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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT

Présenté par :

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Encadré par :

Mr. SEBAH Omar
Mme. MAHIAOUI Mahdia.Y

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A ma chère maman, une femme extraordinaire qui a tant sacrifié pour moi. Tout au long de ma vie, tu as fait preuve d'un amour inconditionnel, d'un dévouement sans limites et d'un soutien inébranlable.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin tout au long de ma vie.

DIAB MOHAMMED

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A ma chère maman qui a donné tant de sacrifice pour me voir grandir et réussir dans cette vie. Chaque pas que j'ai franchi vers le succès est le fruit de tes efforts et de tes sacrifices silencieux.

A mon frère pour son soutien et encouragement.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin tout au long de ma vie.

A la mémoire de mon cher père, chaque réussite que j'accomplis est dédiée à ta mémoire, car c'est grâce à tes enseignements et à ton exemple que j'ai pu me surpasser. Ta voix résonne toujours en moi, me rappelant de toujours persévérer et de croire en mes rêves, je suis fier d'être ton fils, et je promets de faire tout mon possible pour honorer ton héritage et rendre le monde meilleur, à l'image de l'homme extraordinaire que tu étais. Que ton âme repose en paix.

ZOUAI SOFIANE

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre gratitude premièrement à **Allah**, le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la patience, la santé et la volonté nécessaires tout au long de nos études et pour accomplir ce travail.

Nous remercions particulièrement **nos familles** pour les sacrifices, qu'elles ont faites pour que nous puissions dépasser tout obstacle durant toute nos années d'étude.

Nous remercions l'ensemble de nos enseignants durant notre cursus universitaire.

Nous tenons à exprimer nos sincère remerciement à **Mr SEBAH** et **Madame MAHIAOUI** qui nous ont accompagné tout le long de ce travail avec beaucoup de patience et de pédagogie, aussi tout le personnel de **SAPTA**.

Nous exprimions toute nos reconnaissances à tous les enseignants de **l'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS** et particulièrement le département **d'INFRASTRUCTURES DE BASE** qui ont assuré de main de maitre notre formation.

Nos remerciements s'adressent aussi, aux membres du **jury** d'avoir le temps pour lire et évaluer notre travail.

Résumé

L'objectif de ce travail est la conception et l'étude du viaduc V30.2 situé au point kilométrique PK 30+181 de 1238 m au niveau du barrage de Tabellout reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'EULMA.

Nous avons commencé notre travail par une généralité concernant les ponts et on introduira les différents types. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes, et on se basant sur une analyse multicritères, on a opté pour un pont en caisson à hauteur variable par encorbellements successifs. Après l'évaluation des charges et les surcharges, on a entamé le dimensionnement du tablier qui commence par la stabilité du fléau, la précontrainte, le ferraillage et les équipements. Ensuite on est passé à l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Conception et étude, pont en caisson à hauteur variable, encorbellement successif, fléau, précontrainte, infrastructure.

Abstract

The objective of this work is the design and study of the viaduct V30.2 which is located at the kilometer point PK 30+181; spanning a length of 1238 meters, at the Tabellout Dam connecting the port of DJEN DJEN to the East-West Highway at EULMA.

We began our work by providing an overview of bridges and introducing different types. Subsequently, we conducted a general design phase where we proposed three options, and upon a multicriteria analysis, we have chosen a variable-depth box girder bridge with successive cantilevers. After evaluating the loads, we proceeded with the design of the deck, starting with the stability of the cantilever, prestressing, reinforcement, and equipment. Then, we moved on to the study of the infrastructure.

Keywords: Design and study, variable-depth box girder bridge, successive cantilever, cantilever, prestressing, infrastructure.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة الجسر رقم 30.2 المتواجد في النقطة الكيلومترية 30+181 بطول 1238 متر على مستوى سد تابلوط الذي يربط ميناء جن جن بالطريق السيار شرق-غرب على مستوى العلمة.

بدأنا عملنا بعرض عام حول الجسور وتقديم أنواعها المختلفة. ثم أجرينا التصميم العام، حيث وضعنا 3 مقترحات، وبناءً على تحليل متعدد المعايير، اخترنا انشاء جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي. بعد تقييم الحمولات والحمولات الزائدة، انطلقنا في انشاء الجزء العلوي للجسر، مستخدمين سابقة الاجهاد والتسليح وأنهينا العمل بدراسة البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: تصميم ودراسة، جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير، التتابع المتتالي، سابقة الاجهاد، البنية التحتية.

SOMMAIRE

INRODUCTION GENERALE **1**

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 INTRODUCTION 2
I.2 LES ELEMENTS D'UN PONT 2
I.2.1 Les fondations 2
I.2.2 Les appuis 2
I.2.3 Le tablier 3
I.3 TYPES DE PONTS 3
I.3.1 Ponts voutés et pont en arc 3
I.3.2 Ponts à poutres 4
I.3.3 Ponts suspendus 4
I.3.4 Ponts haubanés 5
I.4 CONCLUSION 5

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION 6
II.2 PRESENTATION DU PROJET 6
II.2.1 Situation du projet 6
II.2.2 Objectif de réalisation de cet ouvrage 6
II.2.3 Obstacle à franchir 7
II.2.4 Les données de l'ouvrage 7
II.2.4.1 Tracé en plan 7
II.2.4.2 Profil en long 7
II.2.4.3 Profil en travers 8
II.2.5 Les données naturelles 8
II.2.5.1 Topographie 8
II.2.5.2 Climat 8
II.2.5.3 Sismicité 9
II.2.5.4 Hydrologie de site 9
II.2.5.5 Géologie de site 9

II.3 CONCLUSION 9

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION 10
III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 10
III.2.1 Variante 01 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellement successif » 10
III.2.1.1 Conception longitudinale 10
III.2.1.2 Découpage des voussoirs 10
III.2.1.3 Conception transversale 11
III.2.1.4 Conception de l'infrastructure 12
III.2.2 Variante 02 : « Pont mixte acier-béton bipoutres » 14
III.2.2.1 Conception longitudinale 14
III.2.2.2 Conception transversale 14
III.2.2.3 Conception de l'infrastructure 16
III.2.3 Variante 03 : « Pont métallique (Bow-string) » 18
III.2.3.1 Conception longitudinale 18
III.2.3.2 Conception transversale 19
III.2.3.3 Conception de l'infrastructure 21
III.2.4 Devis estimatif et quantitatif 23
III.2.5 Analyse multicritère 29
III.3 CONCLUSION 30

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION 31
IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCULS 31
IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 31
IV.3.1 Béton 31
IV.3.2 Les armatures 31
IV.3.2.1 L'armature passive 31
IV.3.2.2 L'armature active 32
IV.3.3 Les contraintes admissibles 32
IV.3.3.1 Béton 32
IV.3.3.2 Les armatures 33

IV.4 EVALUATION DES ACTIONS 34
IV.4.1 Les actions hors trafic 34
IV.4.1.1 Actions permanentes 34
IV.4.1.2 Action thermique 35
IV.4.2 Les actions variables hors trafic 35
IV.4.2.1 Actions dues à l'eau 35
IV.4.3 Les actions dus au trafic 36
IV.4.3.1 Système de charge à considérer 36
IV.4.3.2 Caractéristiques du pont 36
IV.4.3.3 Les cas de chargement 36
IV.4.3.4 Système de charge A 38
IV.4.3.5 Système de charge B 40
IV.4.3.6 Charges militaires Mc120 42
IV.4.3.7 Charges exceptionnelle D240 43
IV.4.3.8 Coefficient de majoration dynamique 43
IV.4.3.9 Efforts de freinage 45
IV.5 CONCLUSION 46

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

V.1 INTRODUCTION 47
V.2 STABILITE DU FLEAU EN PHASE DE CONSTRUCTION 47
V.2.1 Les différentes phases de construction 47
V.2.2 Charges à prendre en compte 48
V.2.2.1 Poids propre du fléau 49
V.2.2.2 Charge due au vent 49
V.2.2.3 Charges de chantier connues 49
V.2.2.4 Charges de chantier aléatoires 49
V.2.2.5 Les actions accidentelles 50
V.2.3 Combinaisons d'action 50
V.2.4 Evaluation des efforts 51
V.2.5 Stabilisation du fléau par des câbles de clouage 53
V.2.5.1 Nombre de câbles 53
V.2.5.2 Calcul de la surface des cales 54
V.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 56

V.3.1 Combinaisons d'actions 56
V.3.2 Modélisation 56
V.3.3 Calcul longitudinal manuellement 57
V.3.3.1 Rappel sur la méthode des trois moments dans le cas d'une hauteur variable paraboliquement : 57
V.3.3.2 Calcul des sollicitations 58
V.3.4 Résultats des sollicitations par logiciel : 65
V.3.5 Comparaison entre les résultats de calcul manuel et de logiciel 65
V.3.6 Vérification de la flèche 66
V.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 66
V.4.1 Etude de la précontrainte de fléau 66
V.4.1.1 Détermination du nombre de câbles 66
V.4.1.2 La disposition des câbles 67
V.4.1.3 Tracé des câbles en plan 68
V.4.1.4 Tracé des câbles en élévation 69
V.4.1.5 Application numérique 70
V.4.2 Etude de la précontrainte de continuité 72
V.4.2.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 72
V.4.2.2 La disposition des câbles des travées principales 73
V.4.2.3 Tracé des câbles 73
V.4.2.4 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 75
V.4.2.5 La disposition des câbles 75
V.4.2.6 Tracé des câbles 76
V.4.3 Evaluation des pertes de précontrainte 77
V.4.3.1 Pertes de tension instantanées 77
V.4.3.2 Pertes de tension différées 78
V.4.3.3 Application sur les câbles du fléau 79
V.4.4 Vérification des contraintes normales 80
V.4.5 Armatures des zones tendues 81
V.4.6 Vérification des contraintes tangentielle 82
V.4.6.1 Vérification vis-à-vis l'ELS 82
V.4.6.2 Vérification vis-à-vis l'ELU 83
V.5 ETUDE TRANSVERSALE 85
V.5.1 Evaluation des efforts transversaux 85
V.5.1.1 Modélisation 85

V.5.1.2 Combinaisons d'action 86
V.5.1.3 Résultats 86
V.5.2 Ferraillage 86
V.5.2.1 Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du VSP 87
V.5.2.2 Ferraillage passif des voussoirs 88
V.6 CONCLUSION 89

CHAPITRE VI : EQUIPEMENTS DU PONT ET ETUDE SISMIQUE

VI.1 INTRODUCTION 90
VI.2 LES APPAREILS D'APPUIS EN ELASTOMERE FRETTE 90
VI.2.1 Evaluation des efforts 90
VI.2.2 Dimensionnement d'appareil d'appui 91
VI.3 LES APPAREILS D'APPUIS A POT 91
VI.3.1 La disposition des appareils d'appuis 92
VI.3.2 Evaluation des efforts verticaux appliquées sur les appareils d'appuis 93
VI.3.3 Evaluation des efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants 93
VI.3.4 Evaluation des efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui fixe ... 94
VI.3.5 Choix des appareils d'appuis 94
VI.4 DES D'APPUIS 97
VI.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis 97
VI.4.2 Ferraillage des dés d'appuis 98
VI.5 ETUDE SISMIQUE 99
VI.5.1 Les caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude 99
VI.5.2 Méthode de calcul 100
VI.5.3 Spectre de réponse - analyse dynamique linéaire – 100
VI.5.4 Les modes propres 101
VI.5.5 Combinaison d'actions 102
VI.6 AMORTISSEUR DE SHOC (SHOC TRANSMITTER DEVICE) 102
VI.6.1 Evaluation des efforts horizontaux 102
VI.6.2 Choix des amortisseurs 104
VI.6.3 Système de fixation 105
VI.7 JOINT DE CHAUSSEE 106
VI.7.1 Calcul de souffle 106
VI.7.2 Type de joint 107

VI.8 CONCLUSION 107

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

VII.1 INTRODUCTION 108
VII.2 ETUDE DE LA PILE 108
VII.2.1 Conception de la pile 108
VII.2.1.1 Vérification de la pile vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme 108
VII.2.2 Evaluation des efforts 109
VII.2.2.1 Efforts statiques 109
VII.2.2.2 Hydrodynamique 111
VII.2.2.3 Efforts sismiques 112
VII.2.2.4 Combinaisons des charges 112
VII.2.3 Ferraillage de la pile 113
VII.2.4 Ferraillage de la semelle 117
VII.2.5 Ferraillage des pieux 119
VII.3 ETUDE DE LA CULEE 121
VII.3.1 Prédimensionnement 121
VII.3.2 Evaluation des efforts 121
VII.3.2.1 Coefficient de poussée K_{ad} 121
VII.3.2.2 Détermination des sollicitations 122
VII.3.2.3 Vérifications de stabilité 122
VII.3.2.4 Ferraillage de la culée 122
VII.4 CONCLUSION 131

CONCLUSION GENERALE 132

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITES

Figure I-1 : Un pont âgé construit en pierres..... 2
Figure I-2 : Schéma longitudinal d'un pont à poutres droites..... 2
Figure I-3 : Pont en arc de sidi Rached-la wilaya de Constantine 4
Figure I-4 : Pont caissons sur la RN77 au niveau de barrage de Tabellout..... 4
Figure I-5 : pont suspendu d'Akashi Kaikyo-japan..... 5
Figure I-6 : pont haubané au de niveau de barrage de Beni Haroun-MILA 5

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II-1 : Situation géographique du site de projet..... 6
Figure II-2 : Une vue sur le barrage de Tabellout 7
Figure II-3 : Profil en long de projet 8
Figure II-4 : Profil en travers..... 8

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III-1 : Notation de dimensions 11
Figure III-2 : Les dimensions d'une poutre en acier..... 14
Figure III-3 : Les dimensions d'une poutre sur pile 15
Figure III-4 : Les dimensions d'une poutre a la clef..... 15
Figure III-5 : Coupe transversale d'entretoise..... 15
Figure III-6 : Vue longitudinale de l'arc 18
Figure III-7 : Coupe transversale de l'arc 19
Figure III-8 : Coupe transversale de la poutre latérale..... 19
Figure III-9 : Coupe transversale d'une pièce de pont..... 19
Figure III-10 : Coupe transversale d'une suspente 20
Figure III-11 : Répartition des boulons 20
Figure III-12 : Coupe transversale d'un contreventement 20

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Figure IV-1 : Limitation des contraintes de BP selon classe II 33
Figure IV-2 : Découpage des voussoirs..... 34
Figure IV-3 : La largeur roulable et la largeur chargeable 36
Figure IV-4 : Système de charges Bc 40
Figure IV-5 : Système de charges Br..... 41
Figure IV-6 : Système de charges Bt..... 41
Figure IV-7 : Convoi Mc120 42
Figure IV-8 : Convoi D240..... 43

