 \text{ Soit HA20/ } e=12\text{cm}$$

Armature de constructions :

$$A_{S1} = 6.57 \text{ cm}^2 \text{ Soit HA12/ } e=12\text{cm}$$

Armatures transversales :

$$A_{St} = 4.93 \text{ cm}^2 \text{ Soit HA12/ } e=12\text{cm}$$

VIII.3.3.4. CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION :

➤ **Evaluation des efforts :**

Le corbeau arrière sert d'appui à la dalle de transition, il se présente comme une console courte, il est soumis à des efforts verticaux. Le calcul se fait à ELU

Moment de flexion et effort tranchant due au poids des charges - Permanentes :

$$M_g = q \times L = 3.423 \text{ KN.m}$$

$$V_g = 22.82 \text{ KN}$$

Avec :

q : charges permanentes ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

Moment de flexion et effort tranchant des surcharges sur remblais :

Le moment dû aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$M_q = q \times L = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$V_q = 10 \text{ KN}$$

q : Surcharges.

➤ **Combinaison d'actions sur le corbeau :**

A l'ELU : $M_{ELU} = 1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q \rightarrow M_{ELU} = 7.02 \text{ KN.m}$

$$V_{ELU} = 1.35 \times V_G + 1.6 \times V_Q \rightarrow V_{ELU} = 46.807 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage du corbeau :

$$a = Mu/Vu = 0.15 \text{ m}$$

$$\zeta = d/a = 0.6/0.15 = 4$$

d : la hauteur utile

$$z = 2.4 \times a (0.4 + 0.1 \times \zeta) = 0.288$$

$$As = \frac{Mu}{zfe/\gamma_s} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Section d'acier : On opte $A_{smin} = 0.23 \times (ftj/fe) \times b \times d = 3.72 \text{ cm}^2$; HA14/ e=12 cm.

VIII.3.3.5. MUR EN RETOUR :

Le mur en retour pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont.

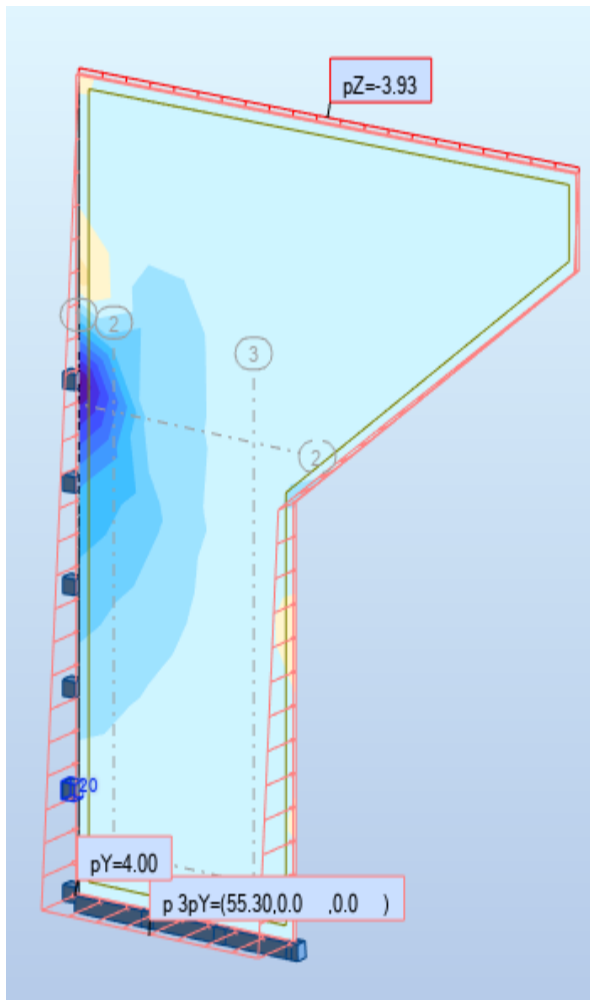


Figure VIII.8: Les moments MXX sur le mur en retour(KN.m).

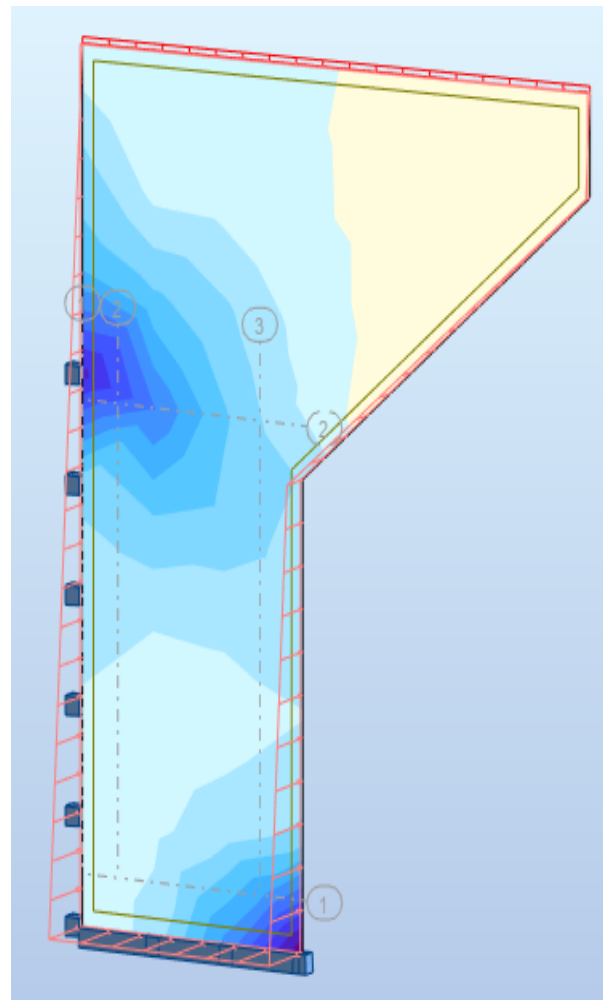


Figure VIII.7: Les moments MYY sur le mur en retour(KN.m).

➤ **Résultats à l'ELS :**

$$M_{XX} = 390 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{YY} = 132 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Ferraillage de mur en retour :**

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.35) m en flexion simple. Sachant que :

▪ **Le ferraillage horizontal :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 32.0 \text{ cm}^2$: Donc : on opte pour **HA25/ e=12 cm.**

Armatures de constructions :

$A's = A_s/3 = 10.66 \text{ cm}^2$: Donc : on opte pour **HA14/ e=12 cm.**

▪ **Le ferraillage vertical :**

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 10.3 \text{ cm}^2$: Donc : on opte pour **HA14/ e=12 cm.**

Armature de constructions :

$A_s' = A_s/3 = 3.43 \text{ cm}^2$: Donc : on opte pour **HA12 / e = 12 cm**

VIII.3.4. Détermination des sollicitations sismiques :

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

VIII.3.4.1. Les charges dynamiques dues à la poussée des terres :

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Tableau VIII-16: calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres

cas	Kad	Fah (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.46	7122.92175	5.25	37395.3392
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.48	6591.186	5.25	34603.7265

VIII.3.4.2. Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée :

Ces efforts sont obtenus en accélérant les masses par les coefficients sismiques k_h et k_v . L'effort ainsi obtenu sera supposé agir au niveau du centre de gravité de l'appui.

F _{vc} (KN)	dv (m)	M _v (KN.m)	F _{hc} (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
648.68	5.73	3716.94	2162.27	2.86	6184.08

VIII.3.4.3. Evaluation des efforts issus du tablier :

Les charges statiques et dynamiques (séisme et freinage) issues du tablier sont :

Tableau VIII-17: Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Charge	F _{vt} (KN)	dv (m)	M _v (KN.m)	F _{ht} (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
G (Tablier)	5012.10	3.46	17341.87	0.00	0.00	0.00
A(I)	1082.70	3.46	3746.14	0.01	7.15	0.07
Bc	1475.50	3.46	5105.23	0.01	7.15	0.07
Bt	639.40	3.46	2212.32	0.00	0.00	0.00
Mc 120	1334.40	3.46	4617.02	0.00	0.00	0.00
D240	1977.60	3.46	6842.50	0.00	0.00	0.00
Température	0.00	0.00	0.00	177.05	7.15	1265.87
Fluage + Retrait	0.00	0.00	0.00	354.09	7.15	2531.74
Séisme (tablier)	4340.80	3.46	15019.17	1	7.15	7.15

VIII.3.4.4. Cumul des efforts sismiques :

Les efforts de poussée et les efforts provenant de l'accélération de la culée se cumulent **directement** parce qu'ils sont concomitants.

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement. Les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se cumulent quadratiquement :

$$E = \sqrt{E^2_{\text{tablier}} + E^2_{\text{appui}}}$$

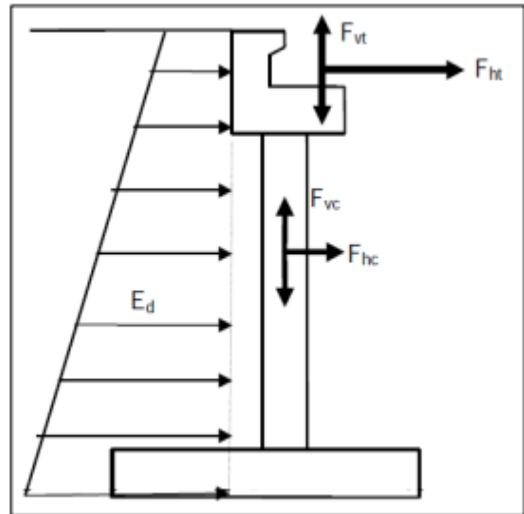


Figure VIII.9: Culée sous séisme.

On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

- Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.
- Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.
- Cas 03 : Séisme vertical.

Les résultats sont donnés ci-après :

Cas	Efforts provenant de l'appui			Efforts totales		
	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
1	0	9285.19	43579.42	0	9285.1888	43579.4234
2	0	8753.45	40787.81	0	8753.45306	40787.8107
3	648.68	0	3716.94	4389.00108	0	15472.2664

VIII.4. ETUDE DES FONDATION :

Selon les rapports géologiques et géotechniques, il est recommandé d'utiliser une fondation profonde (pieux forés), d'un diamètre de 1,2 m et d'une portance de Q_{adm} pour les appuis de l'ouvrage. Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

VIII.4.1. Calcul la portance et nombre des pieux :

Pour calculés les portances des pieux, nous avons utilisées la méthode de PRESSIONMETRE

Et nous avons obtenus les résultats suivants :

Tableau VIII-18: la portance d'un pieu.

	C1	P1
Q_{adm} (KN)	3657	3742
profondeur (m)	18	20

- Nombre des pieux : $n = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$

Tel que : N_{max} : l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle». Q_{adm} : est la portance d'un pieu.

Tableau VIII-19: Nombre des pieux retenus

	C1	P1
N max (KN)	37083.22	68569.96
N pieux	10.14	18.32
N pieux retenus	12	20
entraxe(m)	3.6	

VIII.4.2. Les dimensions de semelle :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VIII-20: Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

	C1	P1
Longueur	9.6	16.8
Largeur	13.2	13.2
Epaisseur	2.5	3.5

VIII.4.3. Calcul des sollicitations :

Nous avons utilisé pour modéliser la semelle sous la culée et la semelle sous la pile un logiciel à base d'éléments finis «MIDAS CIVIL 2022 » pour créer un model 3D.

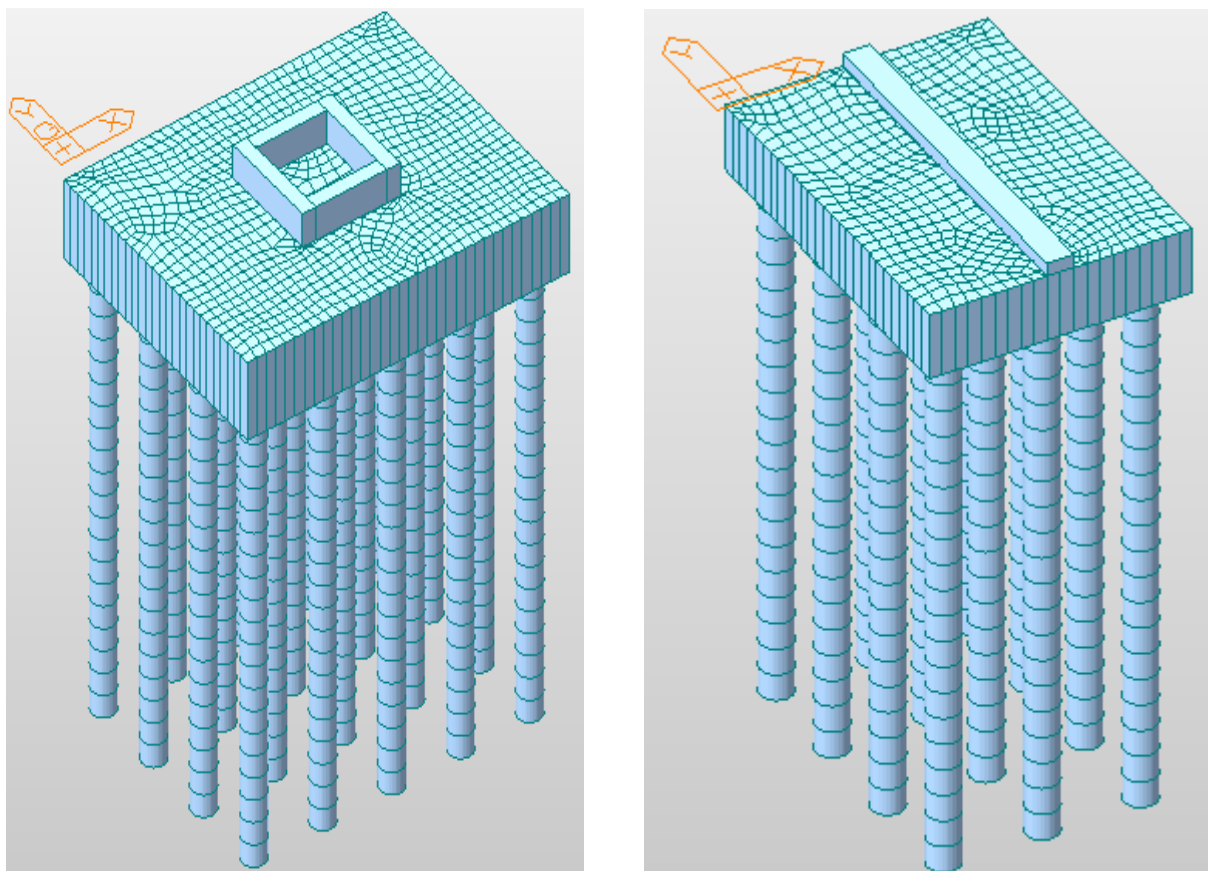


Figure VIII.10: les modèles de fondation de la pile et la culée

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges dans les semelles a partir les cartographie qui sont donnees dans (ANNEXE B) :

Tableau VIII-21: Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles.

COMBINAISON	Semelle sous pile		Semelle sous culée	
	Mxx (KN.m)	Myy (KN.m)	Mxx (KN.m)	Myy (KN.m)
ELS	10531.6	11691.4	3505.12	3353.33
	-4995.7	-6773.2	-1327.04	-1350.87
ELU	16597.6	20716.3	4721.78	4539.04
	-9091.7	-12326.5	-2439.9	-2653.69
ULA	23785.1	29320.7	4176.73	5126.83
	-13216	17211.6	-2724.9	-2278.51

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges dans les pieux :

Tableau VIII-22: Les sollicitations les plus défavorables sur les pieux.

combinaison	PIEUX pile			PIEUX culée		
	N	My	Mz	N	My	Mz
ELS	-2482.81	0.02	4.02	-3690.57	31.54	7.2
ELU	-4457.61	0.04	7.3	-4755.28	47.59	9.22
ELA	-9102.98	2311.32	-328.11	-3898.64	1054.38	8.26

VIII.4.4. Ferrailage de semelle et pieux :

Pour ferrailler les éléments de fondation nous avons utilisé «ROBOT EXPERT BA 2010»

Les résultats de logiciel sont donnés en (ANNEXE D)

VIII.4.4.1. Semelle :

➤ Semelle sous pile :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de :

$$0.15\% B < \rho_g < 1.5\% B$$

B : section du béton

$$\text{On prend : } \rho_g = 0.0015 \times B = 0.0015 \times 1 \times 3.5 = 52.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures longitudinales inférieures :

$$A_s = 144.5 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 2 \times \text{HA32. Avec } e = 12 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieur :

$$A_s = 79.1 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 2 \times \text{HA25. Avec } e = 12 \text{ cm.}$$

Armatures transversales inférieures :

$$A_s = 179.6 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 2 \times \text{HA32. Avec } e = 12 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieur :

$$A_s = 103.6 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 2 \times \text{HA25. Avec } e = 12 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

Soit : **HA14**, avec un espacement de **25 cm**.

➤ Semelle sous culée :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de :

$$0.15\% B < \rho_g < 1.5\% B$$

B : section du béton

$$\text{On prend : } \rho_g = 0.0015 \times B = 0.0015 \times 1 \times 2.5 = 37.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures longitudinales inférieures :

$$A_s = 63.6 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 2 \times \text{HA25}. \text{ Avec } e = 12 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieur :

$$A_s = 26 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } \text{HA25}. \text{ Avec } e = 12 \text{ cm}.$$

Armatures transversales inférieures :

$$A_s = 60.8 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 2 \times \text{HA25}. \text{ Avec } e = 12 \text{ cm}.$$

Armatures transversales supérieur :

$$A_s = 26 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } \text{HA25}. \text{ Avec } e = 12 \text{ cm}.$$

Armatures latérales :

Soit : **HA14**, avec un espacement de **25 cm**.