CHAPITRE V : DIENSIONNEMENT DU TABLIER

Figure V-1 : Situation temporaire à considérer 50
Figure V-2 : Situation accidentelle à considérer 50
Figure V-3 : Géométrie du système de clouage 53
Figure V-4 : Modèle de calcul 56
Figure V-5 : Schéma statique avec la charge du poids propre. 58
Figure V-6 : Exemple de calcul de moment fléchissant à mi-travée. 58
Figure V-7 : Diagramme du moment fléchissant due au poids propre avec logiciel ROBOT. 59
Figure V-8 : Schéma statique avec la charge du CCP. 59
Figure V-9 : Diagramme du moment fléchissant due au CCP avec logiciel ROBOT. 60
Figure V-10 : Schéma statique avec positionnement de la surcharge A(l) pour un moment max. 60
Figure V-11 : Diagramme du moment fléchissant due au AL3V avec logiciel ROBOT. 60
Figure V-12 : Positionnement de la charge BC pour un moment maximal à mi-travée. 61
Figure V-13 : Positionnement de la charge BC pour un moment maximal sur pile. 61
Figure V-14 : Diagramme du moment fléchissant maximal due au BC3V avec logiciel ROBOT 62
Figure V-15 : Positionnement de la charge BC pour un effort tranchant maximal. 62
Figure V-16 : Positionnement de la charge D240 pour un moment maximal à mi-travée. 63
Figure V-17 : Positionnement de la charge D240 pour un moment maximal sur pile. 63
Figure V-18 : Diagramme du moment fléchissant maximal due au D240 avec logiciel ROBOT 64
Figure V-19 : Positionnement de la charge D240 pour un effort tranchant maximal. 64
Figure V-20 : Diagramme du moment fléchissant maximal à l'ELU 65
Figure V-21 : Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU 65
Figure V-22 : Diagramme du moment fléchissant maximal à l'ELS 65
Figure V-23 : Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELS 65
Figure V-24 : La flèche maximale du tablier en service 66
Figure V-25 : La disposition des câbles et d'ancrages au niveau du VSP 68
Figure V-26 : Tracé en plan des câbles 68
Figure V-27 : Tracé en élévation des câbles 69
Figure V-28 : Tracé en plan et en élévation des câbles des fléaux 71
Figure V-29 : La disposition des ancrages et câbles de continuité des travées principales 73
Figure V-30 : Tracé en plan et en élévation des câbles de continuité des travées principales . 74
Figure V-31 : La disposition des ancrages et câbles de continuité pour les travées de rives ... 75
Figure V-32 : Tracé en plan et en élévation des câbles de continuité des travées de rives 76
Figure V-33 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension 77
Figure V-34 : Diagramme des contraintes à x = 1125.23 m (Fin V08) 81
Figure V-35 : Effort de la précontrainte 82
Figure V-36 : Vue en 3D du caisson sur pile 85
Figure V-37 : Vue en 3D du caisson à la clef 85
Figure V-38 : Sections à justifier selon le guide SETRA. 86
Figure V-39 : Ferraillage du voussoir sur pile 89
Figure V-40 : Ferraillage du voussoir à la clef. 89

CHAPITRE VI : EQUIPEMENTS DU PONT ET ETUDE SISMIQUE

Figure VI-1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui 91
Figure VI-2 : Les éléments d'un appareil d'appui à pot 92
Figure VI-3 : La disposition des appareils d'appuis 92
Figure VI-4 : Schéma d'un appareil d'appui à pot fixe 95
Figure VI-5 : Schéma d'un appareil d'appui à pot glissant guidé 95
Figure VI-6 : Schéma d'un appareil d'appui à pot glissant libre 95
Figure VI-7 : Schéma explicatif de ferraillage (BAEL) 98
Figure VI-8 : Modèle de calcul multimodales 100
Figure VI-9 : Vue sur la pile (Modèle de calcul multimodales) 101
Figure VI-10 : Tens shoc trasmitter device (TSTD) 104
Figure VI-11 : Les dimensions et la disposition des amortisseurs de type TSTD 105
Figure VI-12 : La disposition de l'amortisseur dans la pile 01 105
Figure VI-13 : Plan de ferraillage de plot de fixation sur pile 106
Figure VI-14 : Joint de chaussée de type WP 107

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

Figure VII-1 : La poussée hydrostatique 109
Figure VII-2 : Vue en plan sur pile immergée dans l'eau 110
Figure VII-3 : Vue transversale sur la base des piles 110
Figure VII-4 : Un dessin illustratif de masse d'eau appliquée sur les piles 111
Figure VII-5 : Schéma de referment pour l'évaluation d'eau entraînée 111
Figure VII-6 : Abaques de WALTHER 113
Figure VII-7 : Plan de ferraillage du chevêtre et pile 06 116
Figure VII-8 : La disposition des pieux 117
Figure VII-9 : La méthode des moments 117
Figure VII-10 : Abaques de WALTHER 120
Figure VII-11 : Plan de ferraillage de la semelle et des pieux 120
Figure VII-12 : Plan de ferraillage de mur garde grève 124
Figure VII-13 : Modèle de calcul de mur en retour 125
Figure VII-14 : Plan de ferraillage de mur en retour 126
Figure VII-15 : La disposition des pieux 128
Figure VII-16 : La méthode des moments 129
Figure VII-17 : Plan de ferraillage de la semelle 131

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III-1 : Découpage des voussoirs 11
Tableau III-2 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC. 11
Tableau III-3 : Dimensionnement des piles-pont voussoir 12
Tableau III-4 : Dimensionnement des culées-pont voussoir 13
Tableau III-5 : Les dimensions de la poutre métallique 14
Tableau III-6 : Dimensionnement des piles-pont mixte 16
Tableau III-7 : Dimensionnement des culées-pont mixte 17
Tableau III-8 : Dimensionnement des piles-pont bow-string 21
Tableau III-9 : Dimensionnement des culées-pont bow-string 22
Tableau III-10 : Devis estimatif et quantitatif de la première variante 23
Tableau III-11 : Devis estimatif et quantitatif de la deuxième variante 24
Tableau III-12 : Devis estimatif et quantitatif de la troisième variante 26
Tableau III-13 : Comparaison des trois variantes 29

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV-1 : Caractéristiques de béton 31
Tableau IV-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte 32
Tableau IV-3 : Contraintes admissibles à la compression de béton 33
Tableau IV-4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives 33
Tableau IV-5 : Poids dû aux CCP 34
Tableau IV-6 : Poids du tablier 34
Tableau IV-7 : Coefficient a1 38
Tableau IV-8 : Valeur de v0 39
Tableau IV-9 : Valeurs de A(l) 39
Tableau IV-10 : Valeur de bc 40
Tableau IV-11: Les valeurs de Bc 41
Tableau IV-12 : Valeur de bt 42
Tableau IV-13 : Les valeurs de Bt 42
Tableau IV-14 : Coefficient de majoration des charges B 43
Tableau IV-15 : Coefficient de majoration des charges Mc120 44
Tableau IV-16 : Efforts de freinage de charge A 45

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Tableau V-1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau 47
Tableau V-2 : Poids propre de chaque demi-fléau 49
Tableau V-3 : Les combinaisons d'action 51
Tableau V-4 : Evaluation des efforts tranchant de demi-fléau majoré 51
Tableau V-5 : Evaluation des efforts tranchant de demi-fléau minoré 51
Tableau V-6 : Evaluation des moments fléchissants de demi-fléau majoré 52

Tableau V-7 : Evaluation des moments fléchissants de demi-fléau minoré 52
Tableau V-8 : Calcul de nombre de câbles de clouage 54
Tableau V-9 : Valeurs de fbu 55
Tableau V-10 : Calcul des dimensions des cales 55
Tableau V-11 : Combinaisons de charges 56
Tableau V-12 : Les valeurs des sollicitations 65
Tableau V-13 : Estimation de nombre des câbles fléau 67
Tableau V-14 : L'allure du tracé en plan des câbles du fléau 70
Tableau V-15 : L'allure du tracé en élévation des câbles du fléau 70
Tableau V-16 : Estimation de nombre des câbles de continuité des travées principales 72
Tableau V-17 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées principales 73
Tableau V-18 : L'allure du tracé en élévation de câble 14 de continuité des travées principales 74
Tableau V-19 : Estimation de nombre des câbles de continuité pour les travées de rives 75
Tableau V-20 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées de rives 76
Tableau V-21 : L'allure en élévation de câble 8 de continuité de travée de rive 76
Tableau V-22 : Pourcentage des pertes de tension moyennes des câbles du fléau 79
Tableau V-23 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction 80
Tableau V-24 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile. 86
Tableau V-25 : efforts extrêmes dans le voussoir à la clef. 86
Tableau V-26 : Ferraillage passif du VSP 88
Tableau V-27 : Ferraillage passif du voussoir à la clef 88

CHAPITRE VI : EQUIPEMENTS DU PONT ET ETUDE SISMIQUE

Tableau VI-1 : Evaluation des réactions sur chaque appui 90
Tableau VI-2 : Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui 90
Tableau VI-3 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui. 91
Tableau VI-4 : Les valeurs de S_p et D_p 93
Tableau VI-5 : Les valeurs de S_c et D_c 93
Tableau VI-6 : Les Efforts horizontaux longitudinaux pour un appareil d'appui à pot 94
Tableau VI-7 : L'effort vertical et horizontal réagit sur chaque appareil d'appui 94
Tableau VI-8 : Appareil d'appui à pot à glissement guidé 96
Tableau VI-9 : Appareil d'appui à pot à glissement libre 96
Tableau VI-10 : Appareil d'appui à pot à glissement guidé 96
Tableau VI-11 : Appareil d'appui à pot à glissement libre 97
Tableau VI-12 : Appareil d'appui à pot fixe 97
Tableau VI-13 : Appareil d'appui à pot à glissement guidé 97
Tableau VI-14 : Les dimensions des dés d'appuis 98
Tableau VI-15 : Ferraillage des dés d'appuis 99
Tableau VI-16 : La masse des appuis 100
Tableau VI-17 : Modes propres 102
Tableau VI-18 : Les efforts horizontaux longitudinaux réagissent sur les têtes des piles 103
Tableau VI-19 : Les efforts horizontaux longitudinaux réagissent sur les têtes des piles après l'amortissement 103
Tableau VI-20 : Modes propres après l'amortissement 103

Tableau VI-21 : Choix des amortisseurs 104
Tableau VI-22 : Les dimensions et la disposition des amortisseurs de type TSTD 105

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

Tableau VII-1 : Les hauteurs des piles 108
Tableau VII-2 : Vérification vis-à-vis de l'ELUSF 109
Tableau VII-3 : Evaluations des efforts statiques des piles 110
Tableau VII-4 : Le calcul général des masses 112
Tableau VII-5 : Les valeurs des masses engendrées par l'eau extérieur sur les piles 112
Tableau VII-6 : Evaluations des efforts sismiques des piles 112
Tableau VII-7 : Combinaison des efforts 113
Tableau VII-8 : Ferraillage des piles 114
Tableau VII-9 : Ferraillage transversal des piles 116
Tableau VII-10 : Coefficient de pondération 122
Tableau VII-11 : Les efforts due aux charges verticales totales 122
Tableau VII-12 : Les efforts due aux poussées horizontales totales 122
Tableau VII-13 : Les efforts agissant sur le mur frontal 124
Tableau VII-14 : Ferraillage du mur en retour 125
Tableau VII-15 : Les efforts agissant sur la dalle de transition 126
Tableau VII-16 : Les efforts agissant sur la semelle 128
Tableau VII-17 : Vérification de la méthode des bielles. 129

LISTE DES ABREVIATION

BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
$\boldsymbol{f_e}$: Limite d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\boldsymbol{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
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.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\Delta T}$: Variation uniforme de la température
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Gradient thermique.
$\boldsymbol{\Delta P}$: Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)
19T15 : 19 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les ponts sont des structures qui sont utilisés pour enjamber et franchir des cours d'eau, des vallées, des canyons, des barrages, des routes ou des chemins de fer, afin de permettre la circulation des personnes et des biens. Ils peuvent être construits en acier, en béton, en pierre, en bois ou en une combinaison de matériaux.

Les ponts peuvent également être conçus pour répondre à des besoins spécifiques tel que les besoins socio-économique, stratégique, pour des raisons esthétiques ou pour devenir des symboles emblématiques de villes ou de régions.

La construction d'un pont est un processus complexe qui nécessite une planification minutieuse, une conception précise, une construction solide et une maintenance régulière et l'objectif des ingénieurs est de concevoir des ponts esthétiques, durables et économiques qui répondent aux normes de sécurité et de confort pour les usagers.

La conception et l'étude d'un pont fait l'objet de ce mémoire de fin d'études ; le viaduc V30.20 faisant partie de la liaison reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'Eulma qui se localise entre PK30+181 et PK31+419 au niveau de barrage de Tabellout.

Notre travail est organisé de la manière suivante :

Après une brève introduction générale, nous traiterons les sept chapitres suivants :

Chapitre 01 : Généralités.

Chapitre 02 : Présentation du projet.

Chapitre 03 : Conception et prédimensionnement.

Chapitre 04 : Charges et hypothèses de calcul.

Chapitre 05 : Dimensionnement du Tablier.

Chapitre 06 : Etude sismique et équipement de pont.

Chapitre 07 : Etude de l'infrastructure.

Et on finira par une conclusion générale.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1 INTRODUCTION

Lors de la réalisation des routes, on rencontre plusieurs obstacles tel que les oueds, les rivières, les chemins de fer, les barrages et même les routes, et pour les franchir on construit des ouvrages qui portent le nom : Ouvrages d'arts, et c'est ce qu'a fait l'être humain depuis toujours. On trouve par exemple des passerelles en bois et des ponts en pierres datant de la préhistoire.



Figure I-1 : Un pont âgé construit en pierres

I.2 LES ELEMENTS D'UN PONT

Un pont comporte trois éléments essentiels : tablier, appuis et fondations.

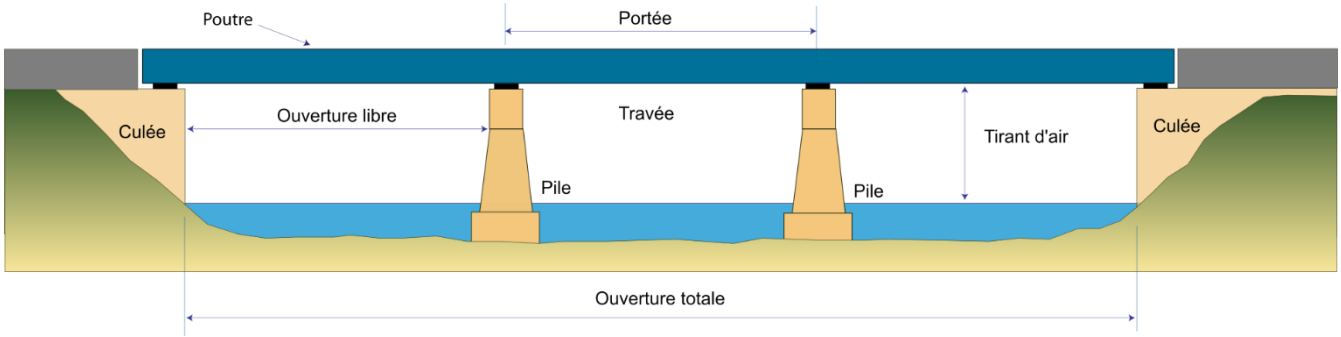


Figure I-2 : Schéma longitudinal d'un pont à poutres droites

I.2.1 Les fondations

C'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit. Suivant la nature du sol, les fondations sont superficielles ou profondes. Dans ce deuxième cas, les fondations sur surmontées par une semelle de liaison.

I.2.2 Les appuis

Ils assurent le soutien de la structure jusqu'au niveau des fondations en se présentant sous deux formes principales : les culées, situées aux extrémités, et les piles, situées entre les culées. Les appuis peuvent être constitués d'un ou plusieurs voiles ou de colonnes surmontées d'un chevêtre. Les piles sont principalement sollicitées en compression, mais peuvent également

subir des contraintes de flexion en raison des effets dynamiques du vent et les efforts de freinage sur les éléments de la superstructure, en particulier pour les ponts de grande hauteur. Contrairement aux anciennes piles en maçonnerie pour les ponts voûtés et aux piles métalliques des anciennes structures, les piles modernes sont généralement en béton armé. Le dimensionnement consiste donc à déterminer la section de la pile et les armatures d'acier en fonction des charges appliquées.

I.2.3 Le tablier

Le tablier est un élément essentiel de la structure du pont qui soutient la voie de circulation. Il est constitué d'une couverture (ou revêtement) ainsi que d'une ossature horizontale située sous la voie portée. Les dalles constituent la majeure partie du tablier, mais celui-ci peut également inclure des poutres principales et des éléments secondaires. En outre, le tablier comprend tous les équipements nécessaires pour l'utilisation, le fonctionnement et la durabilité du pont, tels que les dispositifs de retenue (tels que les gardes corps et les séparateurs), les joints de chaussée, les systèmes d'étanchéité, la couche de roulement, les trottoirs, les corniches, les systèmes d'évacuation des eaux, la dalle de transition, et autres.

I.3 TYPES DES PONTS

La réalisation d'un pont se fait en plusieurs étapes dont la conception. Dans le cas de notre travail, plusieurs variantes sont proposées et sur la base de certains critères : le coût, les contraintes, l'environnent, la méthode de réalisation, les délais. Une étude optimisée est sélectionnée.

Il existe plusieurs critères de classification des ponts que l'on utilise couramment pour définir, en première analyse, un ouvrage, et rechercher comment on pourra le réaliser dans les meilleures conditions techniques et économiques.

- Suivant leur destination.
- Suivant la nature de leur matériaux employés.
- Suivant leur disposition en plan.
- Suivant leur niveau de passage.
- Suivant leur procédé de construction.
- Suivant leur schéma statique longitudinal.
- Suivant leur schéma transversal.

D'après tous ces critères on peut distinguer 4 types de pont :

I.3.1 Ponts voutés et pont en arc

Ce sont généralement des anciens ponts en acier, en maçonnerie ou en béton armé coulé sur place. Ces ouvrages nécessitent un échafaudage et un cintre important et souvent coûteux. Mais ces ouvrages sont généralement assez esthétiques.

Le pont en arc combine à la fois la compression et la flexion, et se distingue par le fait qu'il exerce une force oblique sur les culées, ce qui a pour effet de les éloigner l'une de l'autre.

On peut distinguer trois types :

- Les ponts encastrés sur leurs points d'appui.

- Les ponts articulés aux deux points d'appui et au milieu.
- Les ponts articulés aux deux points d'appui.

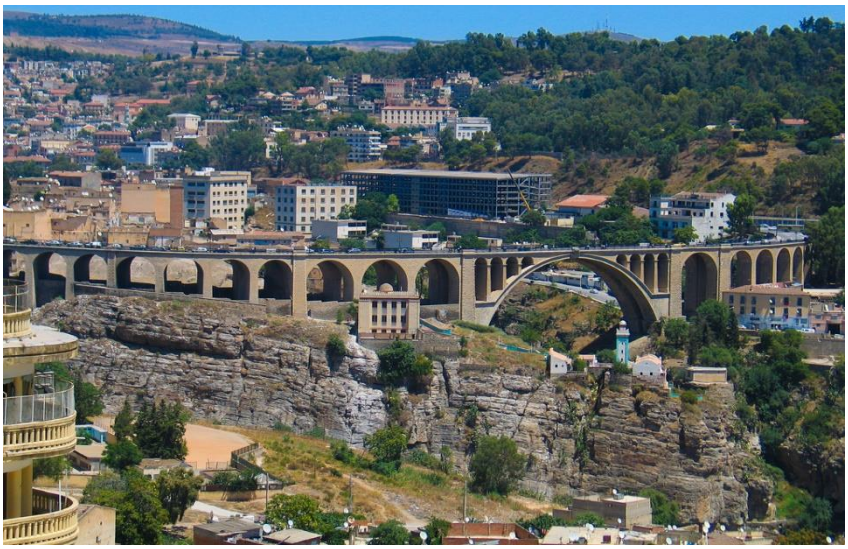


Figure I-3 : Pont en arc de sidi Rached-la wilaya de Constantine

I.3.2 Ponts à poutres

Se sont généralement les ponts construit en béton et en béton précontrainte

- Pont dalle.
- Pont à poutres en béton précontraint par pré-tension.
- Pont à poutres en béton précontraint par post-tension.
- Pont à poutres mixtes (acier/béton).
- Pont à poutre métalliques.
- Les ponts-caissons.



Figure I-4 : Pont caissons sur la RN77 au niveau de barrage de Tabellout

I.3.3 Ponts suspendus

Les ponts suspendus sont des structures de pont qui utilisent des câbles suspendus pour supporter le tablier du pont. Les câbles sont attachés à des pylônes de chaque côté de la travée principale et soutiennent le poids du tablier du pont en le suspendant au-dessus de la vallée ou de la rivière qu'il traverse. Les ponts suspendus peuvent être utilisés pour traverser des distances

très longues, car la suspension permet de réduire considérablement la quantité de matériaux nécessaires pour soutenir le tablier mais il reste trop cher à le réaliser.



Figure I-5 : pont suspendu d'Akashi Kaikyo-Japan

I.3.4 Ponts haubanés

Les ponts haubanés sont des structures de pont qui utilisent des câbles en forme de "V" ou de "Y", appelés haubans, pour soutenir le tablier du pont. Les haubans sont attachés à des pylônes de chaque côté de la travée principale et supportent le poids du tablier en le suspendant au-dessus de la vallée ou de la rivière qu'il traverse. Contrairement aux ponts suspendus, les câbles haubanés sont fixés directement au tablier du pont, plutôt que d'être attachés à des câbles principaux. Les ponts haubanés sont également utilisés pour traverser de longues distances et sont souvent considérés comme étant plus esthétiques que les ponts suspendus en raison de leur design épuré et élégant.



Figure I-6 : pont haubané au de niveau de barrage de Beni Haroun-MILA

I.4 CONCLUSION

Les ponts sont de belles structures aussi diversifiées qu'utile. Dans le prochain chapitre nous présentant le projet objet de notre étude.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION

Pour faire une bonne conception et une bonne étude il faut d'abord bien comprendre le projet en générale, son objectif, la situation du site, les contraintes et l'environnement où sera implanté l'ouvrage.

II.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.2.1 Situation de l'ouvrage

Le projet consiste à réaliser un viaduc V30.2 routier qui fait partie de la Liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'EL EULMA ; il est situé au point kilométrique PK 30+181 et présente une longueur de 1238 m au niveau du barrage de Tabellout. Il se compose de deux chaussées indépendantes d'une largeur totale de 13.25 m chacune, avec trois voies de 3.5m chacune et une BAU de 1.00m de largeur, à sens unique de circulation.



Figure II-1 : Situation géographique du site de projet

II.2.2 Objectif de la réalisation de cet ouvrage

L'objectif principal de ce viaduc est de franchir l'obstacle mais il y'a d'autres buts qui sont aussi importants sur plusieurs aspects par exemple :

- Relier le port de DJEN DJEN à l'autoroute est-ouest au niveau de Eulma.
- Assurer une bonne circulation.
- Gain du temps et assurer plus de sécurité pour les usagers.
- Un impact important sur l'économie de pays à cause des deux grands pôles économiques.

II.2.3 Obstacle à franchir

Notre viaduc traverse le barrage de Tabellout, situé sur l'Oued DJEN DJEN (Jijel) à l'aval immédiat de sa confluence en rive droite avec l'Oued Raha.

La superficie du bassin versant est de 402 Km^2. La hauteur d'eau maximale est de 62 m ce qui implique que les piles vont être immergés et donc vont devoir supporter des forces hydrostatiques et hydrodynamique.



Figure II-2 : Une vue sur le barrage de Tabellout

II.2.4 Les données de l'ouvrage

II.2.4.1 Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan sont :

- Du PK 30+181 au PK 31+419 : Un alignement droit de 1238 m de longueur.

II.2.4.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne de projet situé au-dessus de l'ouvrage dans une vue longitudinale. Il est défini en fonction de plusieurs paramètres et contraintes, c'est ce qui montre clairement l'obstacle à franchir.

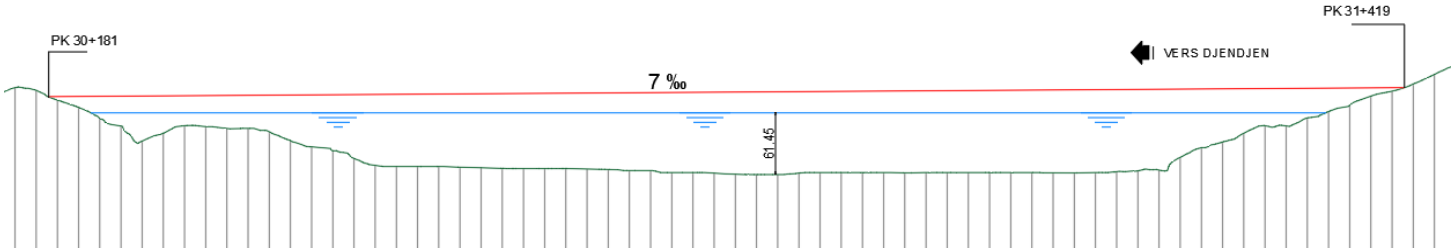


Figure II-3 : Profil en long de projet

II.2.4.3 Profil en travers

C'est l'ensemble des éléments qui définissent l'ouvrage dans une vue transversale.

Dans notre cas la largeur est de 13.25 m, divisé comme suit :

- Trois voies de circulation d'une larguer de 3.5m ;
- Deux barrières de sécurité de 0.5 m ;
- Un dévers de 2.5% ;

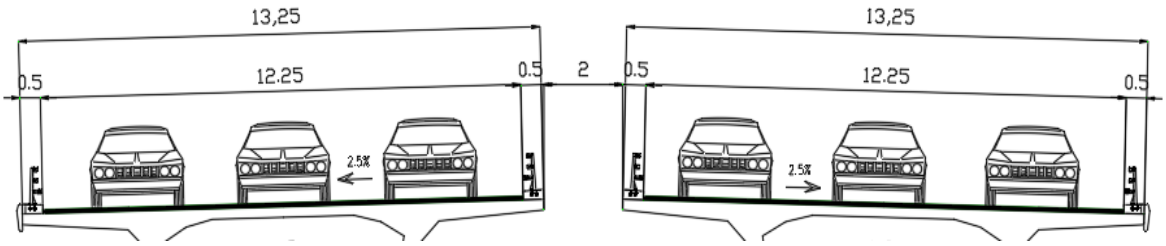


Figure II-4 : Profil en travers

II.2.5 Les données naturelles

II.2.5.1 Topographie

D'après la visite du site on peut bien conclure que la zone est montagneuse.

II.2.5.2 Climat

La région de Jijel est caractérisée par un climat méditerranéen subissant l'influence de la mer Méditerranée au nord et des reliefs au sud, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été. Elle est considérée parmi les régions les plus pluvieuses d'Algérie avec une précipitation moyennes annuelle de l'ordre de 900 mm/an.

Spécifiquement pour le site, les précipitations moyennes observées entre la période 1914 – 1976 est de 378,80 mm. Les apports annuels au site sur 48 ans sont de l'ordre de 4,12 Hm^3 pour la retenue de Tabellout.

La température annuelle moyenne est de 15°C.

II.2.5.3 Sismicité

Selon RPOA 2008, le site de Tabllout (Jijel) est une zone de sismicité moyenne inclut dans la 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 = 0.2.

II.2.5.4 Hydrologie de site

Les principaux cours d'eau :

- Oued Djen Djen : résurge en amont par le barrage d'Irraguène et s'écoulant le long de 46.840 Km et se jette en aval dans la mer Méditerranée.
- Oued Missa : il prend sa source dans le massif de Rakkada de Texenna.
- Oued Reha : il prend sa source du djebel Sidi Bouaza au nord-est et sud-ouest par la source de Ain Massouda conflue par l'oued Djimla et oued Laghzou.

II.2.5.5 Géologie de site

Le site du barrage est caractérisé du point de vue géologique, par une fondation constituée essentiellement de phyllades à dominante schisteuse, à veines de quartz. Ces schistes sont parfois phylliteux, parfois gneissiques. L'orientation de la fondation est en moyenne nord 115° est, c'est à dire pratiquement parallèle à l'axe du barrage. Le pendage est amont aval avec une valeur moyenne de 30° nord.

II.3 CONCLUSION

Afin de faire une juste et une bonne conception sur tous les aspects il est nécessaire de bien voir et comprendre le site, par ce que ces observations donnent une idée préliminaire concernant les variantes choisie et même une idée sur la variante retenue dans notre cas.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à dimensionner les différents éléments de la structure en respectant certains règles et normes et même des observations pratiques.

Afin de dimensionner, plusieurs informations et critères sont à prendre en considérations :

- La longueur de projet ou la longueur de l'obstacle à franchir.
- La présence d'eau et le profil en long.
- La topographie et la géotechnique du site.
- Le cout et les matériaux disponibles.
- L'esthétique.

III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 01 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Le procédé de construction implique l'assemblage d'un ouvrage par étapes successives, appelées voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. Pour éviter les moments de déséquilibre, la construction est généralement effectuée symétriquement de part et d'autre d'une pile. Cette méthode permet de former une structure ayant la forme d'une double console, également connue sous le nom de fléau.

Une fois qu'une paire de voussoirs a été coulée sur place ou préfabriquée et posée de part et d'autre du fléau, des câbles de précontrainte sont tendus. Cela permet aux deux nouveaux voussoirs de s'intégrer au fléau en cours de construction et de former un nouveau segment de la structure autoportante.

Ce type de pont peut atteindre une grande portée de 70 à 200 m.

III.2.1.1 Conception longitudinale

- La longueur totale est de 1230 m.
- Selon le guide SETRA 1999 'Guide du Projecteur Ouvrages d'Art-Pont Courant' on a opté pour une portée de 120 m pour la travée principale et une portée de 75 m pour la travée de rive.
- Quatre culées aux extrémités (deux culées pour chaque sens).
- Vingt piles évidées (dix piles pour chaque sens).
- L'expression de la hauteur (variation parabolique) :

  $$\mathbf{h(x) = h_0 + (h_1 - h_0)(\frac{2x}{l})^2.}$$
- Diaphragme juste dans les voussoirs sur piles et les voussoirs sur culées.

III.2.1.2 Découpage des voussoirs

Pour notre pont en voussoir par encorbellement successif à inertie variable on adapte 5 types de voussoirs :

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Tableau III-1 : Découpage des voussoirs

Type de voussoir	Longueur	Nombre
Voussoir sur pile	7 m	10
Voussoir de clavage	1 m	9
Voussoir courant	3.5 m	326
Voussoir sur culée	3.5	2
Voussoir de clavage des partie culée	3.3 m	2

Le nombre total des voussoirs est de **349 voussoirs.**

III.2.1.3 Conception transversale

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est un voussoir constitué par un caisson à deux âmes avec deux hourdis en dalle pleine.