VIII.4.4.2. Pieux :

-Section minimal armatures longitudinales :

$$0.5\% B < \rho_g < 3\% B$$

B : section du béton

$$\text{On prend : } \rho_g = 0.005 \times B = 0.0015 \times (1.2^2 \times \pi) / 4 = 56.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Pieux de pile :

Ferraillage longitudinal des pieux :

$$A_s = 276.3 \text{ cm}^2. \text{ Donc : on opte pour } 35 \text{HA32}. \text{ Avec } e = 12 \text{ cm}.$$

Les cerces des pieux :

On opte des barres **HA16**. Avec **e = 15 cm** dans la zone courante et double cerces avec **e = 10 cm** dans la zone de jonction et chaque interface entre deux couches présente une différence marquée de raideur de cisaillement (rapport des modules des cisaillements > 6). [7]

➤ Pieux de culée :

Ferrailage longitudinal des pieux :

$A_s = 152.5 \text{ cm}^2$. Donc : on opte pour **32HA25**. Avec $e = 12 \text{ cm}$.

Les cerces des pieux :

On opte des barres **HA16**. Avec $e = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante et double cerces avec $e = 10 \text{ cm}$ dans la zone de jonction et chaque interface entre deux couches présente une différence marquée de raideur de cisaillement (rapport des modules des cisaillements > 6). [7]

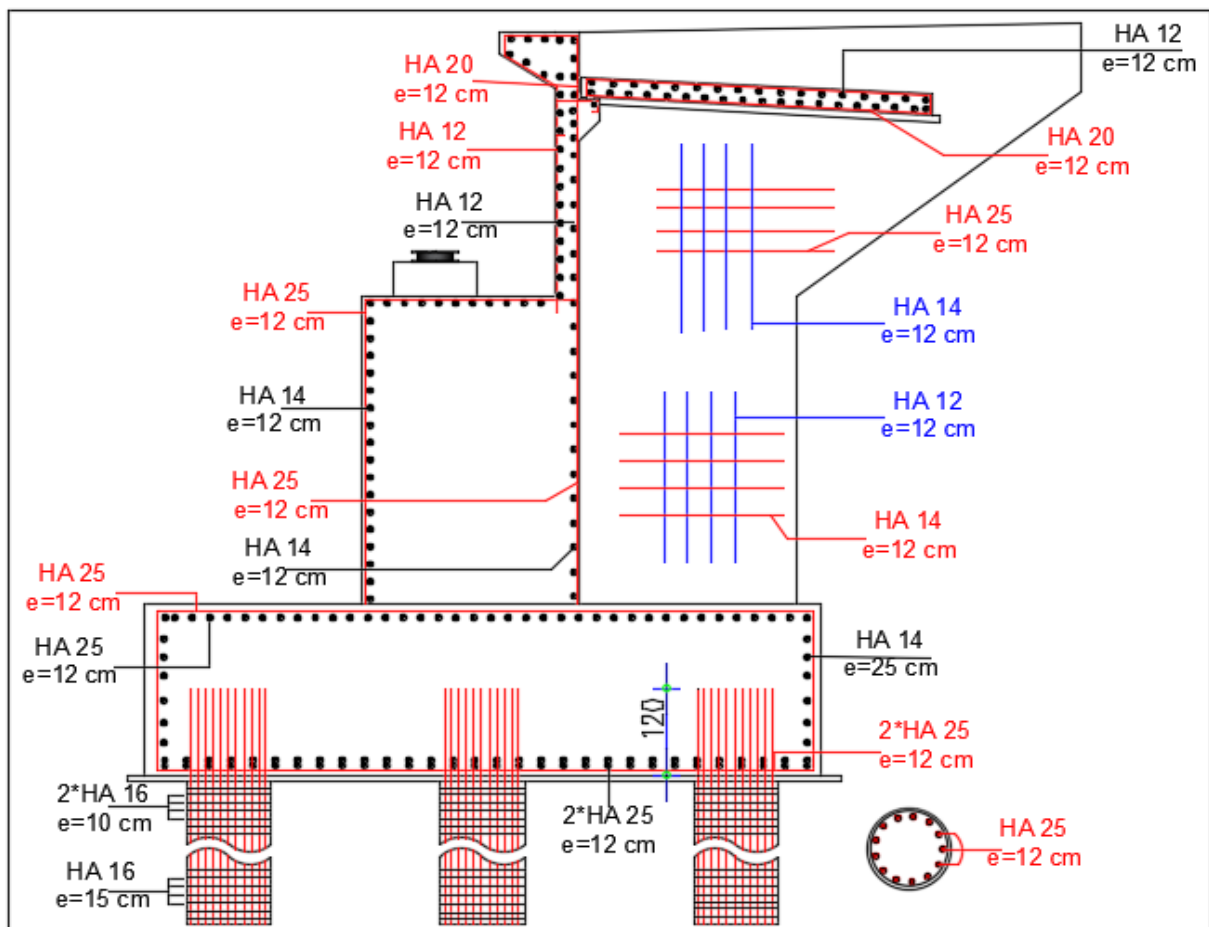


Figure VIII.11: Ferrailage des culées.

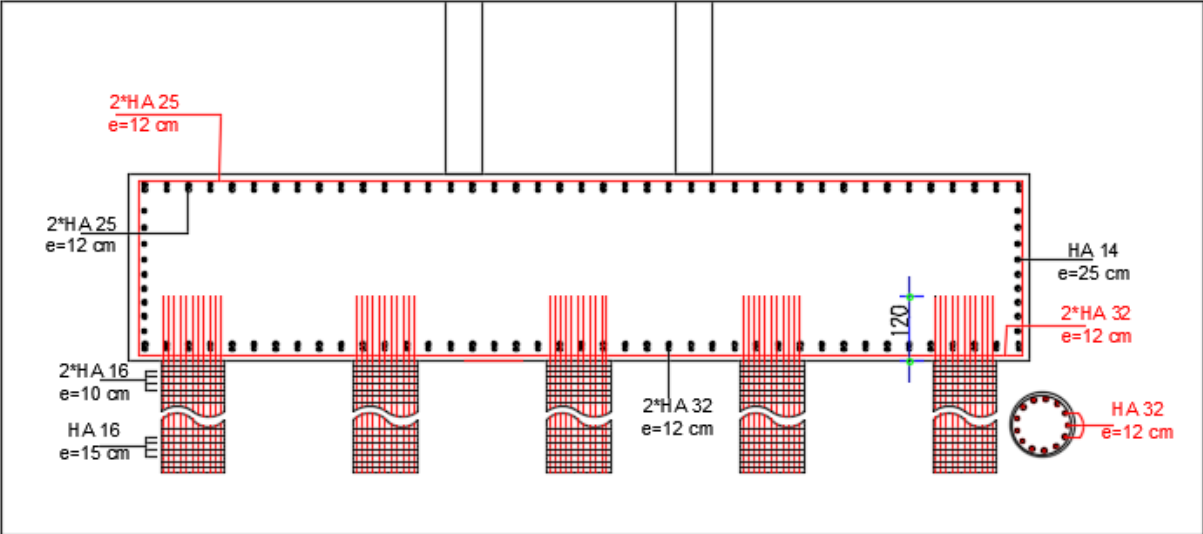


Figure VIII.12: Ferrailage semelle des piles.

VIII.5. CONCLUSION :

L'évaluation de l'impact sismique sur dimensionnement de l'infrastructure d'un pont revêt une grande importance, en particulier lorsque l'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité élevée ou même faible. Dans notre situation.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation à l'école nationale supérieure des travaux publics de KOUBA. Ce mémoire porte pour la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art (**V-89.2**), qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute est-ouest au niveau d'El EULMA sur 110 km.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, 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 le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, Ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer au milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

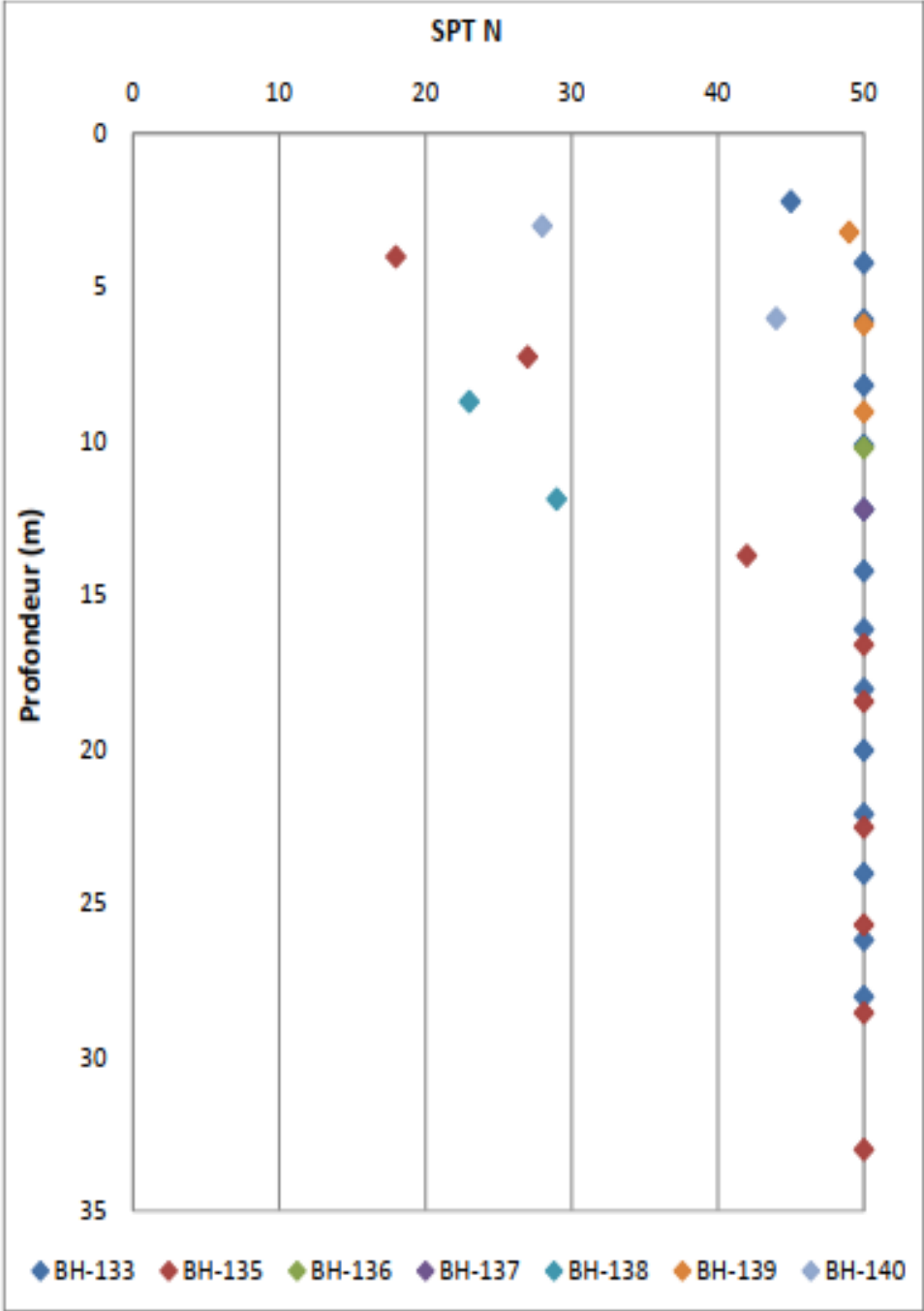
BIBLIOGRAPHIE

- [1] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [2] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [3] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [4] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2010.
- [5] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [6] RCPR, Règles Définissant Les Charges a Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [7] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [8] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [9] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- [10] FREYSSINET, pour la précontrainte, est détenteur de l'Agrément Technique Européen (ATE) sous certificat 1683-CPD-0004.
- [11] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [12] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [13] Document SETRA, appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.
- [14] FREYSSINET, pour les appuis mécaniques-FR-V01
- [15] Document SETRA, appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.
- [16] FASCICULE N° 62 - Titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- [17] Document SETRA, Agrément technique Européen UTA-06/0228
- [18] le guide SETRA (P.P.73)

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un Essai de pénétration standard (SPT)



ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

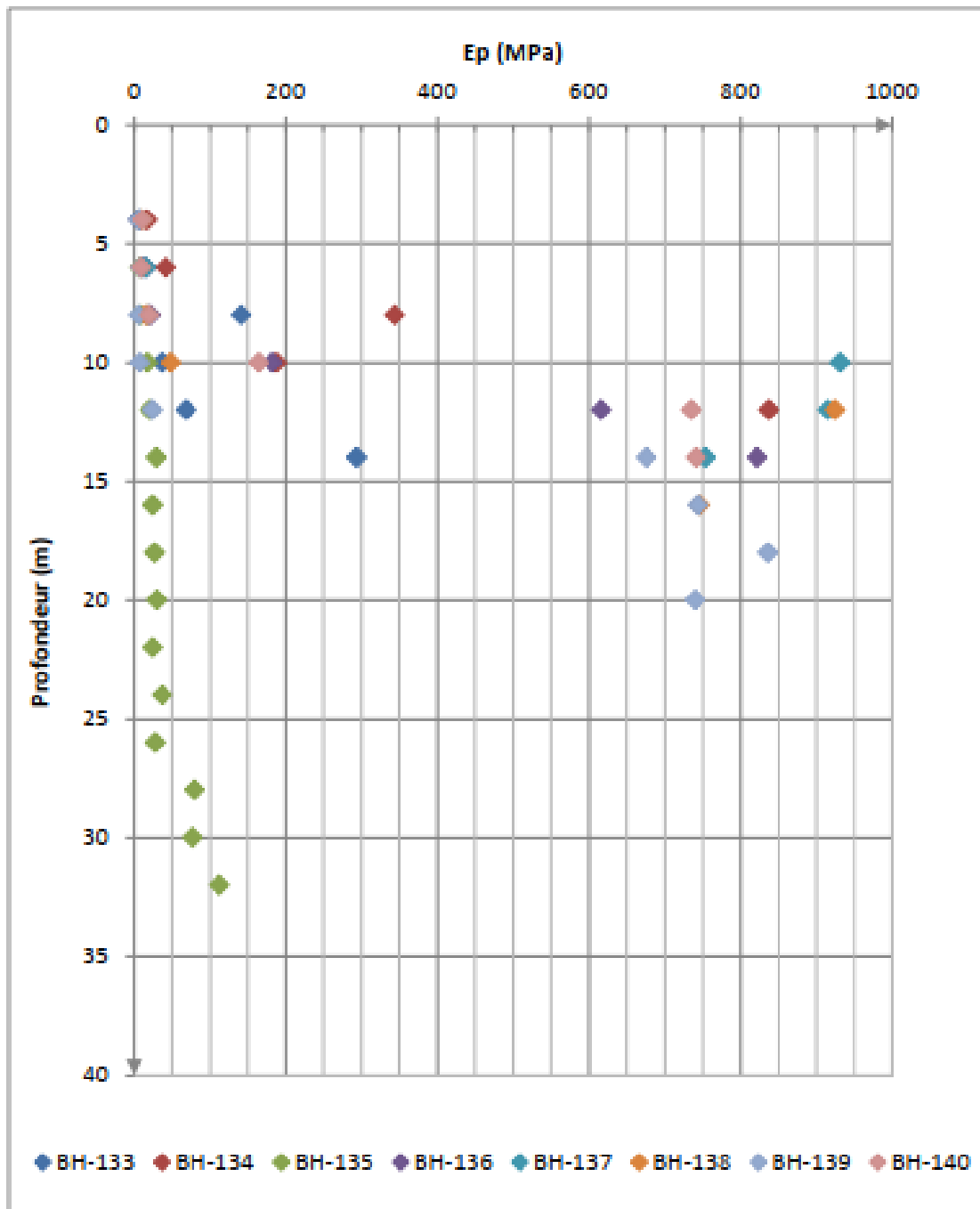
Forage No	Profondeur (m)	Essai SPT			
		N1	N2	N3	N
BH-133	2.00 - 2.45	17	21	24	45
	4.00 - 4.45	24	27	30	57
	6.00 - 6.14	50/14	-	-	R
	8.00 - 8.42	34	42	50/12	R
	10.00 - 10.28	47	50/13	-	R
	12.00 - 12.45	31	39	48	87
	14.00 - 14.45	26	38	46	84
	16.00 - 16.24	43	50/9	-	R
	18.00 - 18.12	50/12	-	-	R
	20.00 - 20.11	50/11	-	-	R
	22.00 - 22.24	22	50/9	-	R
	24.00 - 24.11	50/13	-	-	R
	26.00 - 26.42	32	44	50/12	R
	28.00 - 28.11	50/11	-	-	R
BH-135	3.80 - 4.25	4	7	11	18
	7.05 - 7.50	9	13	14	27
	13.50 - 13.95	13	17	25	42
	16.40 - 16.85	19	38	40	78
	18.25 - 18.70	17	27	34	61
	22.50 - 22.60	50/10	-	-	R
	25.50 - 25.95	29	32	39	71
	28.35 - 28.80	23	26	29	57
32.80 - 33.25	24	41	44	85	
BH-136	10.00 - 10.45	18	24	27	51
BH-137	12.00 - 12.45	27	33	38	71
BH-138	8.50 - 8.95	7	11	12	23
	11.80 - 12.00	9	13	16	29
BH-139	3.00 - 3.45	23	24	25	49
	6.00 - 6.45	25	29	35	64
	9.00 - 9.12	50/12	-	-	R
BH-140	2.80 - 3.25	9	13	15	28
	5.80 - 6.25	15	19	25	44

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un essai pressiométrique

Forage No	Profondeur (m)	Ep (MPa)	PL (MPa)
BH-133	4.00	7.16	0.79
	6.00	12.06	1.18
	8.00	141.61	5.00
	10.00	36.87	5.00
	12.00	68.75	5.00
	14.00	293.81	5.00
	16.00	1084.93	5.00
BH-134	4.00	17.46	2.26
	6.00	41.78	4.22
	8.00	343.92	5.00
	10.00	188.29	5.00
	12.00	837.40	5.00
BH-135	4.00	9.61	0.95
	6.00	7.45	0.81
	8.00	8.14	0.72
	10.00	18.04	1.57
	12.00	21.08	1.91
	14.00	29.52	2.71
	16.00	24.81	2.35
	18.00	27.16	2.84
	20.00	30.11	2.89
	22.00	24.52	2.75
	24.00	37.46	3.04
	26.00	28.05	3.43
	28.00	79.73	5.00
	30.00	77.28	5.00
32.00	112.48	5.00	
BH-136	4.00	6.57	0.77
	6.00	15.99	2.24
	8.00	21.57	3.04

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un Moyenne harmonique des Résultats Pressiométriques de BH-133.