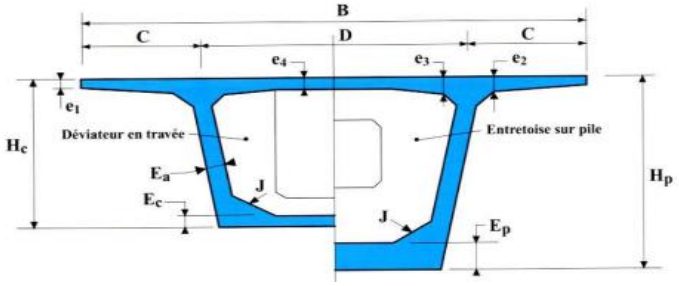


Figure III-1 : Notation de dimensions

Le prédimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous selon le guide de conception **Setra juin 2003** :

Tableau III-2 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	1325 cm
Largeur de l'encorbellement		C=B/4	331 cm
Entraxe des âmes		D=B-2C	663 cm
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	24 cm
	e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	42 cm
	e_3	$e_3 > 1.5\ e_4$	40 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/40$	24 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	17.64% (10°)
Gousset supérieur		30° à 45°	30°
Gousset inférieur		40° à 45°	40°
Epaisseur de l'âme		Ea=(L/275) + (1.25×B/L) - 0.125	45 cm
Hauteur de voussoir	Sur pile	H=L/17	700 cm
	A la clef	H=L/32	370 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	35 cm ≤ Ep ≤80 cm	80 cm
	A la clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

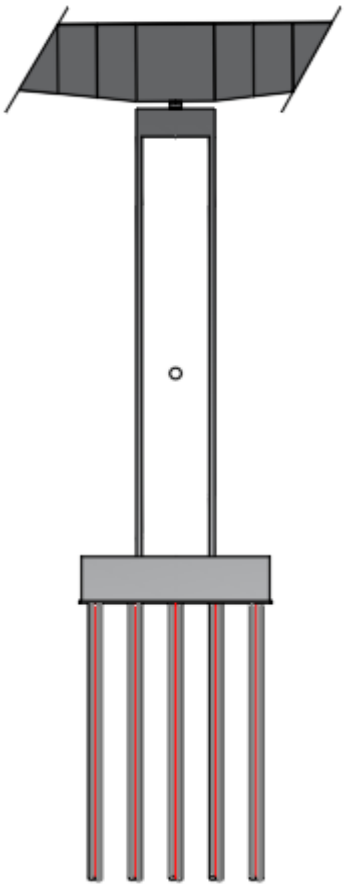
III.2.1.4 Conception de l'infrastructure

III.2.1.4.1 Les piles

Puisque on a de grandes hauteurs on opte pour des piles évidées.

Le tableau ci-dessous montre les dimensions des piles :

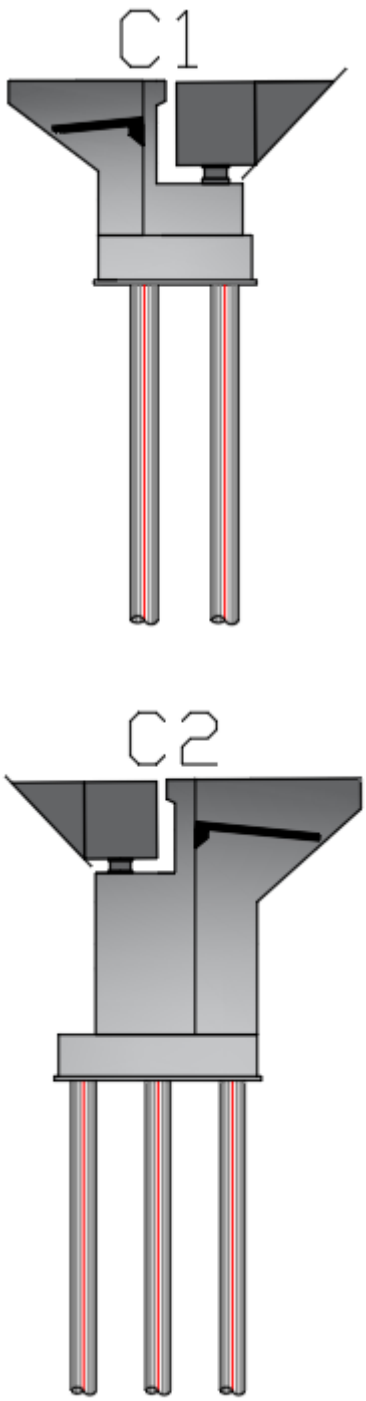
Tableau III-3 : Dimensionnement des piles-pont voussoir

Elément		Valeurs	Figure
Hauteur	P1	38.13 m	
	P2	31.17 m	
	P3	59.00 m	
	P4	62.00 m	
	P5	67.00 m	
	P6	70.34 m	
	P7	70.10 m	
	P8	69.98 m	
	P9	71.00 m	
	P10	29.35 m	
Chevêtre	Dimensions	7 × 6 × 2.5 (m × m × m)	
Section	Forme	Rectangulaire évidée	
	Dimensions	7 × 6 (m × m) -Une épaisseur de 1 m -Des trous de 1 m dans le sens longitudinal	
Fondation	Type	Profonde sur 45 pieux : D=1.2 m L=25 m	
	Dimensions semelle	16.8 × 31.7 × 4 (m × m × m)	

III.2.1.4.2 Les culées

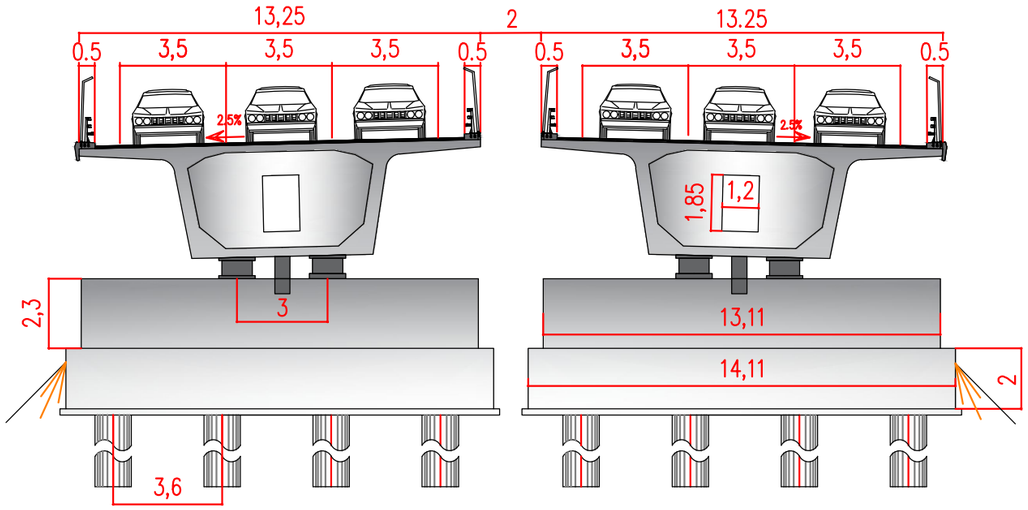
Le tableau ci-dessous montre les dimensions des culées :

Tableau III-4 : Dimensionnement des culées-pont voussoir

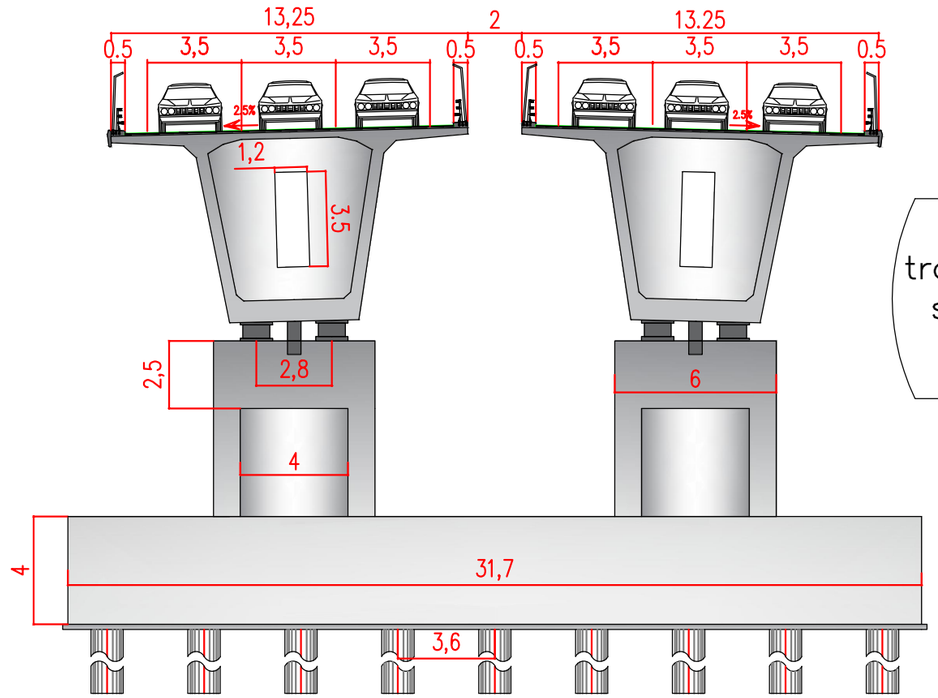
Elément		Valeurs	Figure
Mur frontal	Hauteur	C1 : 2.3 m C2 : 7.8 m	
	Epaisseur	C1 : 4.5 m C2 : 4.8 m	
	Longueur	13.11 m	
Mur garde grève	Hauteur	C1 : 4.6 m C2 : 4.5 m	
	Epaisseur	C1 : 0.6 m C2 : 1 m	
	Longueur	13.11 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.6 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.3 m	
	Largeur	C1 : 4 m C2 : 6m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux pour C1 et 12 pieux pour C2 : D=1.2 m L=15 m	
	Dimensions semelles	C1 : 6.85 × 14.11 × 2 (m × m × m) C2 : 9.6 × 14.11 × 2 (m × m × m)	

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

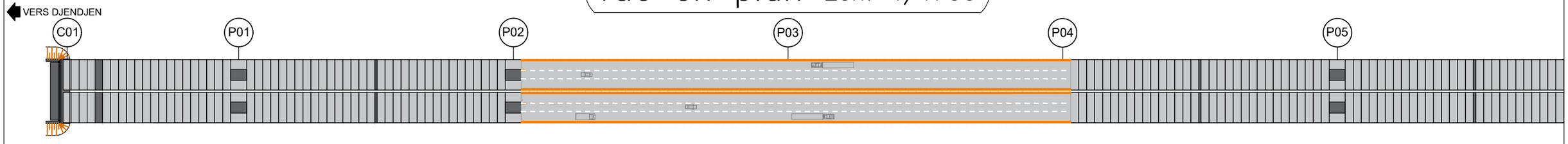
Coupe transversal sur culée Ech: 1/200



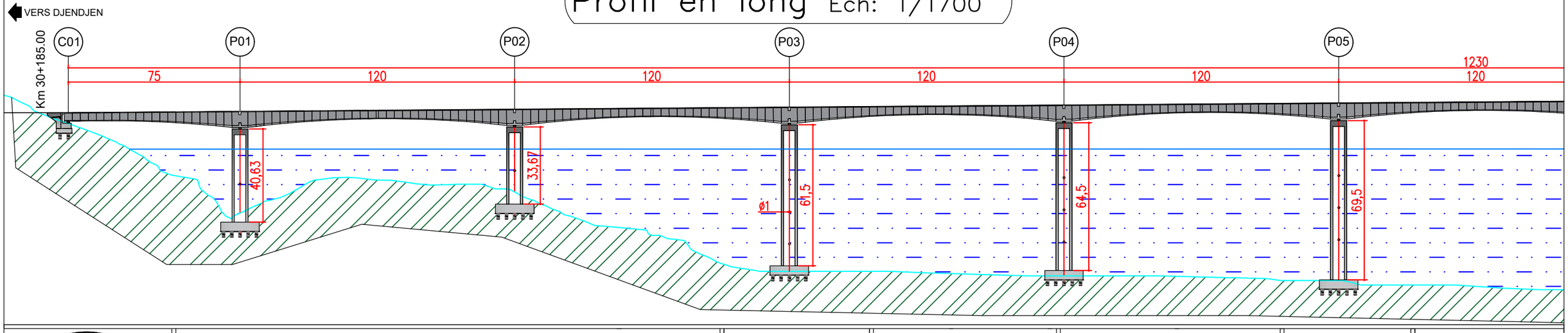
Coupe transversal sur pile Ech: 1/225



Vue en plan Ech: 1/1700

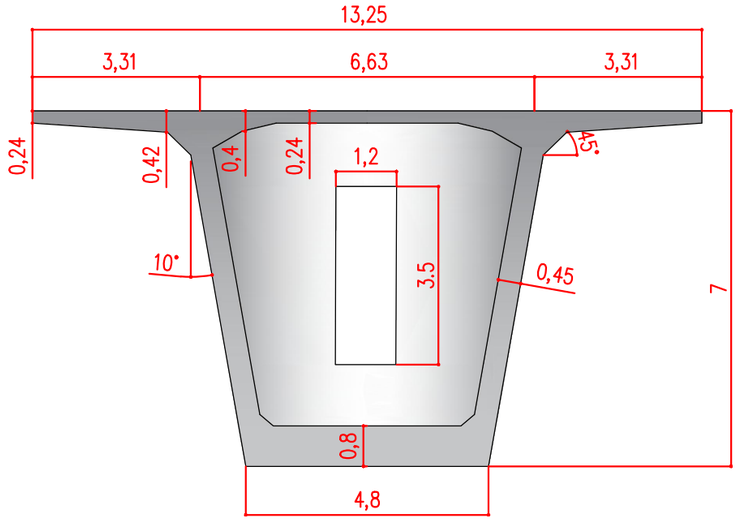


Profil en long Ech: 1/1700

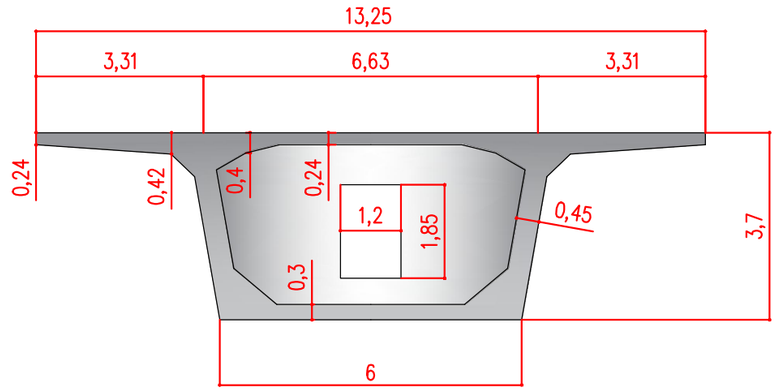


ENSTP العدرسة الوطنيـــة العليـــا للأشـــغال العموميـــة Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°1	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont voussoir construit par encorbellement successif	1/2	2022 / 2023