BH-133			BH-133		
H (m)	P_L (bars)	H/P_L	H (m)	E_p (bars)	H/E_p
2.00	8.10	0.25	2.00	73.00	0.03
2.00	8.10	0.25	2.00	73.00	0.03
2.00	12.00	0.17	2.00	123.00	0.02
2.00	50.00	0.04	2.00	1444.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	376.00	0.01
2.00	50.00	0.04	2.00	701.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	2996.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
2.00	50.00	0.04	2.00	11063.00	0.00
30		1.14	30		0.08
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
26.30			362.64		

ANNEXE B
DIAGRAMMES ET
CARTOGRAPHIES DES
EFFORTS INTERNES

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

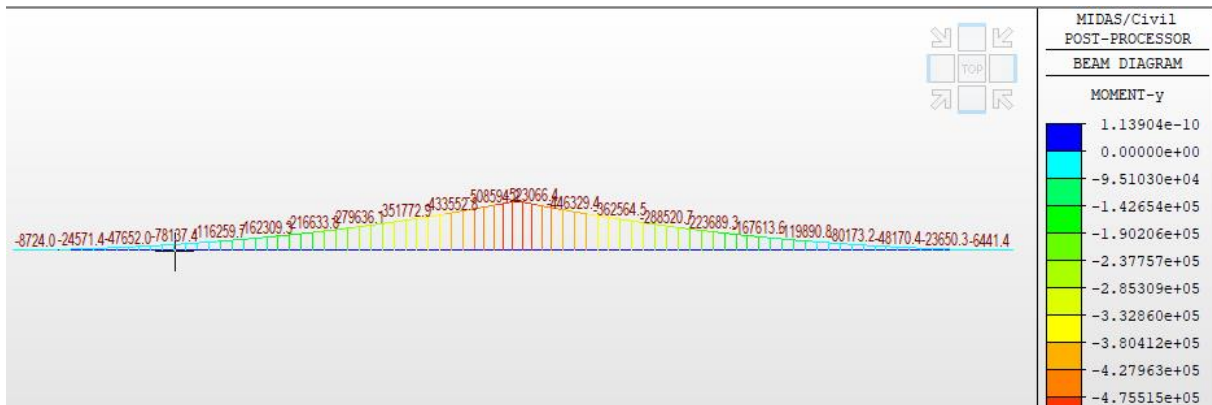


Figure B.VIII.13: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1(KN.m)

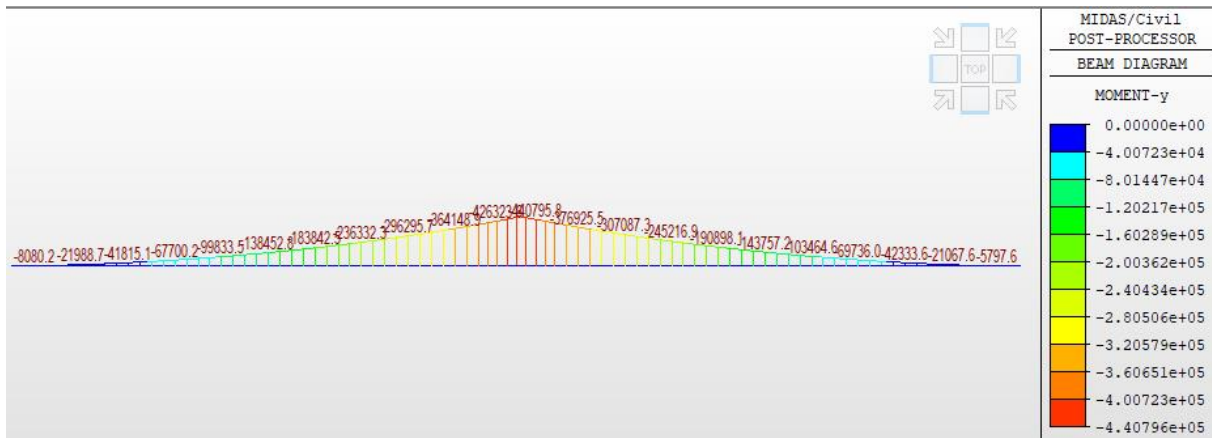


Figure B.VIII.14: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A2(KN.m)

ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

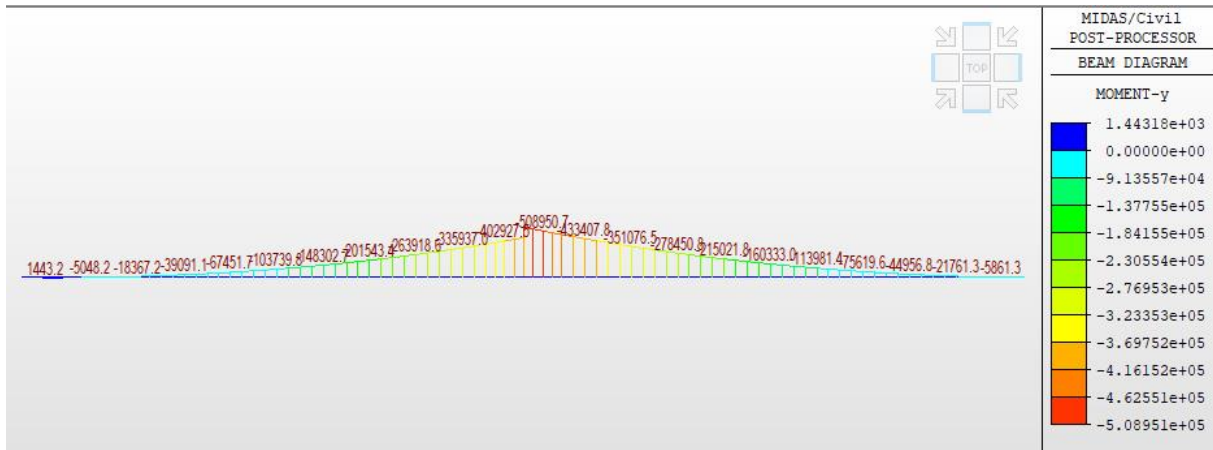


Figure B.VIII.15: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B1(KN.m)

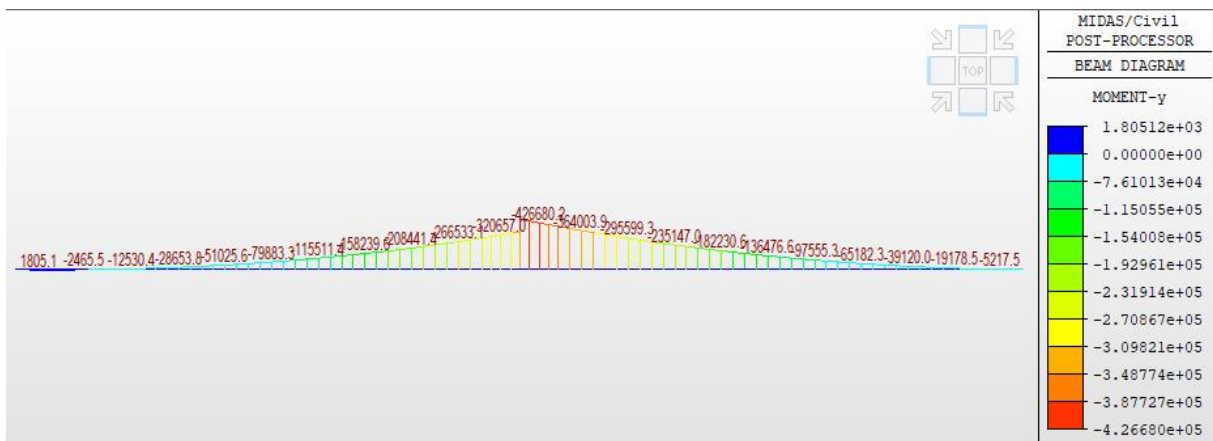


Figure B.VIII.16: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B2(KN.m)

Diagrammes des efforts internes du tablier en phase de service sans
précontraintes

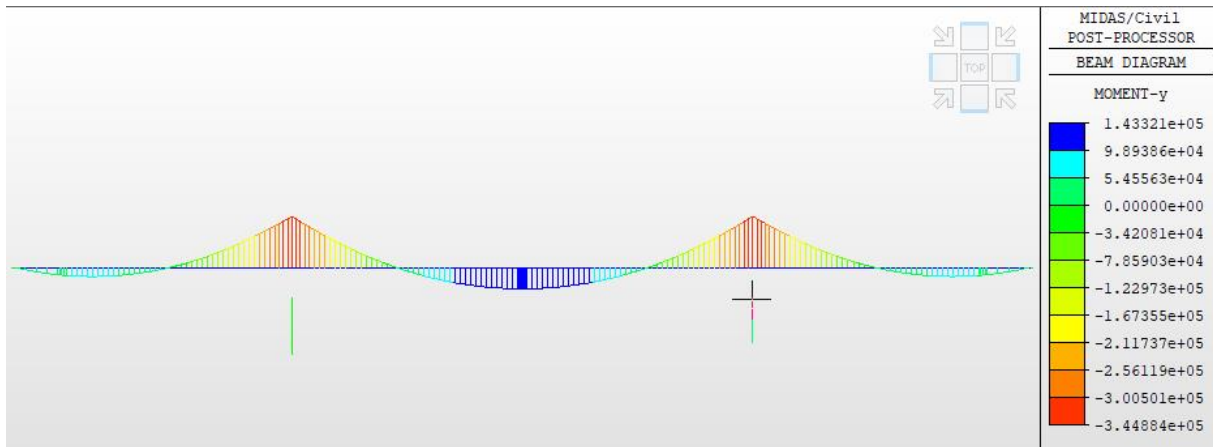


Figure B.VIII.17: Moment fléchissant longitudinal maximum à ELS sous la combinaison D240(KN.m)

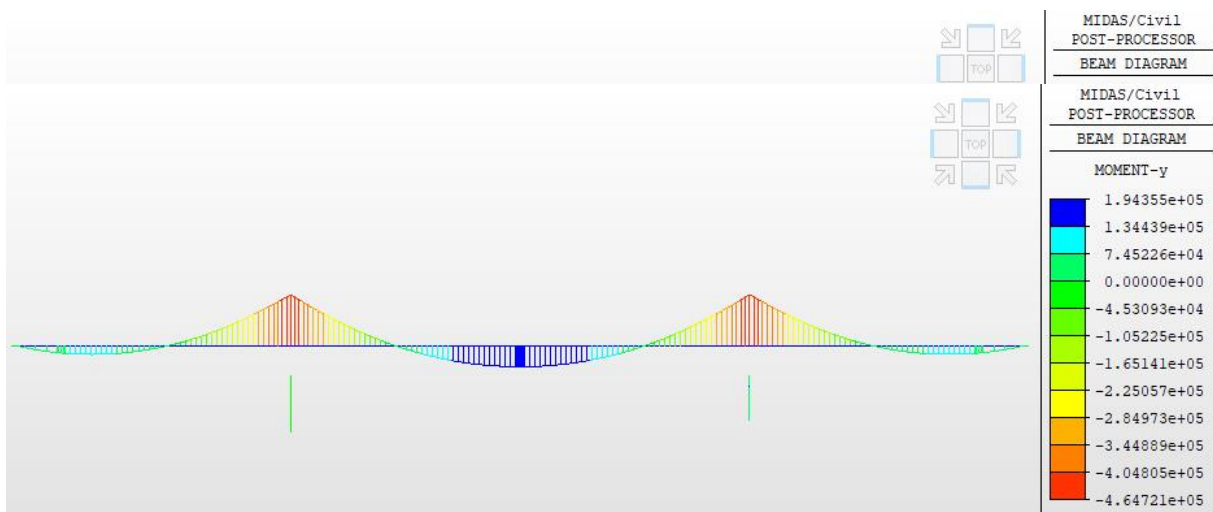


Figure B.VIII.19: Moment fléchissant longitudinal maximum à ELU sous la combinaison D240(KN.m)

ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

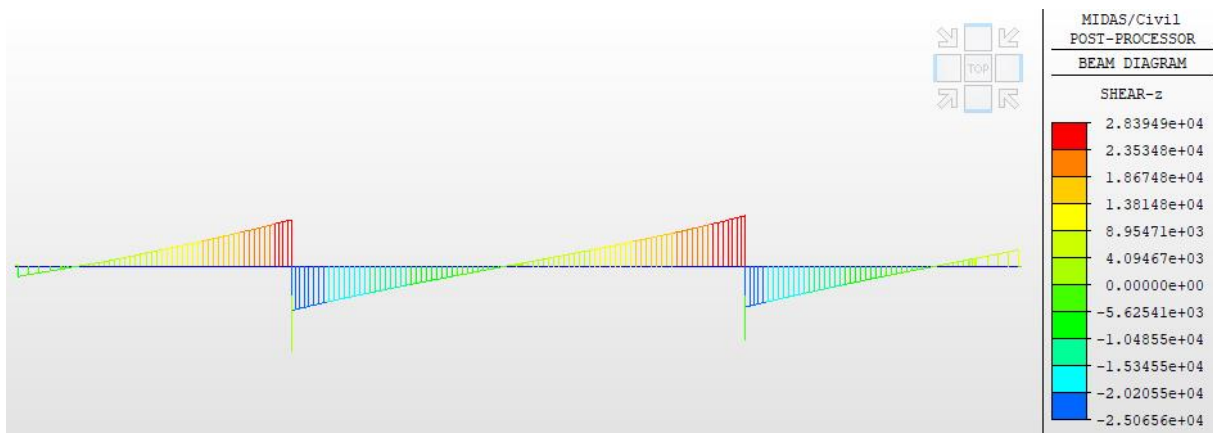


Figure B.VIII.20: Effort tranchant longitudinal maximum a ELU sous la combinaison D240(KN.m)

Diagrammes des efforts internes du tablier en phase de service avec précontraintes

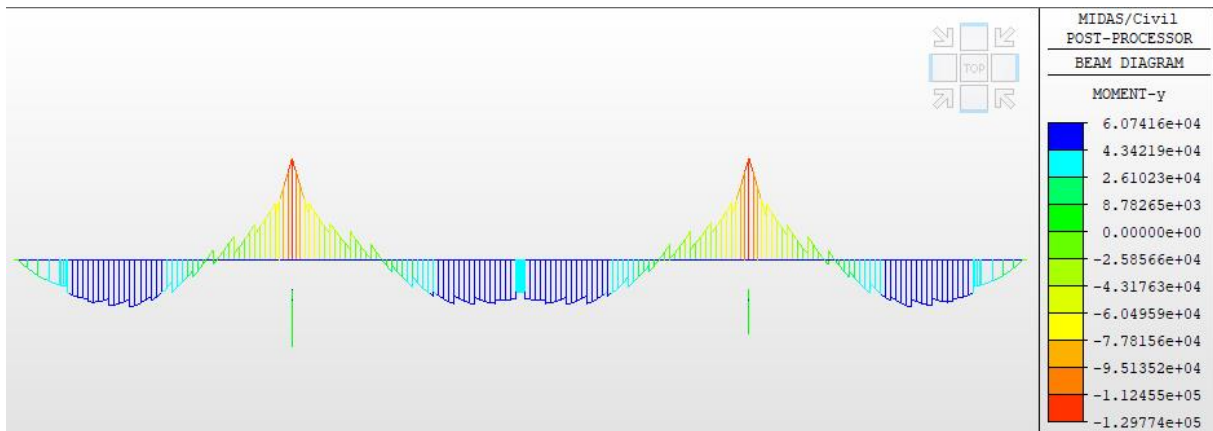


Figure B.VIII.21: Moment fléchissant longitudinal maximum à ELS sous la combinaison D240(KN.m)

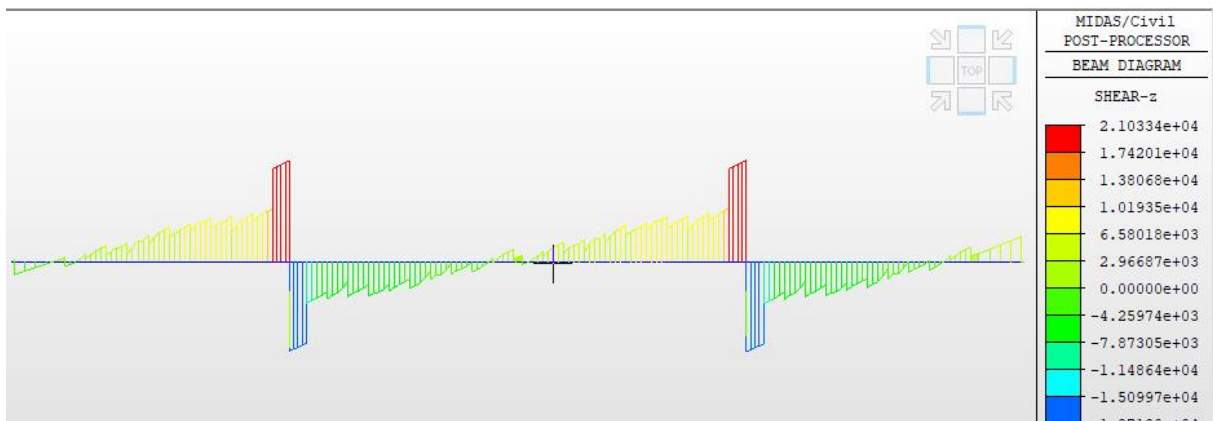


Figure B.VIII.22: Effort tranchant longitudinal maximum a ELS sous la combinaison D240(KN.m)

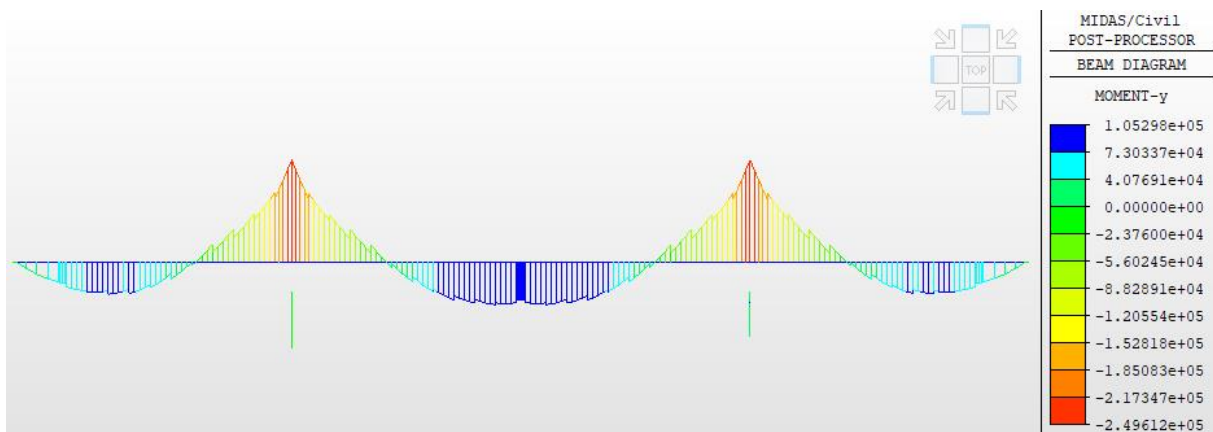


Figure B.VIII.23: Moment fléchissant longitudinal maximum à ELU sous la combinaison D240(KN.m)

ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

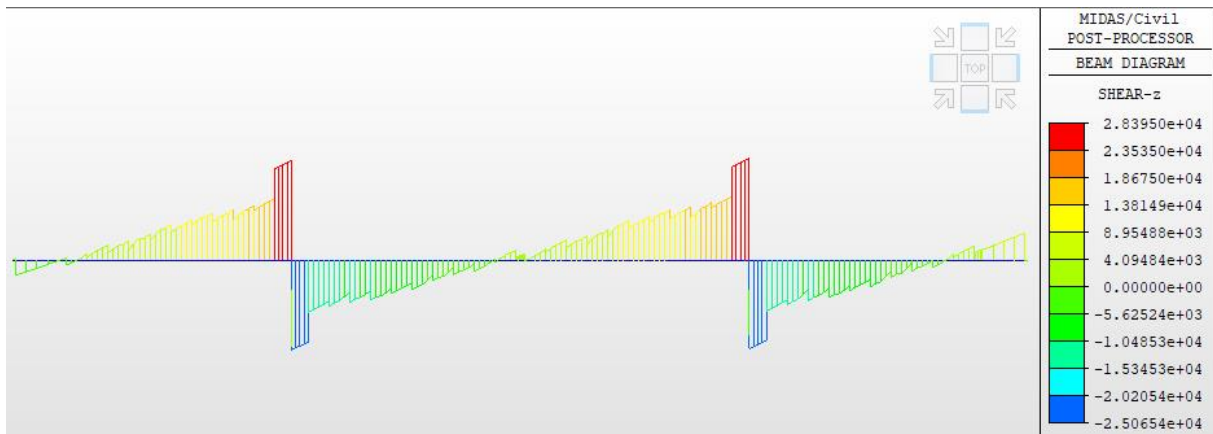


Figure B.VIII.24: Effort tranchant longitudinal maximum a ELU sous la combinaison D240(KN)

Diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

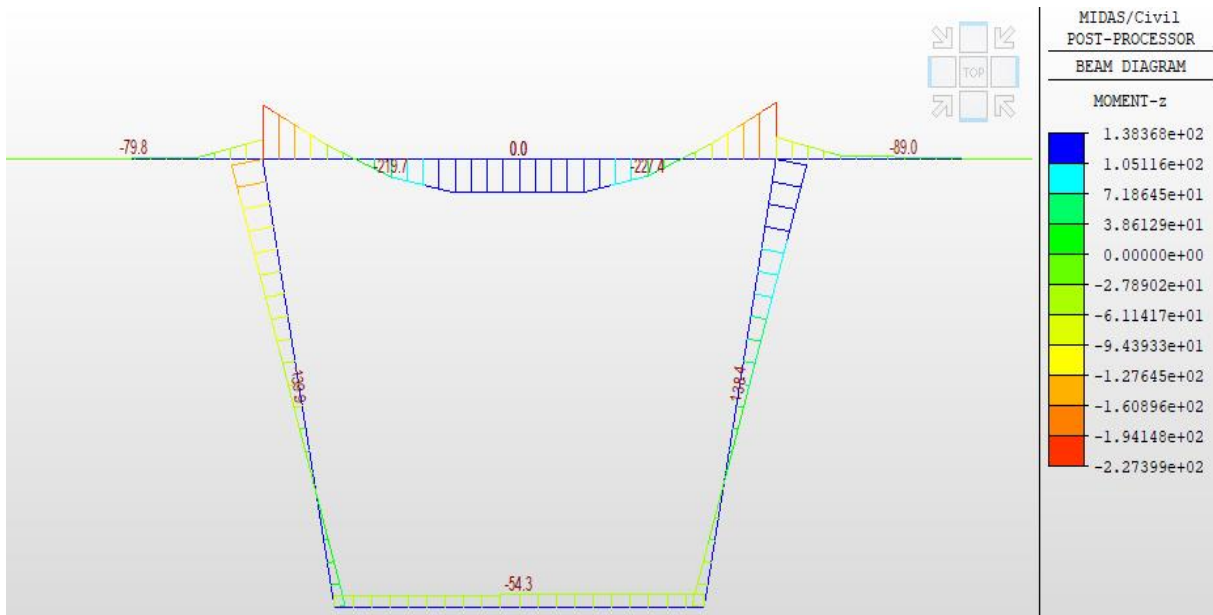


Figure B.VIII.25: Diagramme des moments a ELS sous la combinaison G+1.2Bt (KN.m)

ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

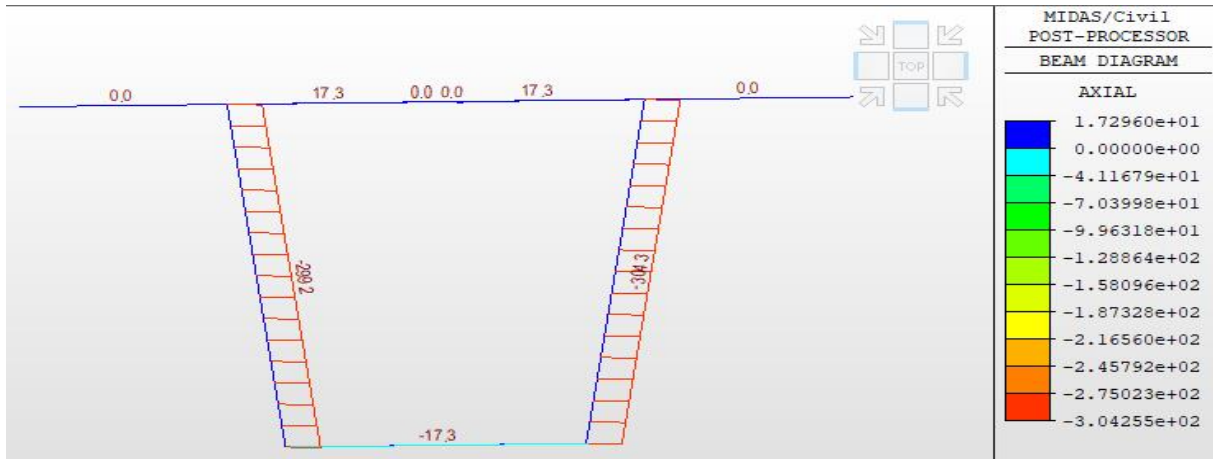


Figure B.VIII.26: Diagramme des efforts normaux a ELS sous la combinaison G+1.2Bt (KN)

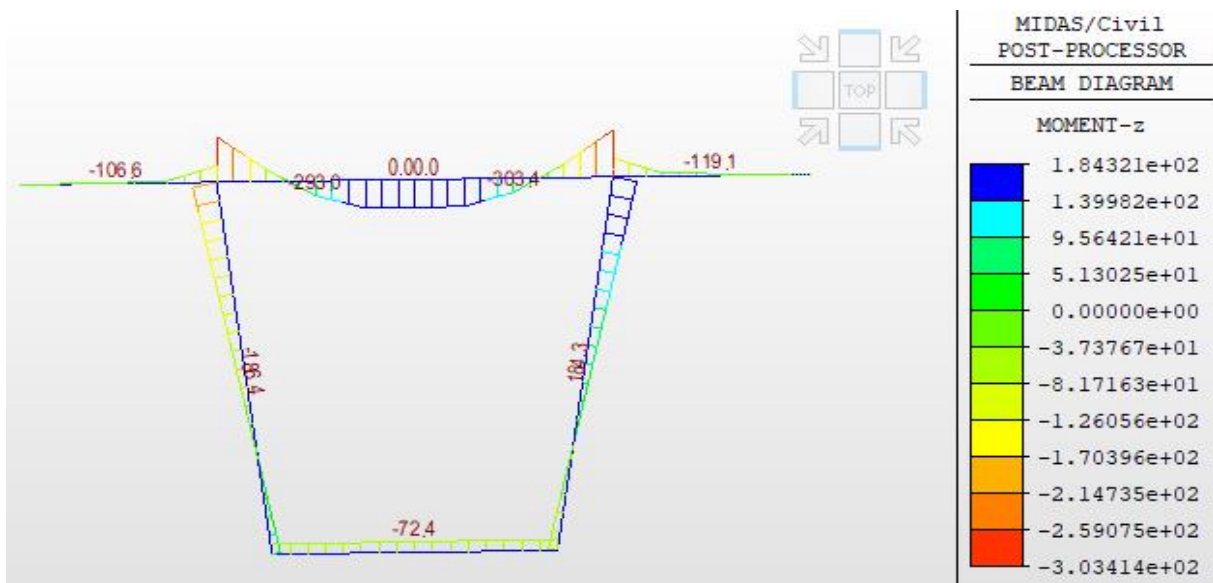


Figure B.VIII.27: Diagramme des moments a ELU sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (KN.m)

ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

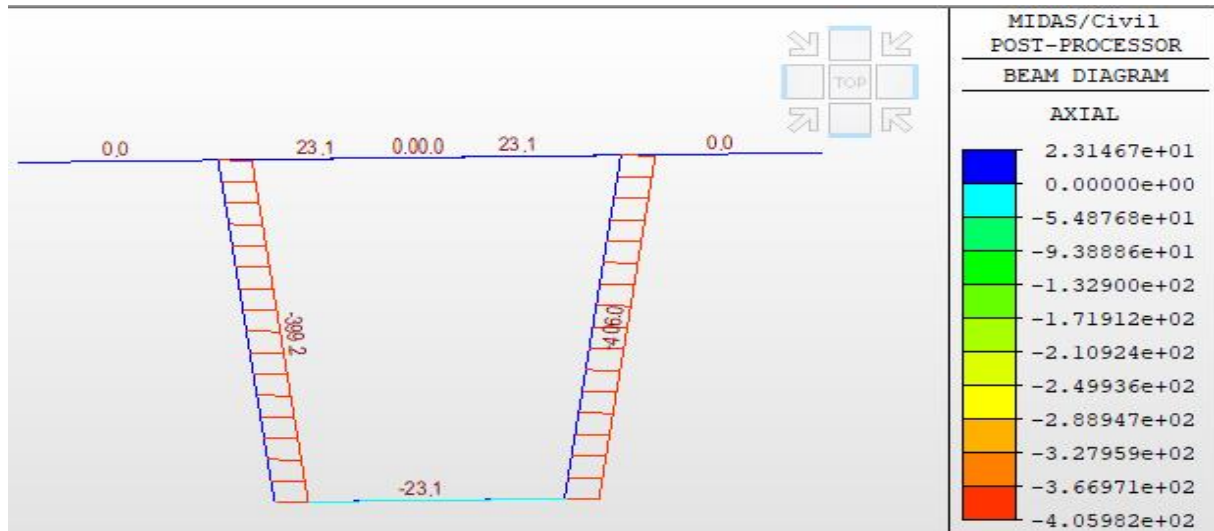
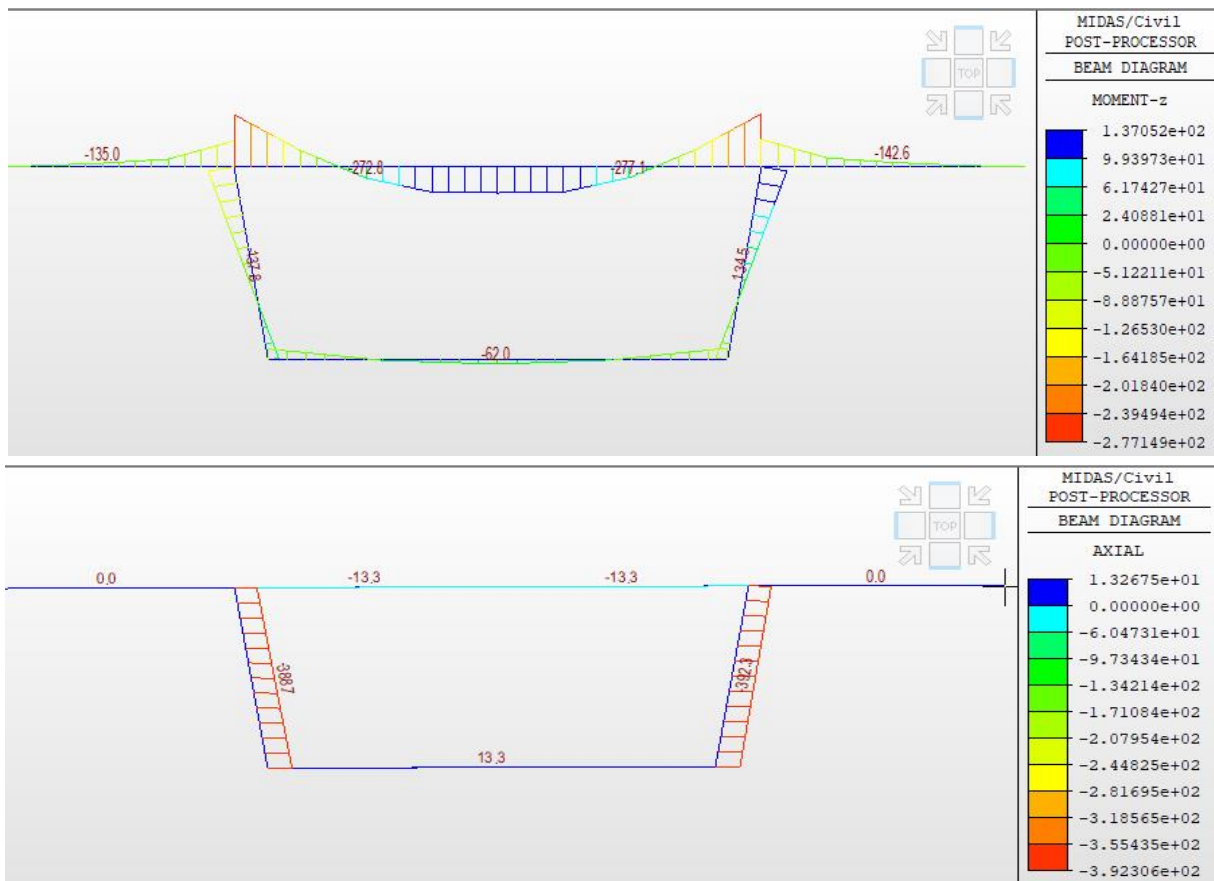


Figure B.VIII.28: Diagramme des efforts normaux à ELU sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (KN)