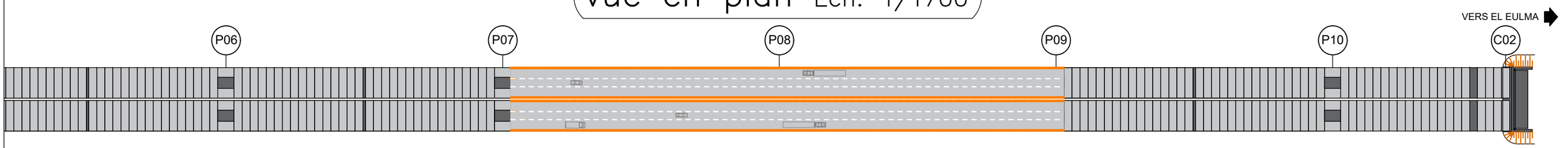
Coupe transversal de VSP Ech: 1/120



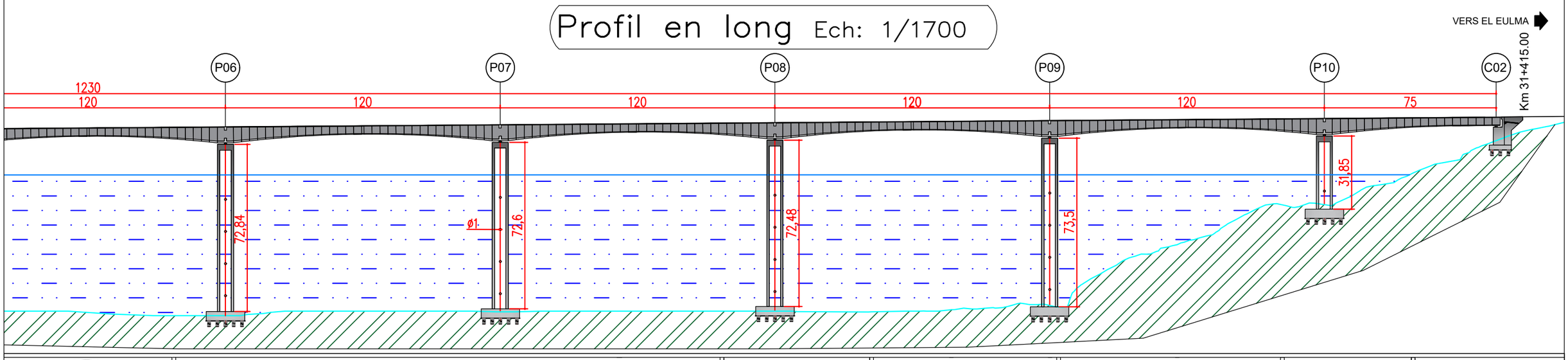
Coupe transversal de VC Ech: 1/120



Vue en plan Ech: 1/1700



Profil en long Ech: 1/1700



ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°1	Planche N° / Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont voussoir construit par encorbellement successif	2/2 2022 / 2023

III.2.2 Variante 02 : « Pont mixte acier-béton bipoutres »

Les ponts mixtes acier-béton sont construit par des poutres en acier (profilés métalliques) travaillant à la flexion, des entretoises pour joindre les poutres afin d'éviter la torsion et la dalle en béton reliée aux poutres par des connecteurs.

Un pont mixte bipoutres hyperstatique peut atteindre une portée de 120m.

III.2.2.1 Conception longitudinale

- Une longueur de 1240 m.
- Selon le guide SETRA 1999 'Guide du Projecteur Ouvrages d'Art-Pont Courant' on a opté pour une portée de 110 m pour la travée principale et une portée de 70 m pour la travée de rive.
- Quatre culées aux extrémités (deux culées pour chaque sens).
- Vingt-deux piles évidées (onze piles pour chaque sens).
- Hauteur variable.

III.2.2.2 Conception transversale

Elle va se faire selon le guide de conception durable de SETRA des Ponts mixtes acier-béton.

III.2.2.2.1 Les poutres

h : hauteur de la poutre

h_w: hauteur de l'âme

t_w: épaisseur de l'âme

b_s: largeur de la membrure supérieure

t_{fs}: épaisseur de la membrure supérieure

b_i: largeur de la membrure inférieure

t_{fi}: épaisseur de la membrure inférieure

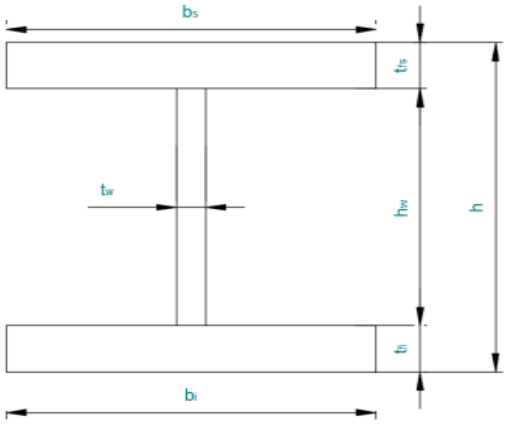


Figure III-2 : Les dimensions d'une poutre en acier

Tableau III-5 : Les dimensions de la poutre métallique

Elément		Ratio usuel	Valeur
Hauteur de la poutre	Sur pile	h =L/24	4600 mm
	A la clef	h =L/36	3100 mm
Hauteur de l'âme	Sur pile	$h_w = h - t_{fi} - t_{fs}$	4490 mm
	A la clef	$h_w = h - t_{fi} - t_{fs}$	2990 mm
Épaisseur de l'âme		$t_w > 0.005\ h$	30 mm
Largeur de la membrure supérieure		$400\ mm \leq b_s \leq 1200\ mm$	1200 mm
Épaisseur de la membrure supérieure		$\frac{b_s}{t_{fs}} \leq 0.9 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	50 mm

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Largeur de la membrure inférieure	500 mm≤ b_i ≤1600 mm	1600 mm
Épaisseur de la membrure inférieure	$\frac{b_i}{t_{fi}} \leq 0.9 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	60 mm

Avec E : module de Yong de l'acier (200 000 MPa) et f_y : limite d'élasticité de l'acier (E36).

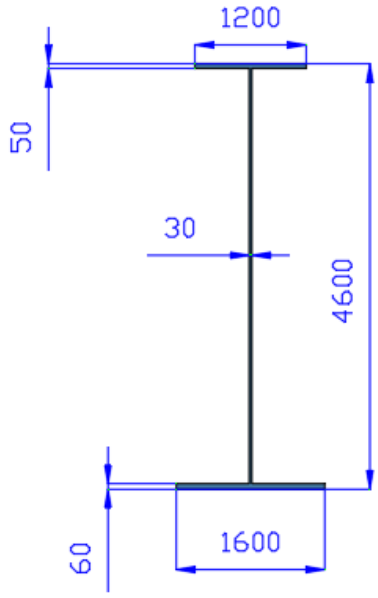


Figure III-3 : Les dimensions d'une poutre sur pile

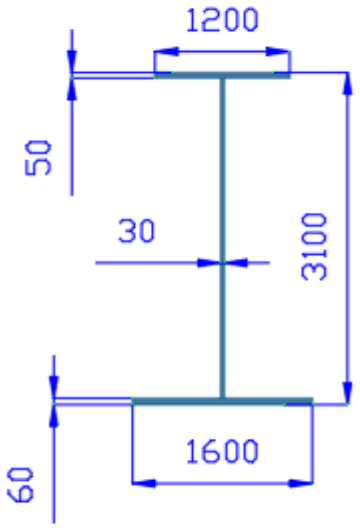
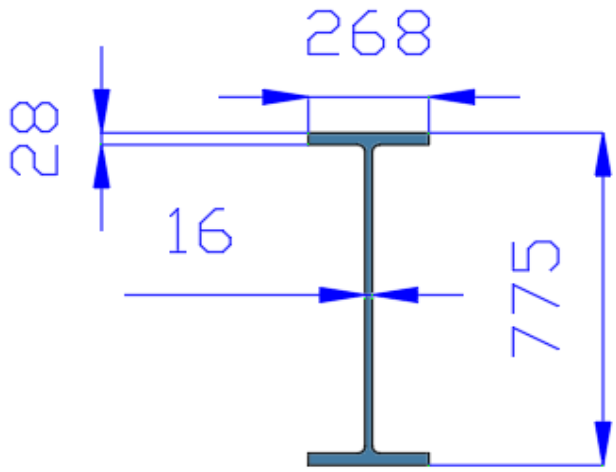


Figure III-4 : Les dimensions d'une poutre a la clef

III.2.2.2.2 Entretoise

La largeur du tablier < 14 m nous a amené à choisir comme éléments transversaux des entretoises réparties chaque 8 m longitudinalement.

On utilise des entretoises en IPE 750 × 210.



IPE 750 × 210

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

III.2.2.2.3 Dalle

Elle a une épaisseur de **20 cm**, attachée aux poutres par des goujons.

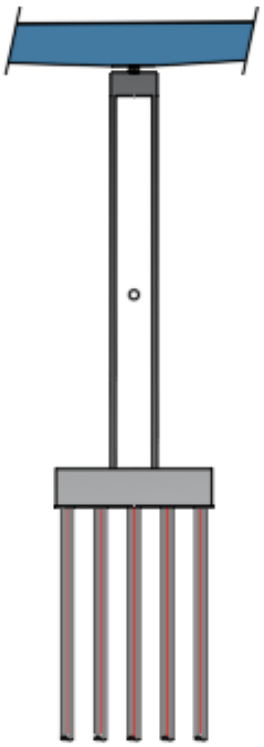
III.2.2.3 Conception de l'infrastructure

III.2.2.3.1 Les piles

Puisqu'on a de grandes hauteurs on apte pour des piles évidées.

Le tableau ci-dessous montre les dimensions des piles :

Tableau III-6 : Dimensionnement des piles-pont mixte

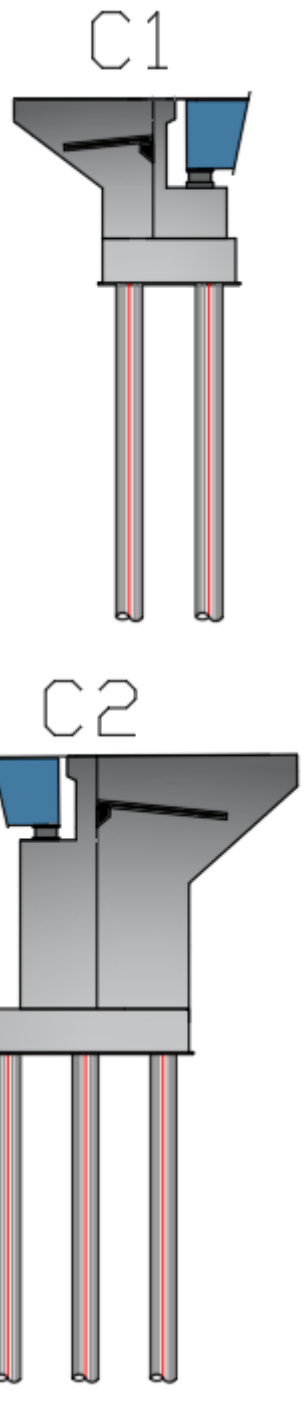
Elément		Valeurs	Figure
Hauteur	P1	40.30 m	
	P2	28.56 m	
	P3	60.35 m	
	P4	63.96 m	
	P5	66.18 m	
	P6	71.35 m	
	P7	70.94 m	
	P8	71.78 m	
	P9	72.90 m	
	P10	68.56 m	
	P11	31.80 m	
Chevêtre	Dimensions	5 × 10 × 2.5 (m × m × m)	
Section	Forme	Rectangulaire évidée	
	Dimensions	5 × 4.8 (m × m) -Une épaisseur de 1 m -Des trous de 1 m dans le sens longitudinal	
Fondation	Type	Profonde sur 45 pieux : D=1.2 m L=25 m	
	Dimensions semelle	16.8 × 31.7 × 4 (m × m × m)	

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

III.2.2.3.2 Les culées

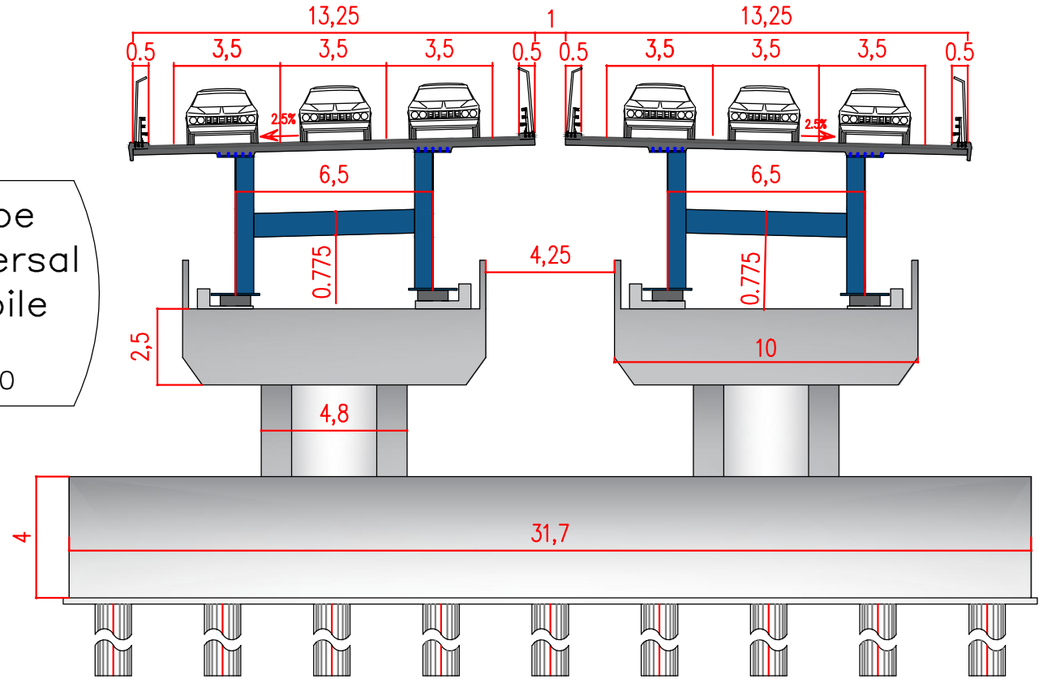
Le tableau ci-dessous montre les dimensions des culées :

Tableau III-7 : Dimensionnement des culées-pont mixte

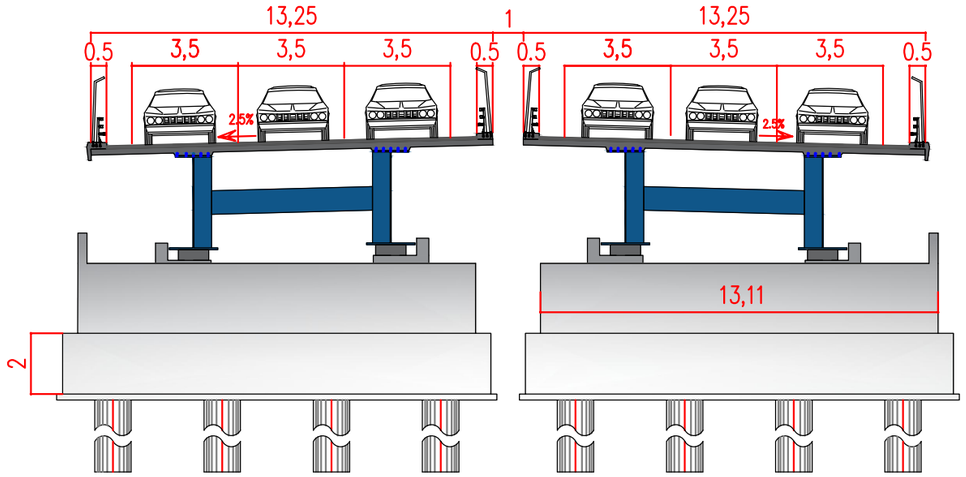
Elément		Valeurs	Figure
Mur frontal	Hauteur	C1 : 2.3 m C2 : 7.8 m	
	Epaisseur	C1 : 3.3 m C2 : 3.6 m	
	Longueur	13.11 m	
Mur garde grève	Hauteur	C1 : 4.0 m C2 : 3.9 m	
	Epaisseur	C1 : 0.6 m C2 : 1 m	
	Longueur	13.11 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.6 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.3 m	
	Largeur	C1 : 4 m C2 : 6m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux pour C1 et 12 pieux pour C2 : D=1.2 m L=15 m	
	Dimensions semelles	C1 : 6 × 14.11 × 2 (m × m × m) C2 : 9.6 × 14.11 × 2 (m × m × m)	

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Coupe transversal sur pile
Ech: 1/200

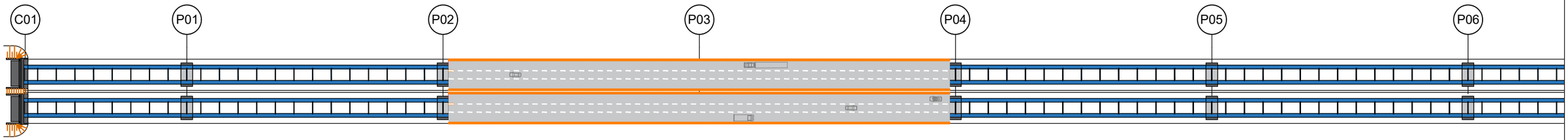


Coupe transversal sur culée Ech: 1/200



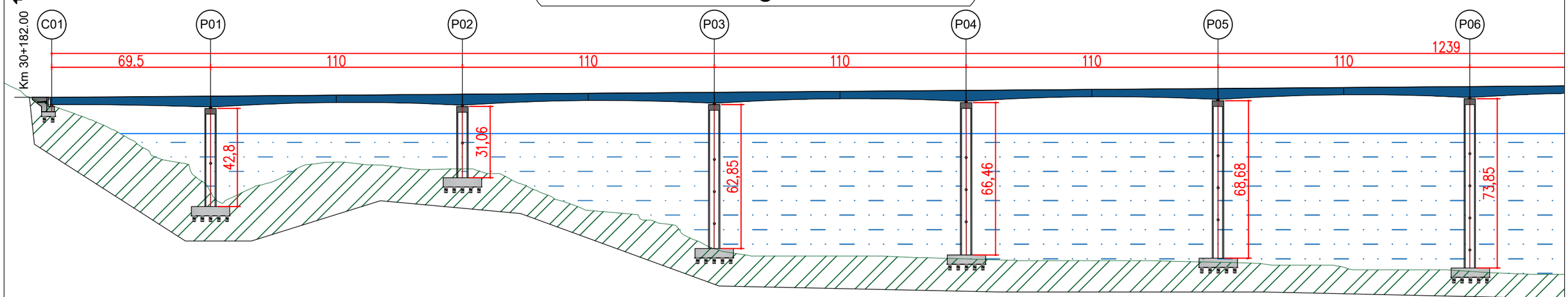
VERS DJENDJEN

Vue en plan Ech: 1/1700



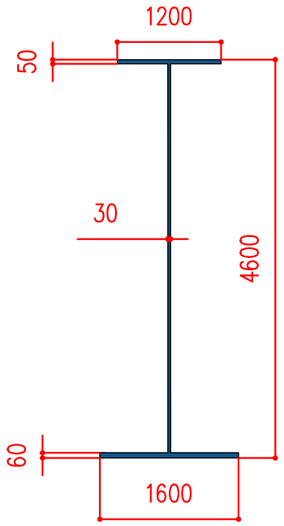
Profil en long Ech: 1/1700

VERS DJENDJEN

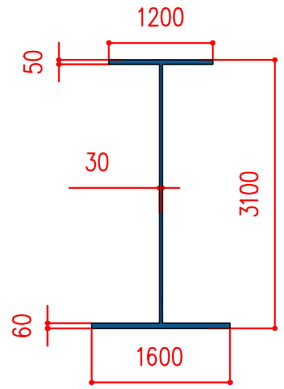


ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°2	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont mixte acier-béton bipoutres	1/2	2022 / 2023

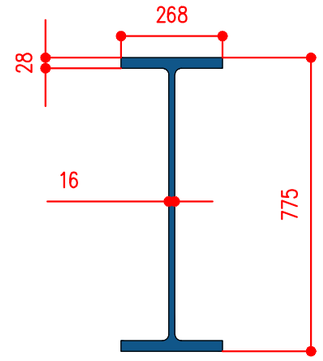
La poutre d'acier sur pile Ech: 1/70



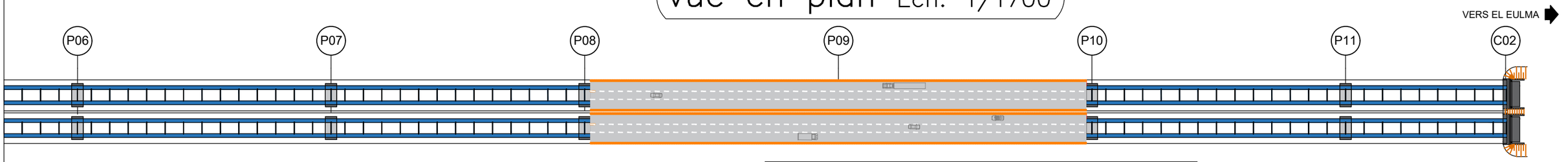
La poutre d'acier à mi-travée Ech: 1/70



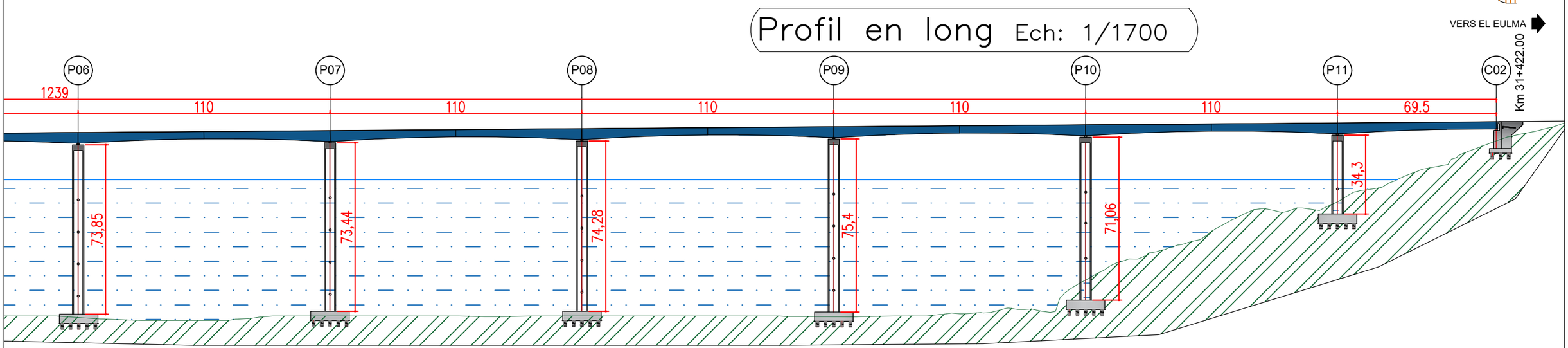
La section d'entretoise IPE 750X210 Ech: 1/16



Vue en plan Ech: 1/1700



Profil en long Ech: 1/1700



ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°2	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont mixte acier-béton bipoutres	2/2	2022 / 2023

III.2.3 Variante 03 : « Pont métallique (Bow-string) »

Le pont bow-string, également connu sous le nom de pont arc tendu, est un type de pont en arc caractérisé par une courbe en forme de parabole, Les ponts bow-string sont également connus pour leur élégance et leur beauté architecturale, ce qui en fait souvent des attractions touristiques populaires.

Les portées pour le bow-string pour les paraboles inversées où l'arc est sous le tablier on peut atteindre de grandes portées.

Ce type de pont est très couteux.

III.2.3.1 Conception longitudinale

- Une longueur totale de 1240 m.
- Dix travées de 124 m de longueur.
- Quatre culées aux extrémités (deux culées pour chaque sens).
- Dix-huit piles évidées (neuf piles pour chaque sens).

III.2.3.1.1 Les caractéristique géométrique de l'arc

Le dimensionnement de cette variante va se faire selon Pont en acier, conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton, Traité de génie civil, Volume 12. L'élancement pour définir la hauteur de l'arc f est λ_1 qui est comprise entre 1/5 et 1/6, et pour définir les hauteurs des sections on a l'élancement $\lambda_2 = \frac{h_1+h_2}{L}$ compris entre 1/30 et 1/45.

L'équation de la parabole est

$$Z = \frac{4f}{l^2} \times x \times (l - x).$$

L'équation de l'angle que fait l'horizontal avec la tangente de l'arc est

$$\beta = \arccos\left(\frac{l}{\sqrt{l^2 + 16f^2}}\right)$$

Les valeurs retenues :

- Puisque $\frac{l}{6} \leq f \leq \frac{l}{5}$ Donc $\boldsymbol{20.66 \leq f \leq 24.8}$
  On prend $\boldsymbol{f = 23\ m}$ pour une portée de 124 m.
- On prend une valeur de 1/40 pour λ_2 ce qui donne $\mathbf{h_1 + h_2 = 3.1\ m}$.
- Après calcul on trouve que $\boldsymbol{\beta = 36.57°}$.

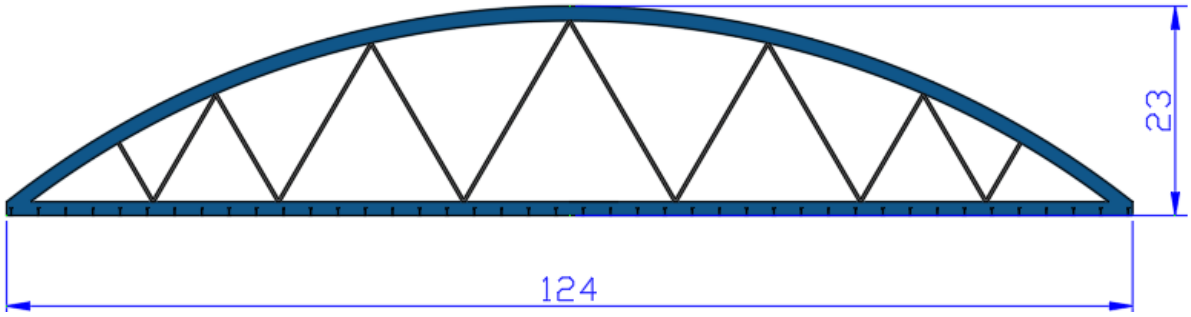


Figure III-6 : Vue longitudinale de l'arc

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

III.2.3.2 Conception transversale

III.2.3.2.1 Section de l'arc

L'arc doit être dimensionné pour résister à la compression et à la flexion, ainsi qu'éviter le phénomène de flambement donc on doit avoir une grande inertie, pour cela on prend une section évidée avec dimensions suivantes :

1600 mm × 1000 mm avec un épaisseur de **40 mm.**

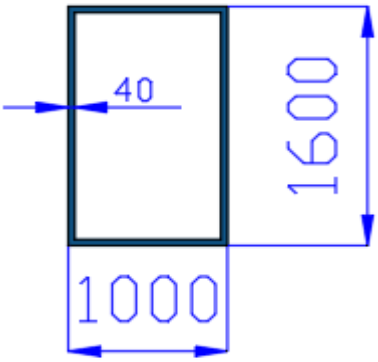


Figure III-7 : Coupe transversale de l'arc

III.2.3.2.2 Section de la poutre latérale

La poutre latérale doit résister à la flexion due aux charges appliquées sur le tablier et puisque h_1=1.6 m on prend h_2= 1.5 m. et on garde la même section, donc les dimensions sont :

1500 mm × 1000 mm avec une épaisseur de **40 mm.**

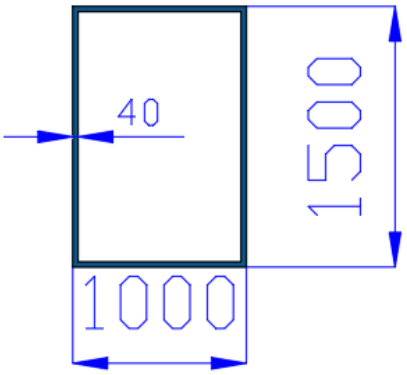


Figure III-8 : Coupe transversale de la poutre latérale

III.2.3.2.3 Pièces de pont

Les pièces de pont doivent transmettre les charges appliquées sur la dalle aux poutres latérales et aussi les solidariser. Travaillant à la flexion simple, elles ont une longueur de **13.25 m** installées chaque **2.7 m.**

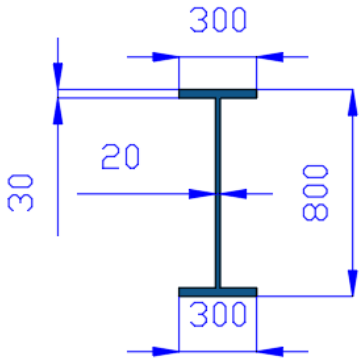


Figure III-9 : Coupe transversale d'une pièce de pont

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

III.2.3.2.4 Suspentes

Ce sont des éléments verticaux qui relient les poutres latérales aux arcs. Elles travaillent à la traction et peuvent être des câbles, des barres ou des profilés.

Dans notre cas on utilise un profilé carré évidées de dimensions :

300 mm × 300 mm avec un épaisseur de **20 mm.**

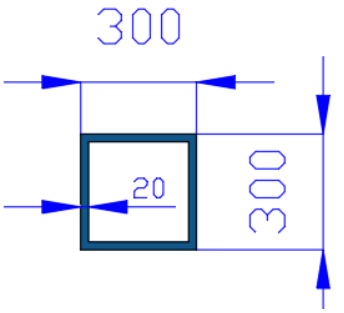


Figure III-10 : Coupe transversale d'une suspente

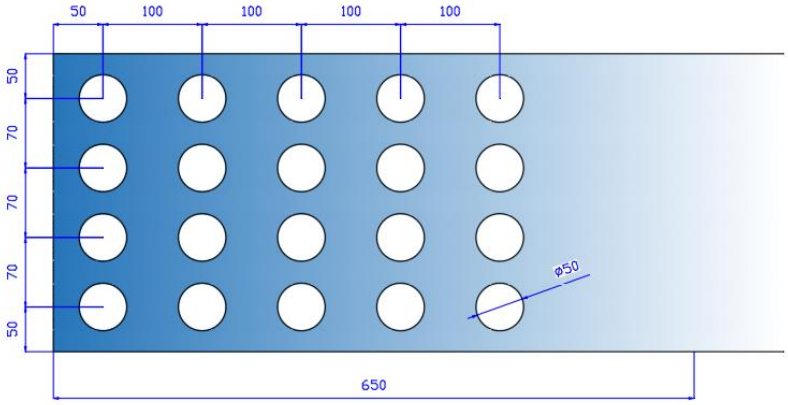


Figure III-11 : Répartition des boulons

III.2.3.2.5 Contreventement

Ce sont des éléments longitudinaux qui jouent un rôle d'entretoise relient les deux arcs. Ils ont une section carré évidée de dimensions :

500 mm × 500 mm et une épaisseur de **20 mm**, installés chaque **12.4 m.**

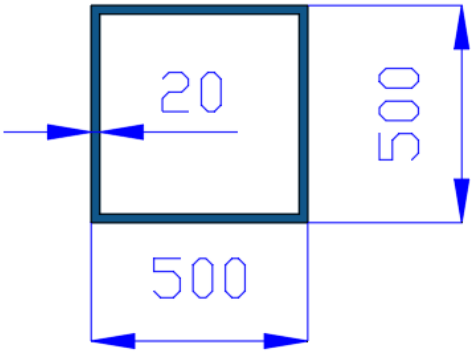


Figure III-12 : Coupe transversale d'un contreventement

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

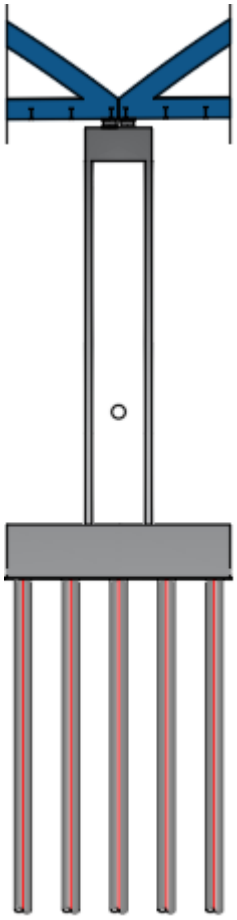
III.2.3.3 Conception de l'infrastructure

III.2.3.3.1 Les piles

Puisque on a de grandes hauteurs on apte pour des piles évidées.