Diagrammes des efforts internes transversaux de VC



ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

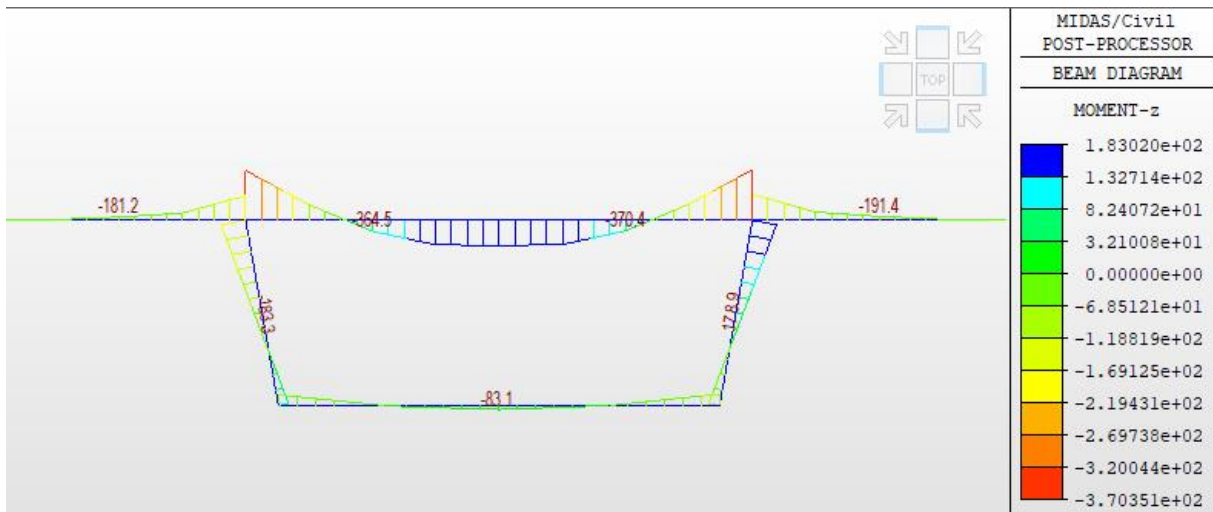


Figure B.VIII.31: Diagramme des moments a ELU sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (KN.m)

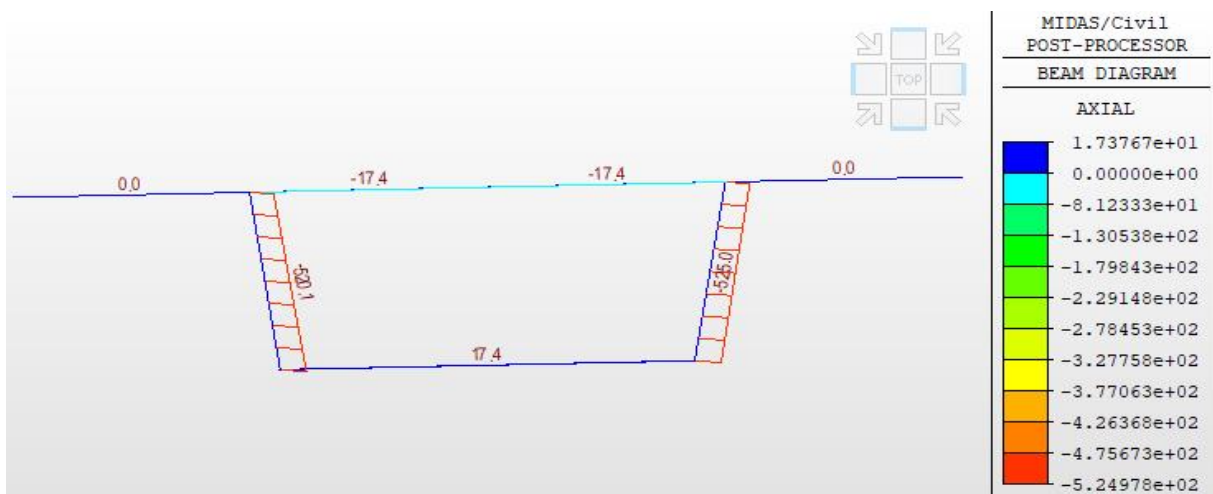


Figure B.VIII.32: Diagramme des efforts normaux a ELU sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (KN)

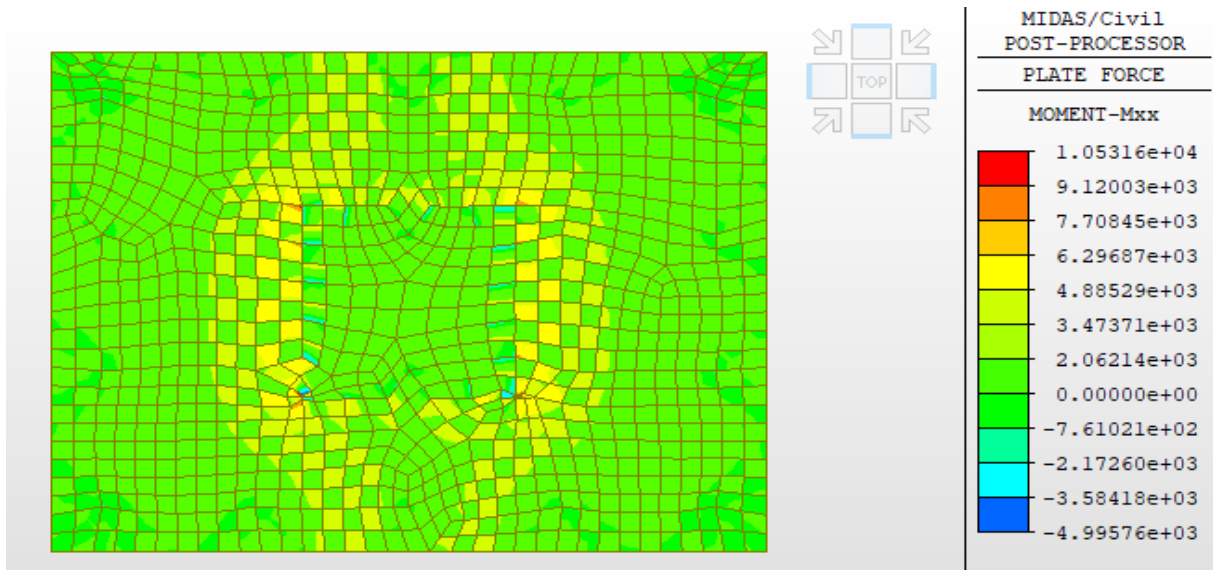


Figure B.VIII.33: le moment MXX de semelle sous pile a ELS (KN.m)

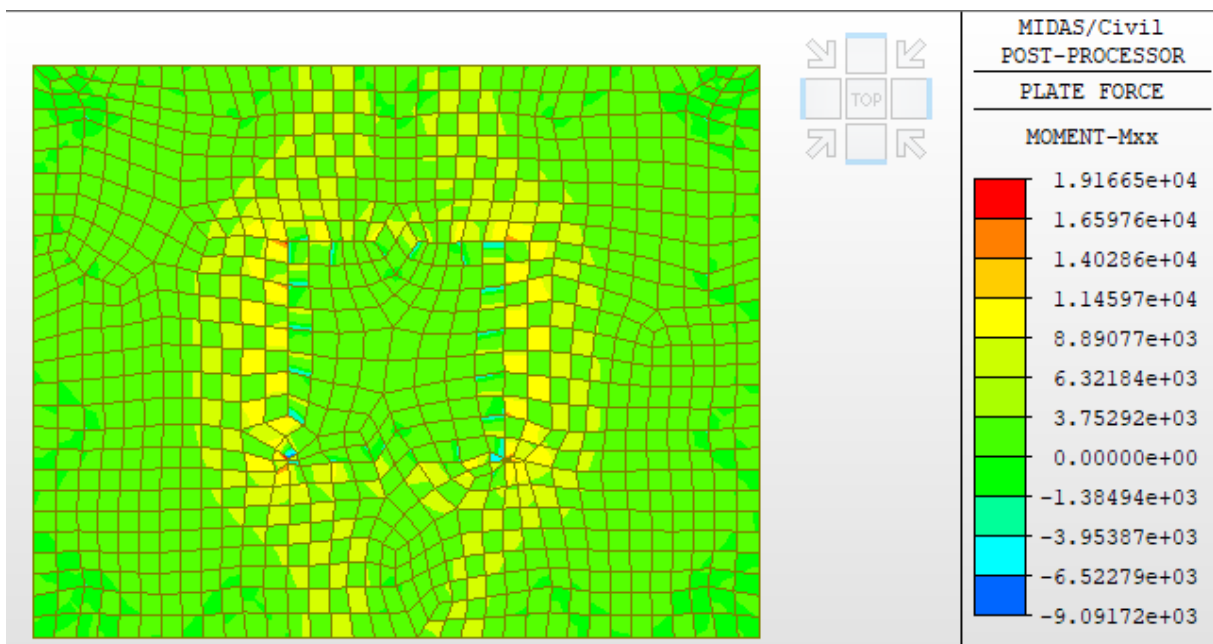


Figure B.VIII.34: le moment MXX de semelle sous pile a ELU (KN.m)

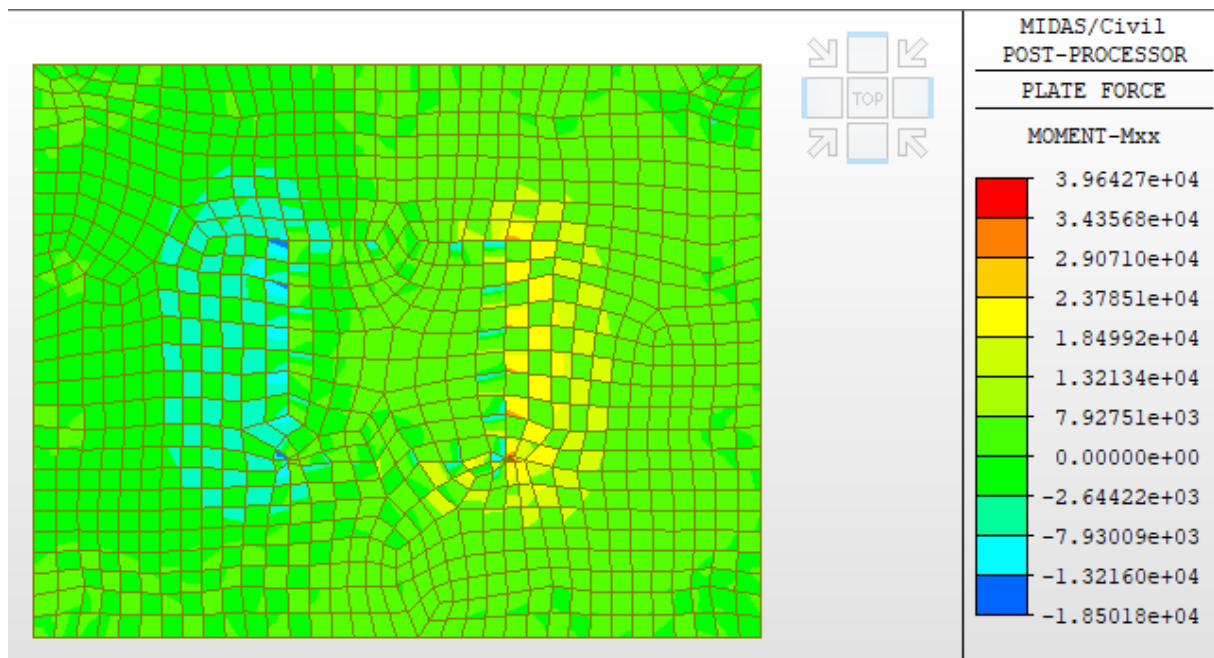


Figure B.VIII.35: le moment MXX de semelle sous pile a ELA (KN.m)

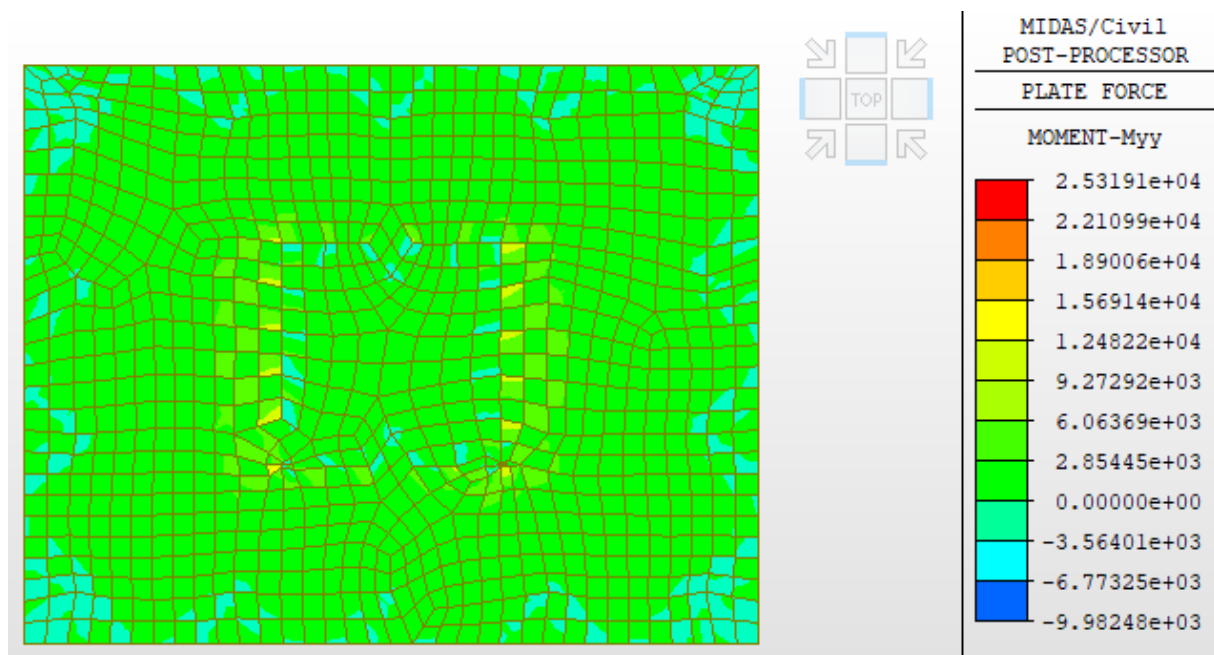


Figure B.VIII.36: le moment Myy de semelle sous pile a ELS (KN.m)

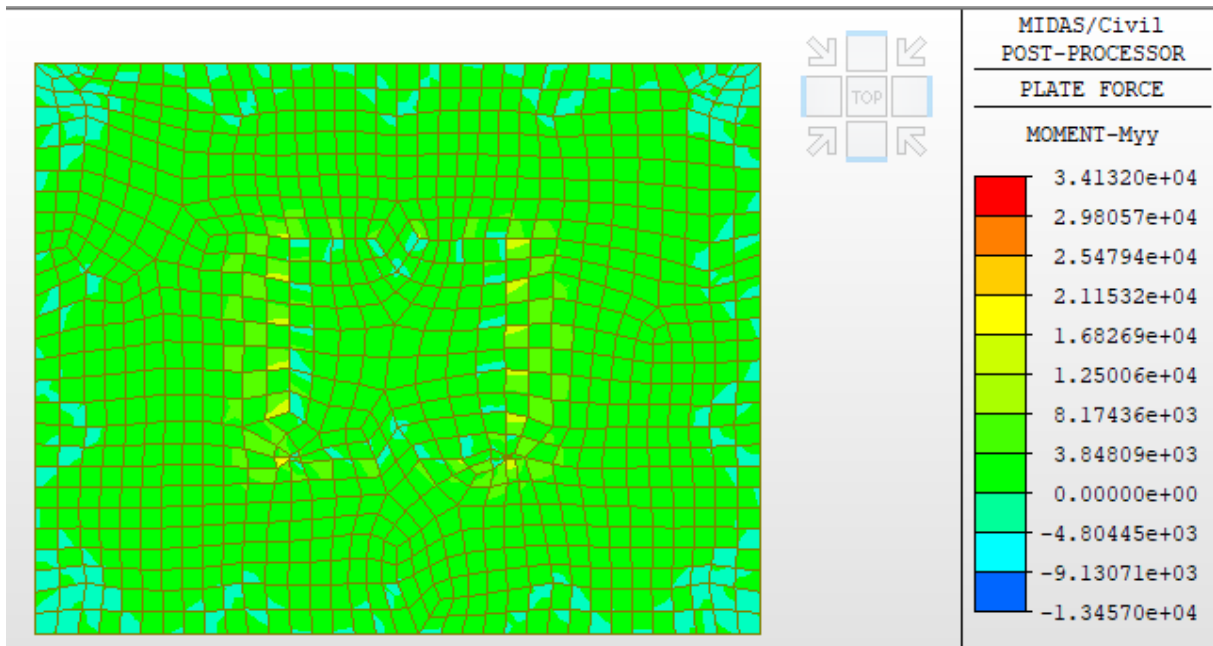


Figure B.VIII.37: le moment Myy de semelle sous pile a ELU (KN.m)