Le tableau ci-dessous montre les dimensions des piles :

Tableau III-8 : Dimensionnement des piles-pont bow-string

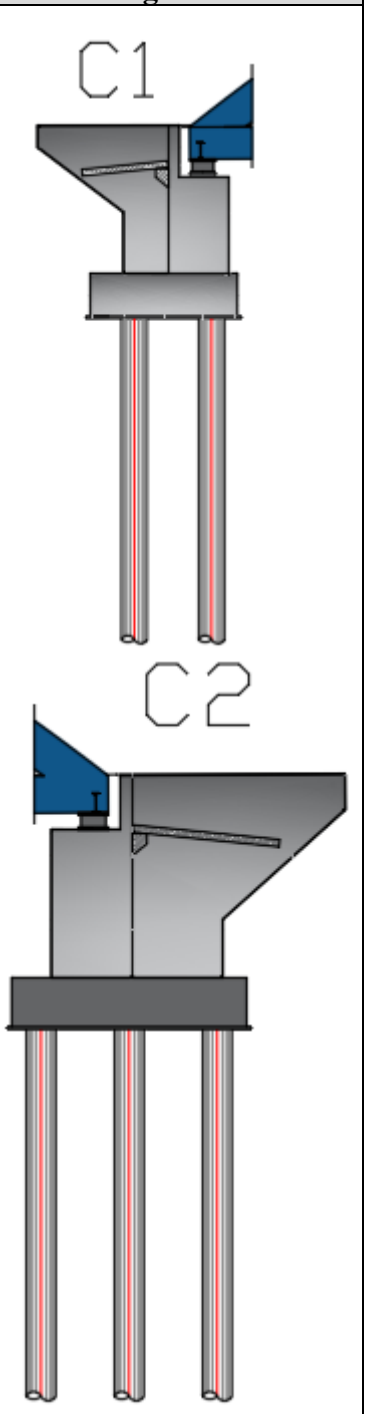
Elément		Valeurs	Figure
Hauteur	P1	27,44 m	
	P2	52.32 m	
	P3	66.16 m	
	P4	69.03 m	
	P5	74.67 m	
	P6	74.19 m	
	P7	75.13 m	
	P8	76.08 m	
	P9	46.43 m	
Chevêtre	Dimensions	6 × 18 × 2.5 (m × m × m)	
Section	Forme	Rectangulaire évidée	
	Dimensions	6 × 7 (m × m) -Une épaisseur de 1 m -Des trous de 1 m dans le sens longitudinal	
Fondation	Type	Profonde sur 25 pieux : D=1.2 m L=25 m	
	Dimensions semelle	16.8 × 16.8 × 4 (m × m × m)	

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

III.2.3.3.2 Les culées

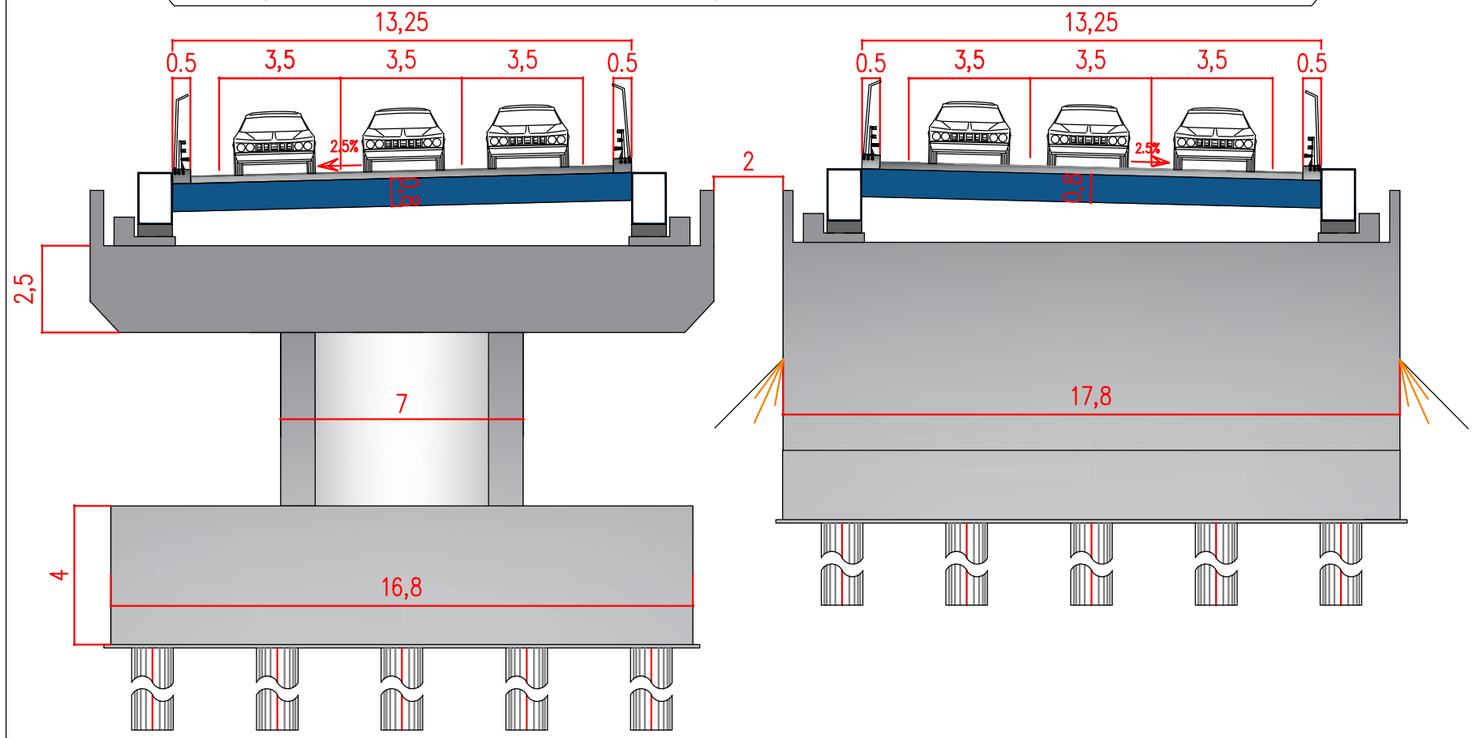
Le tableau ci-dessous montre les dimensions des culées :

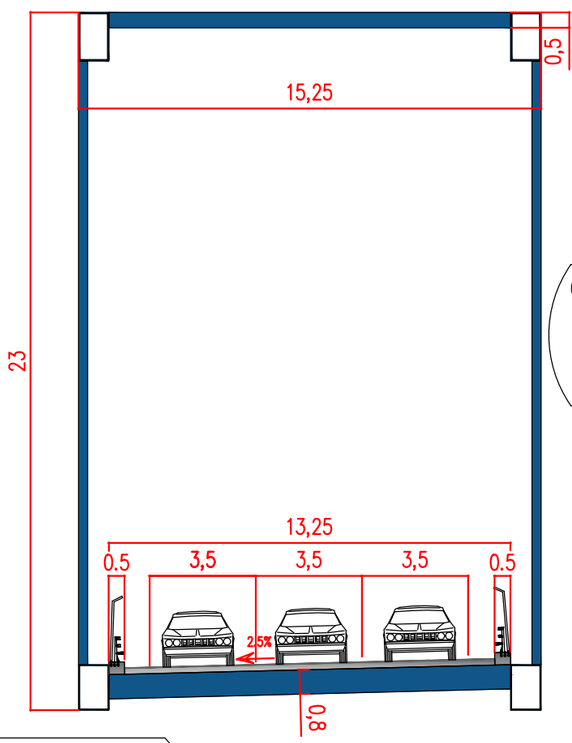
Tableau III-9 : Dimensionnement des culées-pont bow-string

Elément		Valeurs	Figure
Mur frontal	Hauteur	C1 : 4.5 m C2 : 6.1 m	
	Epaisseur	C1 : 2.8 m C2 : 3.3 m	
	Longueur	17.8 m	
Mur garde grève	Hauteur	C1 : 2.4 m C2 : 2.2 m	
	Epaisseur	C1 : 0.5 m C2 : 0.5 m	
	Longueur	17.8 m	
Mur en retour	Epaisseur	1 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.3 m	
	Largeur	C1 : 4 m C2 : 6m	
Fondation	Type	Profonde sur 10 pieux pour C1 et 15 pieux pour C2 : D=1.2 m L=15 m	
	Dimensions semelles	C1 : 6.85 × 17.8 × 2 (m × m × m) C2 : 9.6 × 17.8 × 2 (m × m × m)	

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

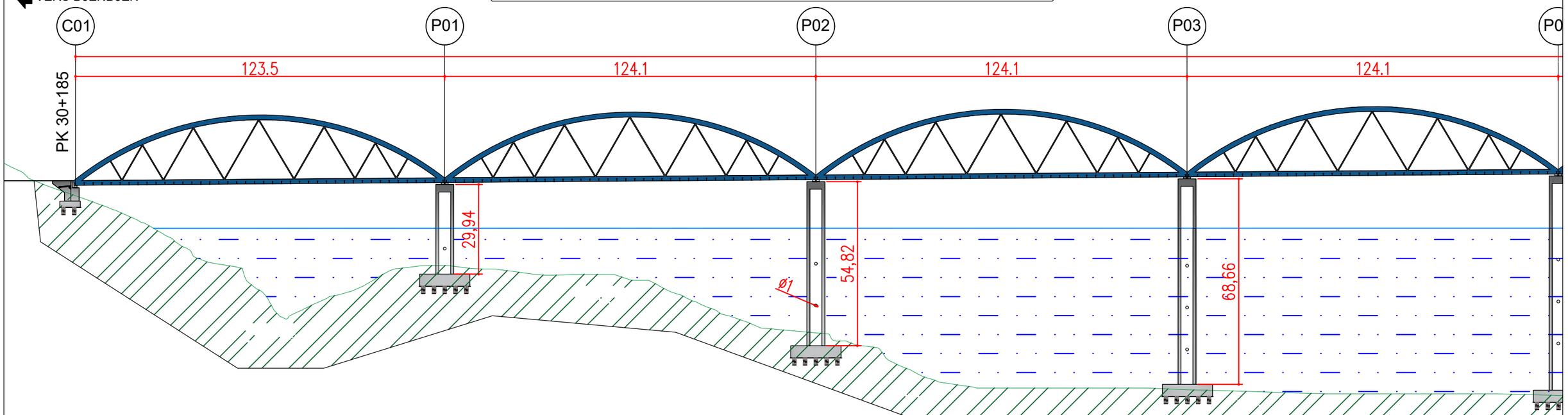
Coupe transversal sur pile et sur culée Ech: 1/175





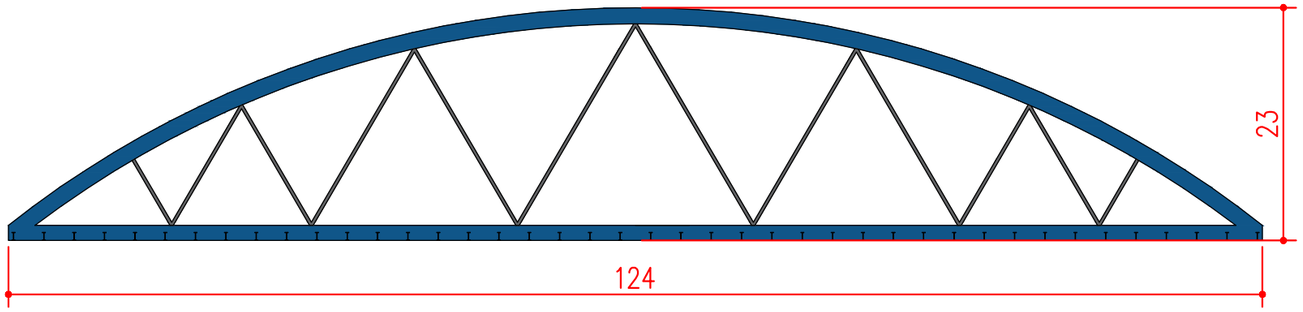
Coupe transversal au mi-travée Ech: 1/175

Profil en long Ech: 1/1300

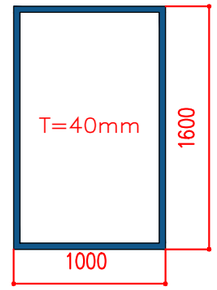


ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°3	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont métallique (Bow-String)	1/3	2022 / 2023