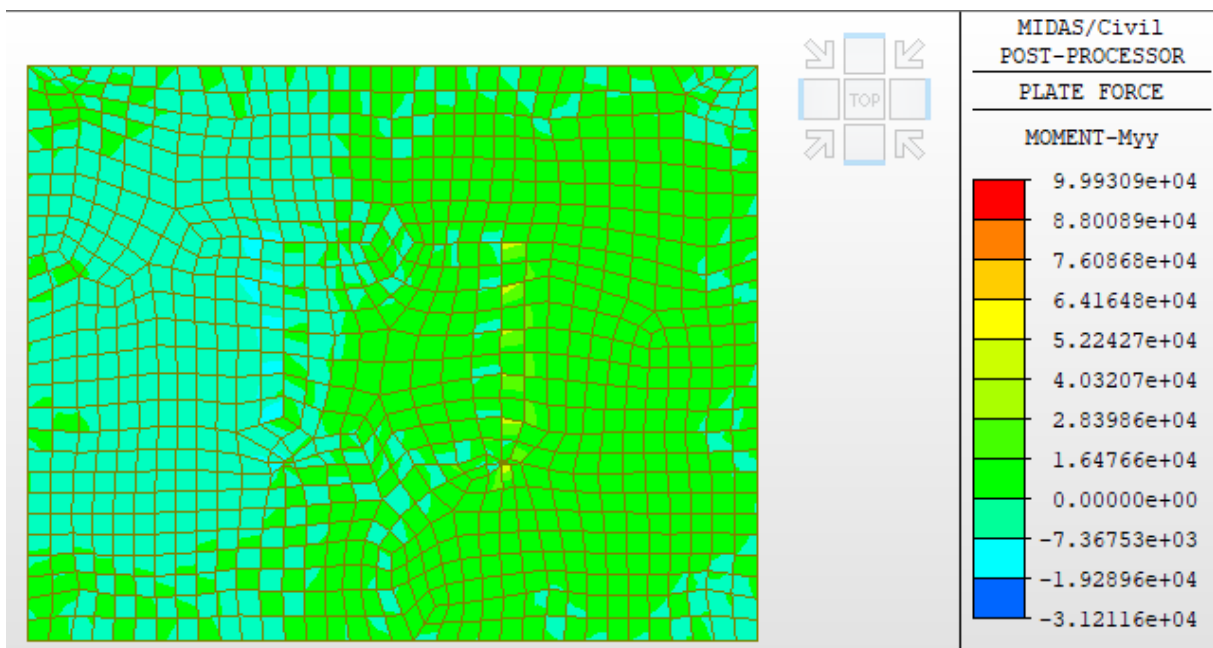


Figure B.VIII.38: le moment Myy de semelle sous pile a ELA (KN.m)

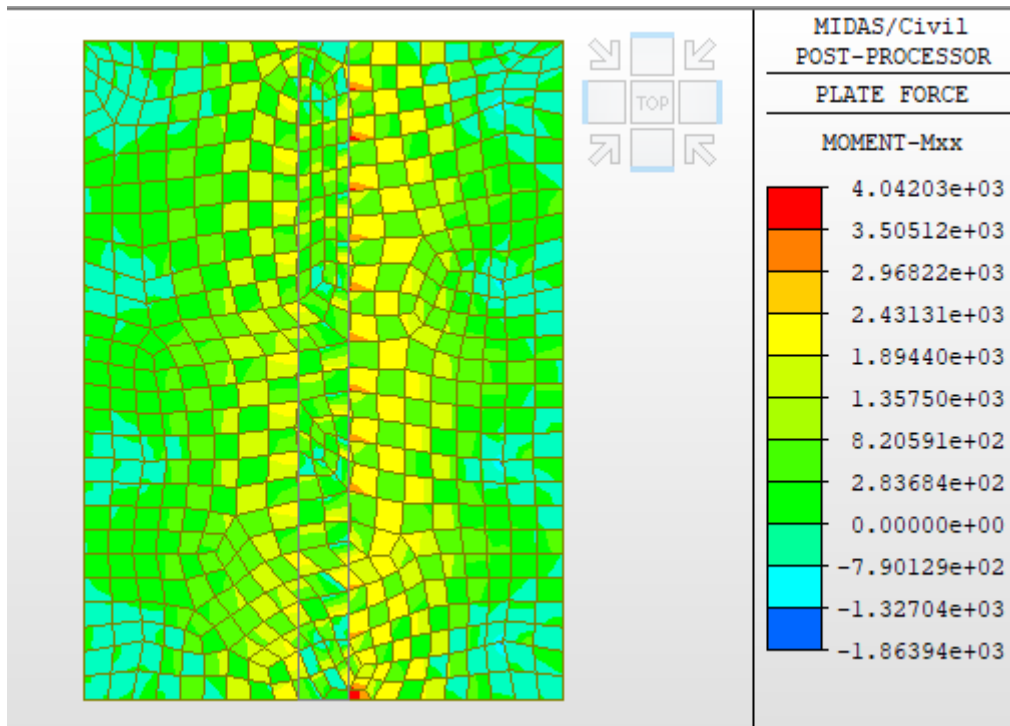


Figure B.VIII.39: le moment M_{xx} de semelle sous culée a ELS (KN.m)

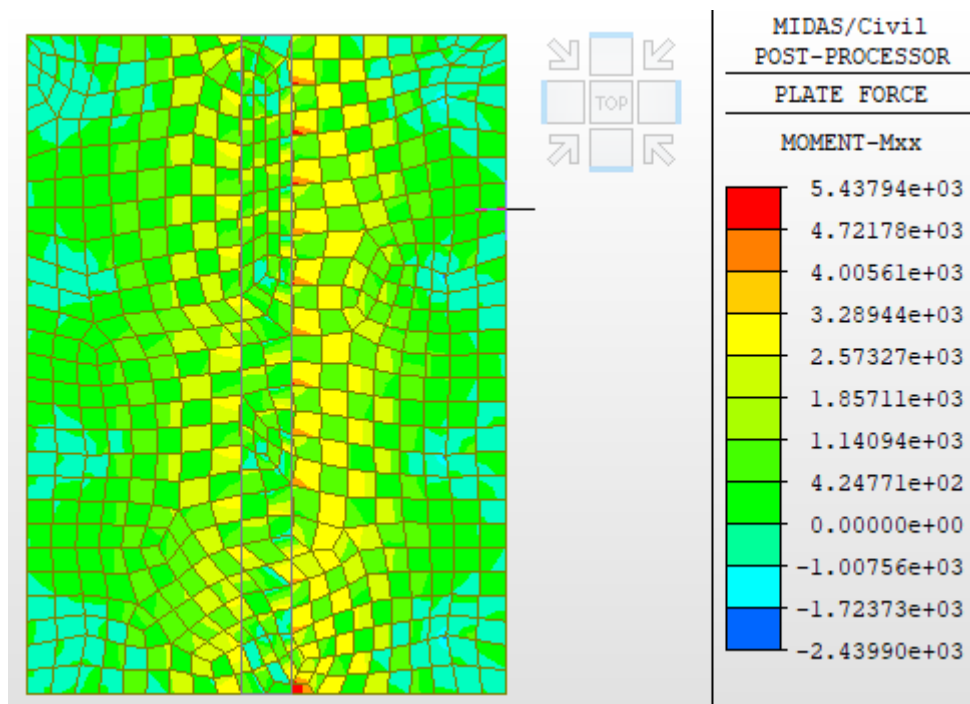


Figure B.VIII.40: le moment M_{xx} de semelle sous culée a ELU (KN.m)

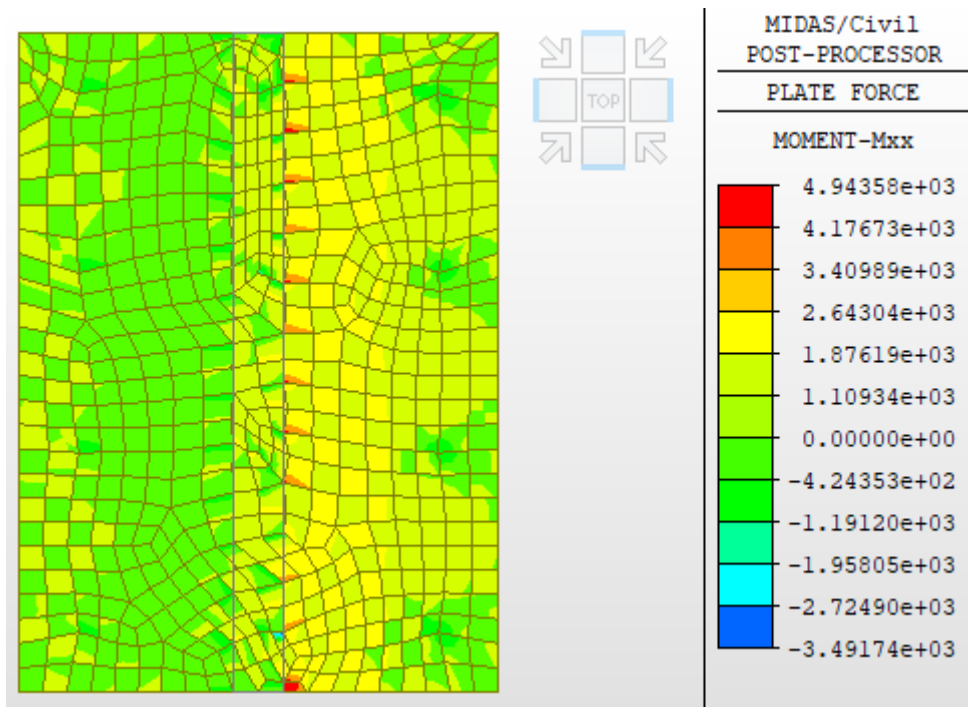


Figure B.VIII.41: le moment M_{xx} de semelle sous culée a ELA (KN.m)

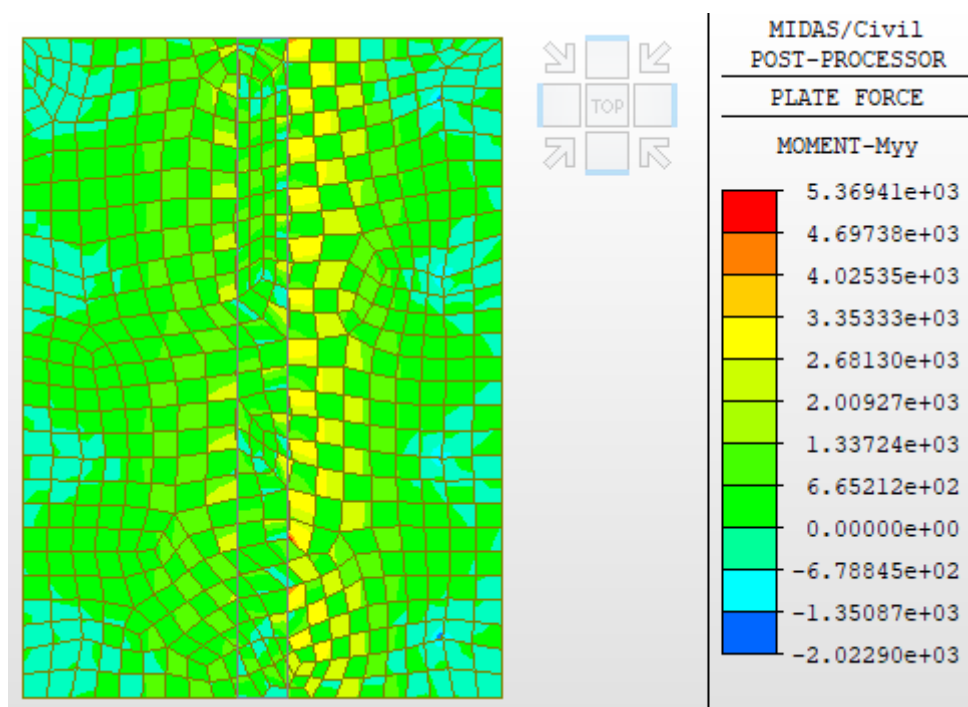


Figure B.VIII.42: le moment M_{yy} de semelle sous culée a ELS (KN.m)

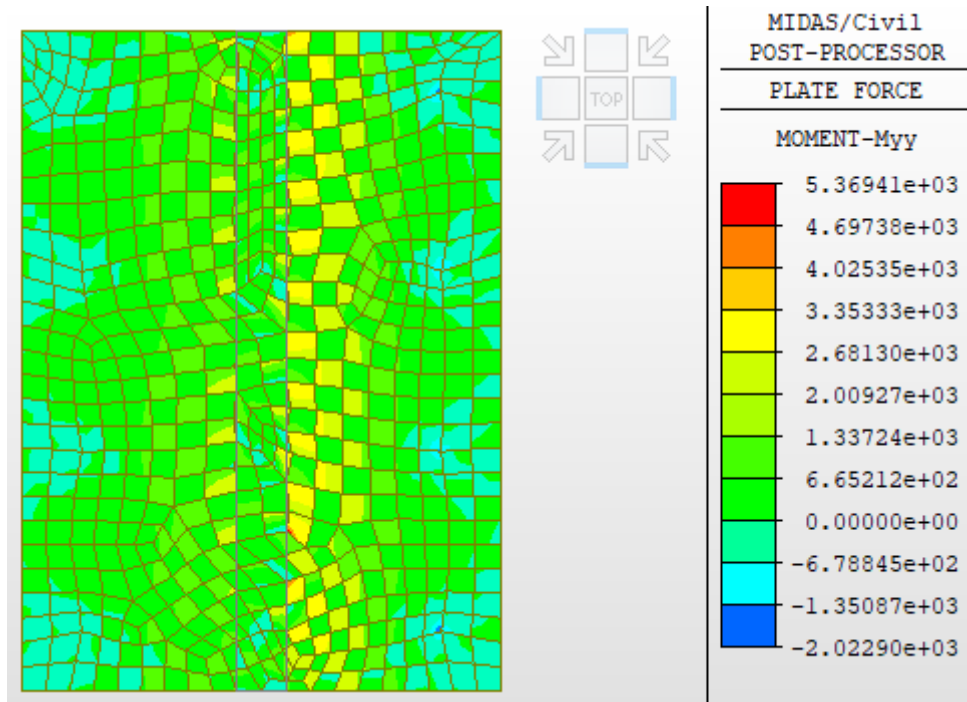


Figure B.VIII.43: le moment Myy de semelle sous culée a ELU (KN.m)

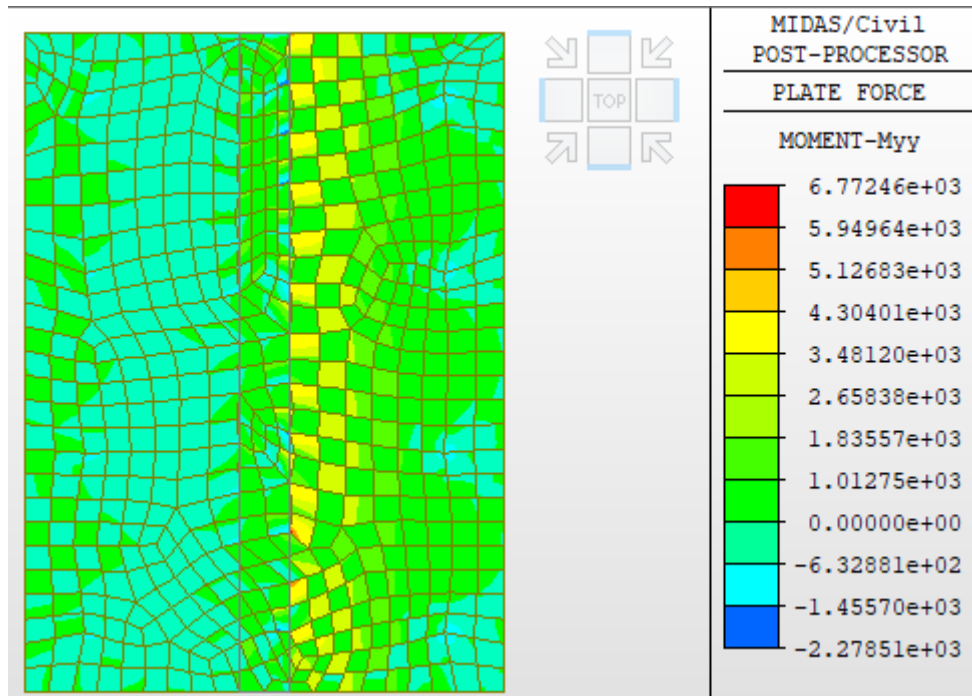


Figure B.VIII.44: le moment Myy de semelle sous culée a ELA (KN.m)

ANNEXE B : DIAGRAMMES ET CARTOGRAPHIES DES EFFORTS INTERNES

ANNEXE C

TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C-VIII-23: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale

vousoir	Câbles	Zi (m)	d0(m)	d1(m)	Ri (m)	α (rad)	Z(x)
V7	C0	4.85	0.15	0.75	19.602	0.243	$0.15 + 0.0382 x^2$
V6	C1	4.85	0.15	0.75	19.602	0.243	$0.15 + 0.0382 x^2$
V5	C2	4.85	0.15	0.75	19.602	0.243	$0.15 + 0.0382 x^2$
V4	C3	4.85	0.15	0.75	19.602	0.243	$0.15 + 0.0382 x^2$
V3	C4	4.85	0.15	0.75	19.602	0.243	$0.15 + 0.0382 x^2$

Tableau C-VIII-24: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive.

Câbles	vousoir	Zi (m)	d0 (m)	d1 (m)	Ri (m)	α (rad)	Z(x)
C0	V6	4.85	0.15	0.75	19.60	0.243	$0.15 + 0.0255 x^2$
	4/5 VSC	2.54	0.15	0.75	10.06	0.441	$0.15 + 0.093 x^2$
C1	V5	4.85	0.15	0.75	19.60	0.243	$0.15 + 0.0255 x^2$
	3/5 VSC	2.54	0.15	0.75	10.06	0.441	$0.15 + 0.093 x^2$
C2	V4	4.85	0.15	0.75	19.60	0.243	$0.15 + 0.0255 x^2$
	2/5 VSC	2.54	0.15	0.75	10.06	0.441	$0.15 + 0.093 x^2$
C3	V3	4.85	0.15	0.75	19.60	0.243	$0.15 + 0.0255 x^2$
	1/5 VSC	2.54	0.15	0.75	10.60	0.441	$0.15 + 0.093 x^2$
C4	V2	4.85	0.15	0.75	19.60	0.243	$0.15 + 0.0255 x^2$
	debut VSC	2.54	0.15	0.75	10.06	0.441	$0.15 + 0.093 x^2$

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C-VIII-25: Pertes par frottements

X	Câbles	L	β	α	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
4	C0	4.00	0.000	0.000	17.75	0.00										
8.85	C1	4.85	0.000	0.000	38.99	21.49	0.00									
13.7	C2	4.85	0.000	0.115	92.38	75.53	54.83	0.00								
13.70	C2	4.85	0.000	0.115	92.38	75.53	54.83	0.00								
18.55	C3	4.85	0.205	0.115	167.91	151.97	132.39	54.83	0.00							
18.55	C3	4.85	0.205	0.115	167.91	151.97	132.39	54.83	0.00							
23.40	C4	4.85	0.205	0.115	186.98	171.27	151.97	132.39	54.83	0.00						
28.25	C5	4.85	0.407	0.115	256.35	241.48	223.21	204.67	185.86	54.83	0.00					
28.25	C5	4.85	0.407	0.115	256.35	241.48	223.21	204.67	185.86	54.83	0.00					
33.10	C6	4.85	0.000	0.203	194.35	178.74	159.55	140.08	120.32	100.27	79.94	0.00				
37.95	C7	4.85	0.205	0.203	264.37	249.60	231.45	213.03	194.34	175.38	156.14	79.94	0.00			
37.95	C7	4.85	0.205	0.203	264.37	249.60	231.45	213.03	194.34	175.38	156.14	79.94	0.00			
42.80	C8	4.85	0.407	0.203	329.61	315.63	298.44	281.01	263.32	245.37	227.16	208.68	79.94	0.00		
42.80	C8	4.85	0.407	0.203	329.61	315.63	298.44	281.01	263.32	245.37	227.16	208.68	79.94	0.00		
47.65	C9	4.85	0.407	0.203	346.34	332.56	315.63	298.44	281.01	263.32	245.37	227.16	208.68	79.94	0.00	
52.50	C10	4.85	0.307	0.203	340.14	326.29	309.26	291.98	274.45	256.67	238.62	220.31	201.73	182.88	79.94	0.00
52.50	C10	4.85	0.307	0.203	340.14	326.29	309.26	291.98	274.45	256.67	238.62	220.31	201.73	182.88	79.94	0.00
Moyenne					216.819	201.472	195.393	177.463	176.316	166.189	156.915	155.625	110.287	89.139	53.291	0.000
EN (%)					14.57	13.54	13.13	11.93	11.85	11.17	10.55	10.46	7.41	5.99	3.58	0.00

Tableau C-VIII-26: Pertes par recul d'ancrage.

X	Câbles	L	Thêta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
4	C0	4.00	0.000	0.003	9.23	63.75	99.46										
8.85	C1	4.85	0.000	0.003	9.23	3.80	47.10	82.81									
13.7	C2	4.85	0.115	0.008	7.09	-	-	19.11	128.76								
13.70	C2	4.85	0.115	0.008	7.09	-	-	19.11	128.76								
18.55	C3	4.85	0.115	0.008	5.54	-	-	-	21.97	131.62							
18.55	C3	4.85	0.115	0.008	5.54	-	-	-	21.97	131.62							
23.40	C4	4.85	0.115	0.008	5.54	-	-	-	-	21.97	131.62						
28.25	C5	4.85	0.115	0.008	5.27	-	-	-	-	-	22.55	132.21					
28.25	C5	4.85	0.115	0.008	5.27	-	-	-	-	-	22.55	132.21					
33.10	C6	4.85	0.203	0.011	4.66	-	-	-	-	-	-	-	158.25				
37.95	C7	4.85	0.203	0.011	4.80	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28			
37.95	C7	4.85	0.203	0.011	4.80	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28			
42.80	C8	4.85	0.203	0.011	4.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28		
42.80	C8	4.85	0.203	0.011	4.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28		
47.65	C9	4.85	0.203	0.011	4.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28	
52.50	C10	4.85	0.203	0.011	4.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28
52.50	C10	4.85	0.203	0.011	4.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	158.28
Moyenne						3.97	8.62	7.57	20.10	21.94	16.07	26.44	19.78	45.22	63.31	52.76	158.28
En (%)						0.27	0.58	0.51	1.35	1.47	1.08	1.78	1.33	3.04	4.25	3.55	10.64

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C-VIII-27: Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

	N° câbles	v (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	34	2.85	0.299	2.55	98.11	15.78	443.89	3.61	10.61	0.71
FIN VSP	34	2.85	0.299	2.55	80.95	15.15	378.83	3.64	14.98	1.01
FIN V1	32	2.34	0.278	2.06	64.03	14.42	306.85	3.66	14.58	0.98
FIN V2	30	2.10	0.253	1.84	50.73	13.76	242.45	3.68	15.97	1.07
FIN V3	26	1.89	0.235	1.65	40.32	13.13	185.63	3.68	14.88	1.00
FIN V4	22	1.70	0.210	1.49	32.38	12.59	136.38	3.72	14.17	0.95
FIN V5	20	1.56	0.194	1.36	26.44	12.13	94.71	3.72	15.65	1.05
FIN V6	16	1.43	0.150	1.28	22.03	11.73	60.61	3.74	14.60	0.98
FIN V7	14	1.33	0.150	1.18	18.88	11.42	34.09	3.80	15.58	1.05
FIN V8	10	1.26	0.150	1.11	16.76	11.18	15.15	3.81	12.60	0.85
FIN V9	6	1.22	0.150	1.07	15.48	10.99	3.79	3.94	8.80	0.59
FIN V10	4	1.20	0.150	1.05	14.97	10.97	0.00	3.79	6.05	0.41

Tableau C-VIII-28: Pertes par retrait

zone climatique	ϵ_r	E_p	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
A	0.0002	190 000	38	2.55376344

Tableau C-VIII-29: Pertes par fluage

	N° câbles	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	34	2.85	0.299	2.55	98.11	15.78	443.89	3.61	57.85	3.888
FIN VSP	34	2.85	0.299	2.55	80.95	15.15	378.83	3.64	81.69	5.490
FIN V1	32	2.34	0.278	2.06	64.03	14.42	306.85	3.66	79.53	5.345
FIN V2	30	2.10	0.253	1.84	50.73	13.76	242.45	3.68	87.12	5.855
FIN V3	26	1.89	0.235	1.65	40.32	13.13	185.63	3.68	81.15	5.453
FIN V4	22	1.70	0.210	1.49	32.38	12.59	136.38	3.72	77.30	5.195
FIN V5	20	1.56	0.194	1.36	26.44	12.13	94.71	3.72	85.35	5.736
FIN V6	16	1.43	0.150	1.28	22.03	11.73	60.61	3.74	79.62	5.351
FIN V7	14	1.33	0.150	1.18	18.88	11.42	34.09	3.80	85.00	5.713
FIN V8	10	1.26	0.150	1.11	16.76	11.18	15.15	3.81	68.74	4.620
FIN V9	6	1.22	0.150	1.07	15.48	10.99	3.79	3.94	47.98	3.224
FIN V10	4	1.20	0.150	1.05	14.97	10.97	0.00	3.79	32.98	2.216

Tableau C-VIII-30: Pertes par relaxation

	N° câbles	Seg pi	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	34	1256.60	0.676	0.43	46.29	3.11
FIN VSP	34	1262.93	0.679	0.43	47.17	3.17
FIN V1	32	1270.46	0.683	0.43	48.22	3.24
FIN V2	30	1274.47	0.685	0.43	48.79	3.28
FIN V3	26	1274.87	0.685	0.43	48.84	3.28
FIN V4	22	1291.57	0.694	0.43	51.22	3.44
FIN V5	20	1289.00	0.693	0.43	50.85	3.42
FIN V6	16	1298.00	0.698	0.43	52.15	3.50
FIN V7	14	1316.91	0.708	0.43	54.92	3.69
FIN V8	10	1322.95	0.711	0.43	55.81	3.75
FIN V9	6	1373.15	0.738	0.43	63.49	4.27
FIN V10	4	1323.67	0.712	0.43	55.92	3.76

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C-VIII-31: Pertes totales

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES DIFFEREES	15.551	15.126	14.620	14.350	14.323	13.201	13.374	12.769	11.498	11.092	7.718	11.043
PERTES INSTANTANES	9.034	9.792	9.769	9.353	8.910	9.675	9.228	9.766	9.170	8.095	8.182	5.686
Total (%)	24.585	24.918	24.388	23.703	23.233	22.876	22.602	22.535	20.669	19.187	15.900	16.729

Tableau C-VIII-32: Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

	v (m)	v' (m)	i (m4)	s (m2)	Nf	Nc	P F	P C	ef (m)	ec (m)	M (KN.m)	σ ^{Sup} (MPa)	σ ^{Inf} (MPa)	verf sup	verf inf
début VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	vérifier	vérifier
1/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	2	0.00	6.36	0	1.05	12.78	1.39	0.09	vérifier	vérifier
2/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	4	0.00	12.72	0	1.05	15.65	1.47	0.98	vérifier	vérifier
3/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	6	0.00	19.08	0	1.05	18.42	1.52	1.87	vérifier	vérifier
4/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	8	0.00	25.44	0	1.05	20.79	1.53	2.79	vérifier	vérifier
FIN V 10	2	1.2	14.97	10.97	0	10	0.00	31.81	0	1.05	25.75	1.88	3.51	vérifier	vérifier
FIN V 9	2.02	1.22	15.48	10.99	4	12	14.27	31.81	1.87	1.07	39.74	3.64	2.44	vérifier	vérifier
FIN V 8	2.07	1.26	16.76	11.18	6	12	20.56	31.81	1.92	1.11	43.62	3.86	2.22	vérifier	vérifier
FIN V 7	2.15	1.33	18.88	11.42	10	12	33.64	31.81	2	1.18	46.32	3.79	2.16	vérifier	vérifier
FIN V 6	2.25	1.43	22.03	11.73	14	10	45.99	25.44	2.1	1.28	40.75	3.01	1.64	vérifier	vérifier
FIN V 5	2.38	1.56	26.44	12.13	16	8	52.52	19.08	2.23	1.41	34.71	2.28	1.11	vérifier	vérifier
FIN V 4	2.54	1.70	32.38	12.59	20	6	65.41	12.72	2.39	1.55	19.76	1.01	1.01	vérifier	vérifier
FIN V 3	2.72	1.89	40.32	13.13	22	4	71.62	6.36	2.57	1.74	9.69	0.39	0.55	vérifier	vérifier
FIN V 2	2.93	2.10	50.73	13.76	26	2	84.13	0.00	2.78	1.95	2.68	0.15	-0.11	vérifier	vérifier
FIN V 1	3.16	2.34	64.03	14.42	30	0	96.20	0.00	3.01	0	-13.12	-0.65	0.48	vérifier	vérifier
FIN VSP P 01	3.65	2.85	80.95	15.15	32	0	101.89	0.00	3.5	0	-35.95	-1.62	1.27	vérifier	vérifier
AXE VSP P 01	3.65	2.85	98.11	15.782	34	0	108.74	0.00	3.5	0	-107.63	-4.00	3.13	vérifier	vérifier
FIN VSP P 01	3.65	2.85	80.95	15.15	32	0	101.89	0.00	3.5	0	-49.24	-2.22	1.73	vérifier	vérifier
FIN V 01	3.16	2.34	64.03	14.42	30	2	96.20	0.00	3.01	2.19	-22.76	-1.12	0.83	vérifier	vérifier
FIN V 02	2.93	2.10	50.73	13.76	26	4	84.13	0.00	2.78	1.95	-13.85	-0.80	0.57	vérifier	vérifier
FIN V 03	2.72	1.89	40.32	13.13	22	6	71.62	0.00	2.57	1.74	-1.16	-0.08	0.05	vérifier	vérifier
FIN V 04	2.54	1.70	32.38	12.59	20	8	65.41	6.36	2.39	1.55	21.78	1.44	-0.12	vérifier	vérifier
FIN V 05	2.38	1.56	26.44	12.13	16	10	52.52	12.72	2.23	1.41	33.54	2.46	0.13	vérifier	vérifier
FIN V 06	2.25	1.43	22.03	11.73	14	12	45.99	19.08	2.1	1.28	49.25	4.16	0.02	vérifier	vérifier
FIN V 07	2.15	1.33	18.88	11.42	10	14	33.64	25.44	2	1.18	52.61	4.80	0.64	vérifier	vérifier
FIN V 08	2.07	1.26	16.76	11.18	6	16	20.56	31.81	1.92	1.11	53.02	5.02	1.52	vérifier	vérifier
FIN V 09	2.02	1.22	15.48	10.99	4	18	14.27	31.81	1.87	1.07	55.75	5.73	1.18	vérifier	vérifier
FIN V 10	2	1.2	14.97	10.97	0	18	0.00	31.81	0	1.05	44.82	4.43	1.98	vérifier	vérifier
AXE VSC P01-P02	2	1.2	14.97	10.97	0	18	0.00	31.81	0	1.05	44.97	4.45	1.97	vérifier	vérifier

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C-VIII-33: Vérification des contraintes en phase de service : en charge.

	v (m)	v' (m)	i (m4)	s (m2)	Nf	Nc	P F	P C	ef (m)	ec (m)	M (KN.m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	verf sup	verf inf
début VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	vérifier	vérifier
1/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	2	0.00	6.36	0	1.05	12.78	1.39	0.09	vérifier	vérifier
2/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	4	0.00	12.72	0	1.05	15.65	1.47	0.98	vérifier	vérifier
3/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	6	0.00	19.08	0	1.05	18.42	1.52	1.87	vérifier	vérifier
4/5 VSC	2	1.2	14.97	10.97	0	8	0.00	25.44	0	1.05	20.79	1.53	2.79	vérifier	vérifier
FIN V 10	2	1.2	14.97	10.97	0	10	0.00	31.81	0	1.05	49.48	5.05	1.61	vérifier	vérifier
FIN V 9	2.02	1.22	15.48	10.99	4	12	14.27	31.81	1.87	1.07	63.34	6.72	0.58	vérifier	vérifier
FIN V 8	2.07	1.26	16.76	11.18	6	12	20.56	31.81	1.92	1.11	70.61	7.20	0.19	vérifier	vérifier
FIN V 7	2.15	1.33	18.88	11.42	10	12	33.64	31.81	2	1.18	75.33	7.09	0.12	vérifier	vérifier
FIN V 6	2.25	1.43	22.03	11.73	14	10	45.99	25.44	2.1	1.28	70.51	6.04	-0.29	vérifier	vérifier
FIN V 5	2.38	1.56	26.44	12.13	16	8	52.52	19.08	2.23	1.41	64.05	4.93	-0.62	vérifier	vérifier
FIN V 4	2.54	1.70	32.38	12.59	20	6	65.41	12.72	2.39	1.55	47.64	3.20	-0.46	vérifier	vérifier
FIN V 3	2.72	1.89	40.32	13.13	22	4	71.62	6.36	2.57	1.74	35.15	2.11	-0.64	vérifier	vérifier
FIN V 2	2.93	2.10	50.73	13.76	26	2	84.13	0.00	2.78	1.95	24.85	1.44	-1.03	vérifier	vérifier
FIN V 1	3.16	2.34	64.03	14.42	30	0	96.20	0.00	3.01	0	4.95	0.24	-0.18	vérifier	vérifier
FIN VSP P 01	3.65	2.85	80.95	15.15	32	0	101.89	0.00	3.5	0	-22.76	-1.03	0.80	vérifier	vérifier
AXE VSP P 01	3.65	2.85	98.11	15.782	34	0	108.74	0.00	3.5	0	-98.06	-3.65	2.85	vérifier	vérifier
FIN VSP P 01	3.65	2.85	80.95	15.15	32	0	101.89	0.00	3.5	0	-37.39	-1.69	1.32	vérifier	vérifier
FIN V 01	3.16	2.34	64.03	14.42	30	2	96.20	0.00	3.01	2.19	-7.22	-0.36	0.26	vérifier	vérifier
FIN V 02	2.93	2.10	50.73	13.76	26	4	84.13	0.00	2.78	1.95	5.08	0.29	-0.21	vérifier	vérifier
FIN V 03	2.72	1.89	40.32	13.13	22	6	71.62	0.00	2.57	1.74	20.85	1.41	-0.98	vérifier	vérifier
FIN V 04	2.54	1.70	32.38	12.59	20	8	65.41	6.36	2.39	1.55	46.56	3.38	-1.42	vérifier	vérifier
FIN V 05	2.38	1.56	26.44	12.13	16	10	52.52	12.72	2.23	1.41	60.72	4.91	-1.47	vérifier	vérifier
FIN V 06	2.25	1.43	22.03	11.73	14	12	45.99	19.08	2.1	1.28	78.49	7.15	-1.88	vérifier	vérifier
FIN V 07	2.15	1.33	18.88	11.42	10	14	33.64	25.44	2	1.18	83.52	8.32	-1.54	vérifier	vérifier
FIN V 08	2.07	1.26	16.76	11.18	6	16	20.56	31.81	1.92	1.11	85.20	9.00	-0.91	vérifier	vérifier
FIN V 09	2.02	1.22	15.48	10.99	4	18	14.27	31.81	1.87	1.07	88.74	10.04	-1.42	vérifier	vérifier
FIN V 10	2	1.2	14.97	10.97	0	18	0.00	31.81	0	1.05	78.16	8.88	-0.69	vérifier	vérifier
AXE VSC P01-P02	2	1.2	14.97	10.97	0	18	0.00	31.81	0	1.05	44.97	4.45	1.97	vérifier	vérifier

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau C-VIII-34: Modes Propres ; Résultats MIDAS CIVIL 2022.

Mode No	fréquence (Hz)	période (s)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
			MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.938667	1.06534	0	0	82.62	82.62	0	0
2	1.050756	0.951696	25.95	25.95	0	82.62	4.93	4.93
3	1.507015	0.663563	67.49	93.44	0	82.62	2.52	7.45
4	1.84879	0.540894	0	93.44	0.04	82.66	0	7.45
5	2.233324	0.447763	2.06	95.5	0	82.66	0.1	7.55
6	2.415875	0.413929	0	95.5	9.41	92.06	0	7.55
7	2.559573	0.39069	0.07	95.57	0	92.06	66.53	74.08
8	3.513351	0.284629	0.07	95.64	0	92.06	0	74.08
9	4.133401	0.241932	0	95.64	0	92.06	0	74.08
10	5.650774	0.176967	0	95.65	0	92.06	12.64	86.72
11	5.817445	0.171897	0	95.65	0.97	93.03	0	86.72
12	6.384152	0.156638	0.01	95.65	0	93.03	0	86.72
13	6.926244	0.144378	0.01	95.66	0	93.03	0.34	87.06
14	7.323463	0.136547	0	95.66	0.01	93.04	0	87.06
15	7.832831	0.127668	0.16	95.83	0	93.04	0.03	87.09
16	9.184703	0.108877	0	95.83	0.18	93.22	0	87.09
17	9.337163	0.107099	0.01	95.83	0	93.22	0	87.09
18	11.560854	0.086499	0	95.83	3.95	97.17	0	87.09
19	11.632966	0.085963	0	95.83	0	97.17	4.04	91.12
20	13.058888	0.076576	0	95.83	0.12	97.29	0	91.12

ANNEXE D
FERRAILLAGE

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieur (Calcul de Section A2 en Flexion Simple)

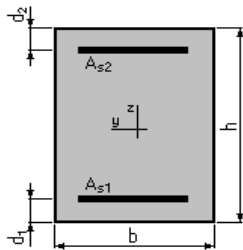
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-303,41	0,00
Etat Limite de Service	-227,40	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -303,41$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 53,9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,53$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -227,40$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,44

Position de l'axe neutre: $y = 12,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,7$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 346,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

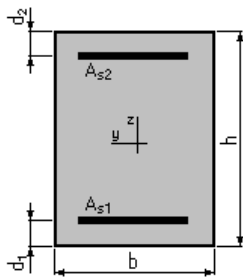
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	180,04	0,00
Etat Limite de Service	135,01	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,70$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 180,04$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 3,8$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 23,5$	(cm)		

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,79$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 135,01$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,43
Position de l'axe neutre: $y = 9,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 21,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 349,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

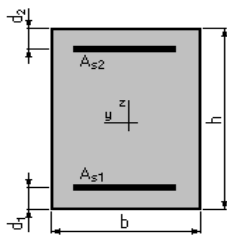
Calcul de Section en Flexion Composée Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ⁰	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-405,98	-186,38
2.	ELS	-304,26	-139,90

ANNEXE D : FERRAILLAGE

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 14,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,33 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,15 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = -405,98 (kN)** **M = -186,38 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 44,5 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,27 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS **N = -304,26 (kN)** **M = -139,90 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,50
Position de l'axe neutre:	$y = 7,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 42,4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 332,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Composée Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

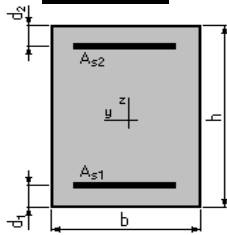
Béton: $f_{c28} = 45,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

ANNEXE D : FERRAILLAGE

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-405,98	72,39
2.	ELS	-304,26	48,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,21$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -405,98 (kN) M = 72,39 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -3,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 45,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = -304,26 (kN) M = 48,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = -59,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 45,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 22,1$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 5,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis inférieur (Calcul de Section $I5_{sup}$ en Flexion Simple)

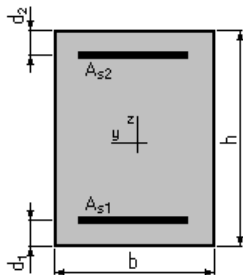
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 75,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-72,39	0,00
Etat Limite de Service	-54,30	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -72,39$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 69,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,31$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -54,30$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Coefficient de sécurité: 5,94
Position de l'axe neutre: $y = 13,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 65,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 7,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

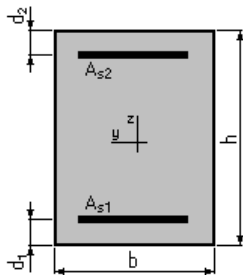
Ferrailage de VSC en Flexion Simple Hourdis supérieur (Calcul de Section A2 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-370,35	0,00
Etat Limite de Service	-277,15	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,29$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -370,35$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 53,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,66$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -277,15$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,44

Position de l'axe neutre: $y = 14,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 346,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieur (Calcul de Section A3 en Flexion Simple)

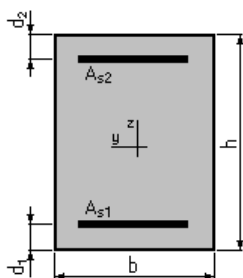
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	183,02	0,00
Etat Limite de Service	137,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

ANNEXE D : FERRAILLAGE

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,72$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 183,02$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 23,5$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,82$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 137,05$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,43	
Position de l'axe neutre:	$y = 9,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 21,9$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 13,6$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 348,5$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)	

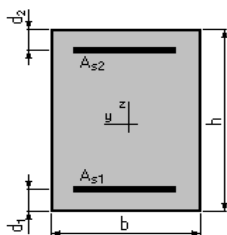
Calcul de Section en Flexion Composée Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

$d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-479,31	-183,28
2.	ELS	-358,48	-137,76

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -479,31 (kN) M = -183,28 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 1,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 44,6$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,22$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = -358,48 (kN) M = -137,76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,51
Position de l'axe neutre: $y = 7,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 42,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 330,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\lim} = 500,0$ (MPa)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Composée Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

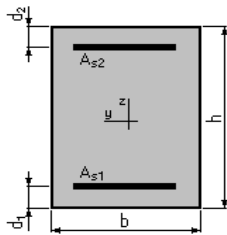
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-520,15	76,61
2.	ELS	-388,73	57,23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 1,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = -520,15 (kN) M = 76,61 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = - infini	
Bras de levier:	Z = 45,0 (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \quad (\text{MPa})$$

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Cas N° 2: Type ELS $N = -388,73$ (kN) $M = 57,23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,54
Position de l'axe neutre: $y = -\infty$
Bras de levier: $Z = 45,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 26,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 5,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

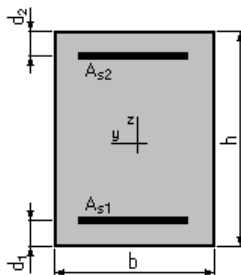
Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis inférieur (Calcul de Section I5 INF en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	29,77	0,00
Etat Limite de Service	21,58	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,18$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18$ (%)		

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 29,77$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,58 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,39$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 21,58$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,37

Position de l'axe neutre: $y = 5,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 13,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 SUP en Flexion Simple)

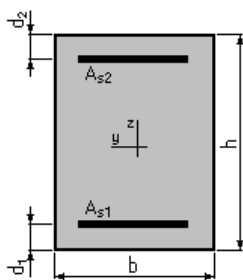
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 45,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-83,07	0,00
Etat Limite de Service	-62,01	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

ANNEXE D : FERRAILLAGE

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 7,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,31$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,18$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -83,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 24,3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,72$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = -62,01$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,44	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 22,8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,3$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 346,3$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)	

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Composée MUR FRONTAL

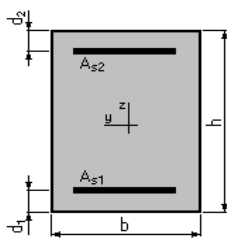
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 310,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1062,20	-753,12
2.	ELU	1433,97	-1071,44

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 31,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 62,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 1550,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELS N = 1062,20 (kN) M = -753,12 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	26,87
Position de l'axe neutre:	$y = 264,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 217,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,8$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 1,3$ (MPa)
comprimée:	$\sigma'_s = 11,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Cas N° 2: Type ELU $N = 1433,97$ (kN) $M = -1071,44$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 24,83 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 221,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 216,6$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,33$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 265,6$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

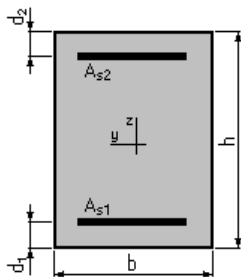
Calcul de Section en Flexion Simple MUR GARDE GRÈVE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 35,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	201,07	0,00
Etat Limite de Service	150,27	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,76$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17$ (%)		

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 201,07$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,94$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 150,27$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 252,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple DALLE DE TRANSITION

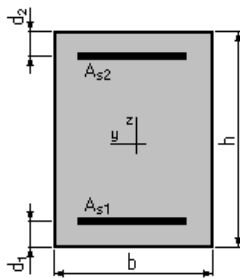
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	146,27	0,00
Etat Limite de Service	108,81	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

ANNEXE D : FERRAILLAGE

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,79 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,18 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 146,27 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 23,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,05 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 108,81 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 9,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 21,8 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10,4 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 252,8 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8 \text{ (MPa)}$	

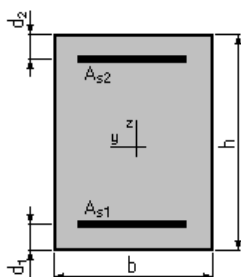
Calcul de Section en Flexion Simple Mur en retour selon Mxx

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



ANNEXE D : FERRAILLAGE

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	390,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 32,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,58$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 390,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 18,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 48,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple Mur en retour selon Myy

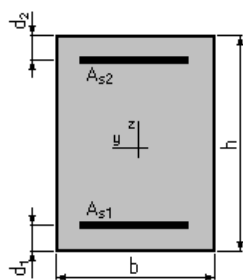
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



ANNEXE D : FERRAILLAGE

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	132,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 6,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,19$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 132,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 51,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 25,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous pile selon moment Mxx nappe inferieur

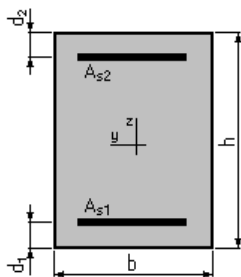
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



ANNEXE D : FERRAILLAGE

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 350,0$ (cm)
 $d_1 = 10,0$ (cm)
 $d_2 = 10,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	16597,60	0,00
Etat Limite de Service	10531,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	23785,10	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 144,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 44,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,43$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 16597,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,24 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 31,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 327,7$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,01$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 10531,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,06
Position de l'axe neutre: $y = 101,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 306,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 238,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 252,8$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 23785,10$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 27,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 329,1$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,88$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous pile selon moment M_{xx} nappe supérieur

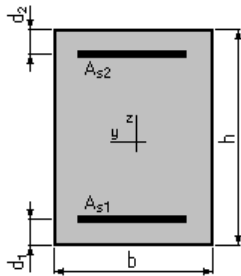
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-9091,70	0,00
Etat Limite de Service	-4995,70	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-13216,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 79,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -9091,70$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 17,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 333,3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,53$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -4995,70$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Position de l'axe neutre: $y = 78,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 313,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 30,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s,lim} = 252,8$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -13216,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 15,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 334,1$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,46$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

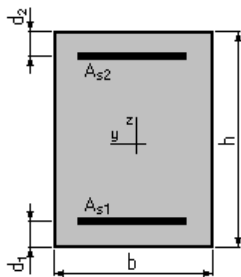
Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous pile selon moment Myy nappe inf

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 350,0$ (cm)
 $d_1 = 10,0$ (cm)
 $d_2 = 10,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	20716,30	0,00
Etat Limite de Service	11691,40	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	29320,70	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Section théorique	$A_{s1} = 179,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 44,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,53 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 20716,30 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,22	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 38,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 324,7 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,28 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 11691,40 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,18	
Position de l'axe neutre:	$y = 111,1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 303,0 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,9 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 214,8 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELA $M_{\text{max}} = 29320,70 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 34,1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 326,5 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,11 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous pile selon moment Myy nappe sup

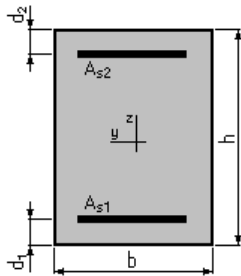
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-12326,50	0,00
Etat Limite de Service	-6773,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	17211,60	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 103,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 85,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 44,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = N/A$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -12326,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 16,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 333,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 39,1$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -6773,20$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Coefficient de sécurité: 1,02
Position de l'axe neutre: $y = 70,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 316,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 27,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 248,4$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 56,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 252,8$ (MPa)

Cas ELA $M_{\text{max}} = 17211,60$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 18,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 332,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,56$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 49,9$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous culée selon moment Mxx nappe inferieur

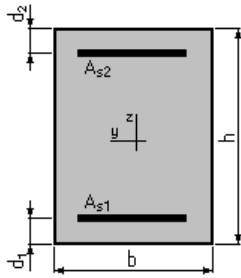
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

ANNEXE D : FERRAILLAGE



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 250,0$ (cm)
 $d_1 = 10,0$ (cm)
 $d_2 = 10,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4721,78	0,00
Etat Limite de Service	3505,12	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4176,73	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 63,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 26,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,27$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 4721,78$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 17,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 233,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,78$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 3505,12$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 58,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 220,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 4176,73$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,78 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 15,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 233,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,68$ (‰)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous culée selon moment M_{xx} nappe supérieur

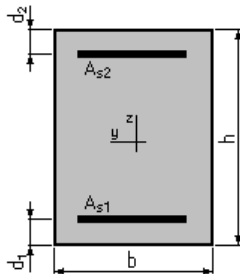
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 250,0$ (cm)
 $d_1 = 10,0$ (cm)
 $d_2 = 10,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2439,90	0,00
Etat Limite de Service	-1327,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-2724,90	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 26,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -2439,90$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,10 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 7,1$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Bras de levier: $Z = 237,1$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,31$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -1327,04$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,11
Position de l'axe neutre: $y = 39,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 226,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: $\sigma_s' = 16,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = -2724,90$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,13 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 237,5$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,27$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

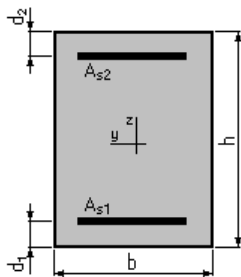
Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous culée selon moment Myy nappe inférieure

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 250,0$ (cm)

$d_1 = 10,0$ (cm)

$d_2 = 10,0$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4539,04	0,00
Etat Limite de Service	3353,33	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	5126,83	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 60,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 26,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,25$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 4539,04$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 16,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 233,3$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,75$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 3353,33$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 57,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 220,8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,3$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)	

Cas ELA $M_{\max} = 5126,83$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,39	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 14,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 234,1$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,65$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)	

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Calcul de Section en Flexion Simple Semelle sous culée selon moment Myy nappe supérieur

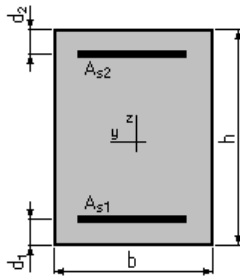
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 250,0$ (cm)

$d_1 = 10,0$ (cm)

$d_2 = 10,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2653,69	0,00
Etat Limite de Service	-1350,87	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-2278,51	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 26,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -2653,69$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 237,1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,31$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Cas ELS $M_{\max} = -1350,87$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,09

Position de l'axe neutre: $y = 39,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 226,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 16,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = -2278,51$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 237,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,27$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Ferrailage longitudinal de Pieux de semelle sous pile

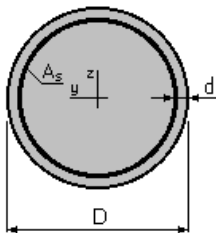
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	-2482,81	0,02	4,02
2.	ELU	-4457,61	0,04	7,30
3.	ELA	-9102,98	2311,32	-328,11

4. Résultats:

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 276,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 22,6$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 2,44$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = -2482,81$ (kN) $M_y = 0,02$ (kN*m) $M_z = 4,02$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,76

Position de l'axe neutre: $y = -8960,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 55,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 90,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = -4457,61$ (kN) $M_y = 0,04$ (kN*m) $M_z = 7,30$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,69 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = -23,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = -9102,98$ (kN) $M_y = 2311,32$ (kN*m) $M_z = -328,11$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 109,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,99$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

comprimée: $\sigma_s' = 102,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée Ferrailage longitudinal de pieux de semelle sous culée

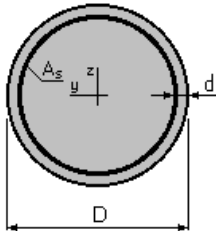
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	-3690,57	31,54	7,20
2.	ELU	-4755,28	47,59	9,22
3.	ELA	-3898,64	1054,38	8,26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 152,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 22,6$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,35$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = -3690,57$ (kN) $M_y = 31,54$ (kN*m) $M_z = 7,20$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = -1648,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 55,0$ (cm)

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = -4755,28 (kN)** **M_y = 47,59 (kN*m)** **M_z = 9,22 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,39 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = -492,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 0,0$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = -3898,64 (kN)** **M_y = 1054,38 (kN*m)** **M_z = 8,26 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,27 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 9,0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 110,4$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,85$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 71,3$ (MPa)