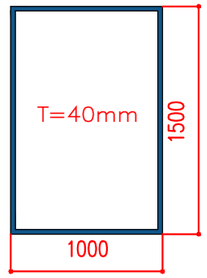
Vue longitudinale de l'arc Ech: 1/600



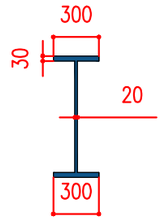
Section de l'arc
Ech: 1/40



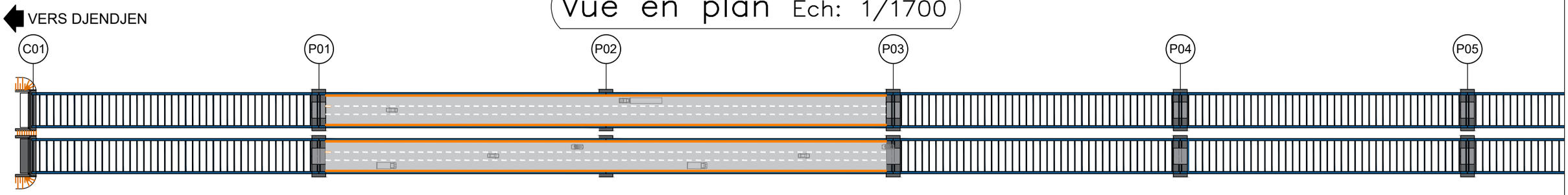
Poutre latérale
Ech: 1/40



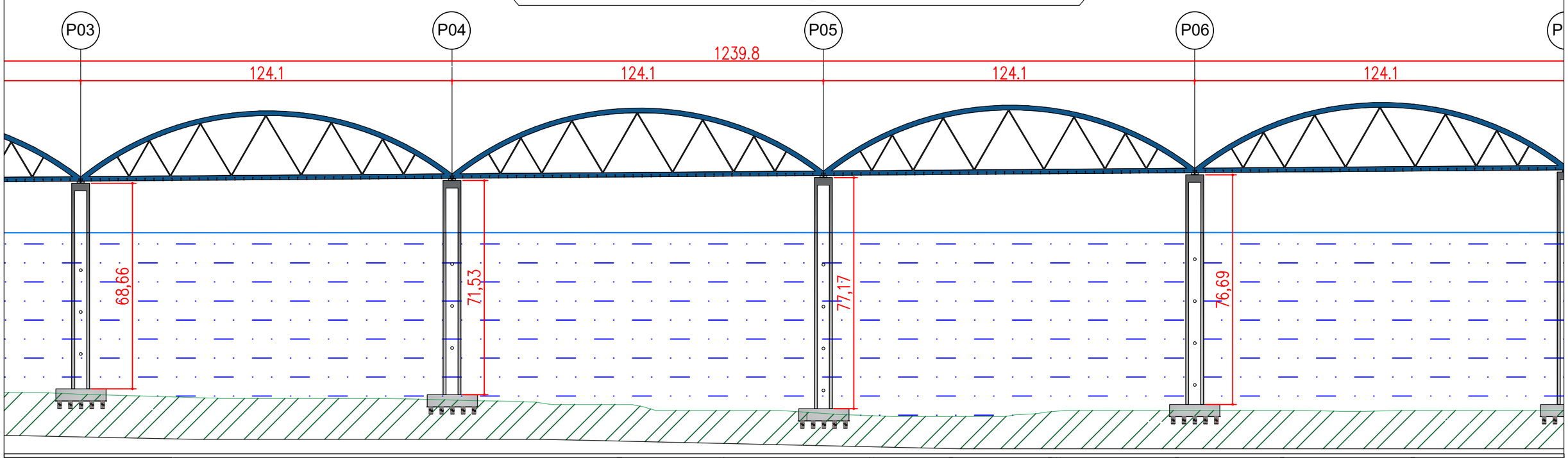
Pièce de pont
Ech: 1/40



Vue en plan Ech: 1/1700

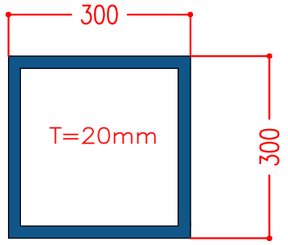


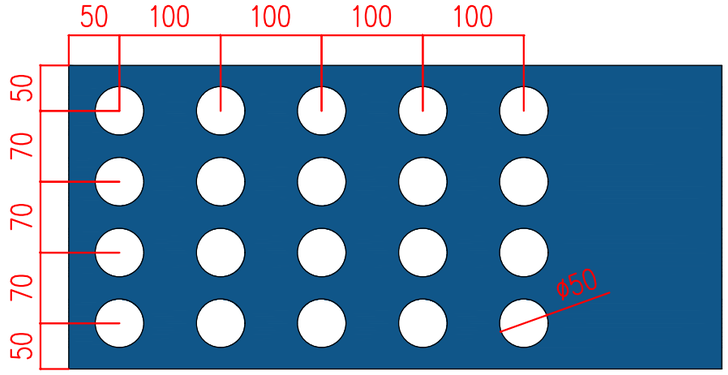
Profil en long Ech: 1/1300



ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°3	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont métallique (Bow-String)	2/3	2022 / 2023

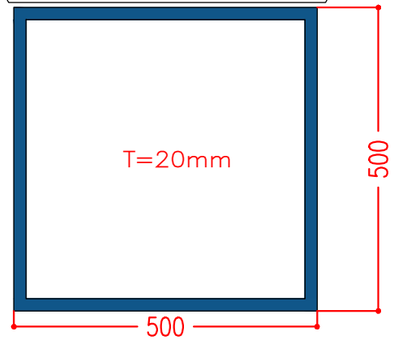
Suspente Ech: 1/10



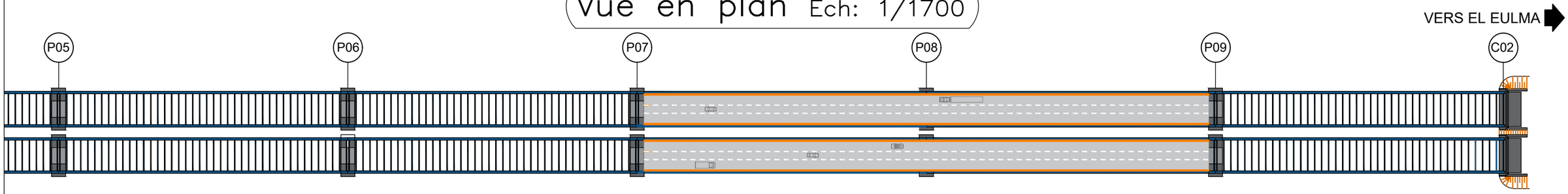


Suspente Ech: 1/6

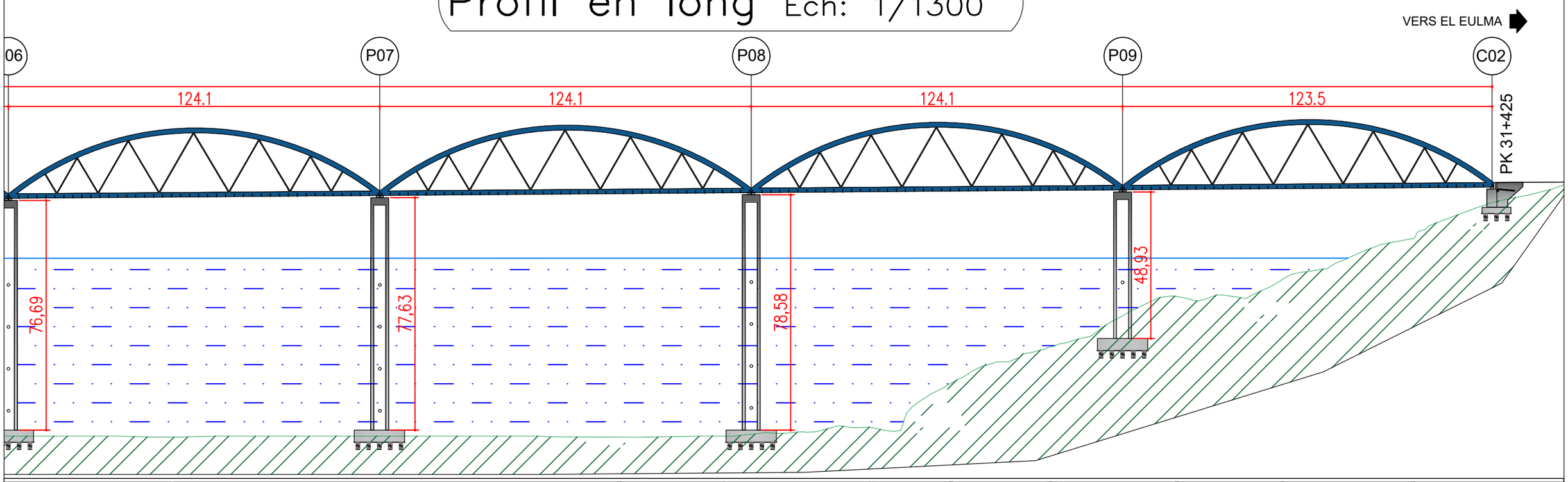
Contreventement Ech: 1/10



Vue en plan Ech: 1/1700



Profil en long Ech: 1/1300



ENSTP المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Chapitre III	Variante N°3	Planche N°	Année universitaire
	CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V30.2 DU PK 30+181 AU PK 31+419 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN, AU DESSUS DU BARRAGE DE TABELLOUT	DIAB Mohammed ZOUAI Sofiane	Conception et Pré-dimensionnement	Pont métallique (Bow-String)	3/3	2022 / 2023

III.2.4 Devis estimatif et quantitatif

Selon les documents des prix unitaires fournis par la SAPTA, on a trouvé les devis suivants :

Tableau III-10 : Devis estimatif et quantitatif de la première variante

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°01					
N	**Désignation**	**U**	**Quantités**	**Prix unitaire (HT)**	**Montant**
1	Installation de chantier et transport des matériaux, décapage de la terre végétale.	**F**	1	256 607 307,50	**256 607 307,50**
2	Etude d'exécution y compris étude géotechnique	**F**	1	102 642 923,00	**102 642 923,00**
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux φ 1200 mm	**ML**	11850	20 000,00	238 200 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes φ 60 pour les essais soniques	**ML**	35550	2 500,00	88 875 000,00
1.3	Essais d'auscultation soniques	**U**	490	45 000,00	22 050 000,00
1.4	Recepage des pieux	**U**	490	25 000,00	12 250 000,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés	**U**	2	4 000 000,00	8 000 000,00
Total (poste 1)					**369 375 000,00**
Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté 10 cm pour fondation	**M3**	601,82	10 500,00	6 319 110,00
2.2	Béton RN 30 pour pieux	**M3**	13402,03	15 000,00	201 030 450,00
2.3	Béton RN 30 pour semelles (piles et culées)	**M3**	22230,84	15 000,00	333 462 600,00

2.4	Béton RN 30 pour piles	**M3**	24995,08	15 000,00	374 926 200,00
2.5	Béton RN 30 pour culées	**M3**	1735,26	15 000,00	26 028 900,00
2.6	Béton RN 30 pour chevêtres	**M3**	2010	15 000,00	31 500 000,00
2.7	Béton RN 35 pour poutre caisson en BP	**M3**	26570	18 000,00	478 260 000,00
Total (poste 2)					**1 457 692 269,90**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier passif Fe E 500	**T**	15310,6	160 000,00	2 449 693 880,19
3.2	Acier actif	**T**	1860	400 000,00	744 000 000,00
3.3	Glissière	**ML**	4940	25 000,00	123 500 000,00
3.4	Garde-corps	**ML**	2470	18 000,00	44 460 000,00
3.5	Joint de chaussée	**ML**	53	15 000,00	795 000,00
Total (poste 3)					**3 362 448 880,00**

TOTAL HORS TAXES	**5 491 396 380,00**
T V A 19 %	**1 043 365 312,00**
TOTAL TTC	**6 534 761 693,00**

Tableau III-11 : Devis estimatif et quantitatif de la deuxième variante

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°02

N	Désignation	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
1	Installation de chantier et transport des matériaux, décapage de la terre végétale.	**F**	1	311 650 378,90	**311 650 378,90**

2	Etude d'exécution y compris étude géotechnique	**F**	1	124 660 151,50	**124 660 151,50**

Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux φ 1200 mm	**ML**	12975	20 000,00	259 500 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes φ 60 pour les essais soniques	**ML**	38925	2 500,00	97 312 500,00
1.3	Essais d'auscultation soniques	**U**	535	45 000,00	24 075 000,00
1.4	Recepage des pieux	**U**	535	25 000,00	13 375 000,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés	**U**	2	4 000 000,00	8 000 000,00
Total (poste 1)					**402 262 500,00**

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté 10 cm pour fondation	**M3**	1301,094	10 500,00	13 661 487,00
2.2	Béton RN 30 pour pieux	**M3**	14674,38	15 000,00	220 115 700,00
2.3	Béton RN 30 pour semelles (piles et culées)	**M3**	24361.08	15 000,00	365 416 200,00
2.4	Béton RN 30 pour piles	**M3**	20176,416	15 000,00	302 646 240,00
2.5	Béton RN 30 pour culées	**M3**	1415,90	15 000,00	21 238 500,00
2.6	Béton RN 30 pour les chevêtres	**M3**	2754,73	15 000,00	41 320 950,00
2.7	Béton RN 35 pour l'hourdis	**M3**	7192	18 000,00	129 456 000,00
Total (poste 2)					**1 093 855 077,00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier passif Fe E 500	**T**	10649	160 000,00	1 703 840 000,00
3.2	Acier pour les poutres + entretoises	**T**	5844	500 000,00	2 922 000 000,00
3.3	Glissière	**ML**	4940	25 000,00	62 000 000,00
3.4	Garde-corps	**ML**	2480	18 000,00	44 640 000,00

3.5	Joint de chaussée	**ML**	53	15 000,00	4 410 000,00
Total (poste 3)					**4 736 890 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**6 669 318 107,00**
T V A 19 %	**1 267 170 440,00**
TOTAL TTC	**7 936 488 548,00**

Tableau III-12 : Devis estimatif et quantitatif de la troisième variante

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°03

N	**Désignation**	**U**	**Quantités**	**Prix unitaire (HT)**	**Montant**
1	Installation de chantier et transport des matériaux, décapage de la terre végétale.	**F**	1	601 563 780,20	**601 563 780,20**
2	Etude d'exécution y compris étude géotechnique	**F**	1	240 625 512,10	**240 625 512,10**

Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux φ 1200 mm	**ML**	12000	20 000,00	240 000 000,00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes φ 60 pour les essais soniques	**ML**	36000	2 500,00	90 000 000,00
1.3	Essais d'auscultation soniques	**U**	500	45 000,00	22 500 000,00
1.4	Recepage des pieux	**U**	500	25 000,00	12 500 000,00
1.5	Essais statiques des pieux isolés	**U**	2	4 000 000,00	8 000 000,00
Total (poste 1)					**373 000 000,00**

Poste 2 : Béton

2.1	Béton de propreté 10 cm pour fondation	**M3**	516	10 500,00	5 418 000,00
2.2	Béton RN 30 pour pieux	**M3**	13572	15 000,00	203 580 000,00
2.3	Béton RN 30 pour semelles (piles et culées)	**M3**	21493	15 000,00	322 395 000,00
2.4	Béton RN 30 pour piles	**M3**	24703,8	15 000,00	370 557 000,00
2.5	Béton RN 30 pour culées	**M3**	1658	15 000,00	24 870 000,00
2.6	Béton RN 30 pour les chevêtres	**M3**	4913,7408	15 000,00	69 206 112,00
2.7	Béton RN 35 pour l'hourdis	**M3**	6076	18 000,00	109 368 000,00
Total (poste 2)					**1 039 745 604,90**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier passif Fe E 500	**T**	11174	160 000,00	1 787 840 000,00
3.2	Charpente métallique pour l'arc + poutres + entretoise + suspentes + contreventement	**T**	17440	500 000,00	8 720 000 000,00
3.3	Glissière	**ML**	2480	25 000,00	62 000 000,00
3.4	Garde-corps	**ML**	2480	18 000,00	44 640 000,00
3.5	Joint de chaussée	**ML**	270	15 000,00	4 050 000,00
Total (poste 3)					**10 618 530 000,00**

TOTAL HORS TAXES	**12 873 464 900,00**
T V A 19 %	**2 445 958 330,00**
TOTAL TTC	**15 319 423 230,00**

Après les calculs et avec toutes taxes comprises on trouve ces montants totaux :

Variante 01	Variante 02	Variante 03
6 534 761 693,00	**7 936 488 548,00**	**15 319 423 230,00**

Exemple de calcul des quantités pour la première variante :

- **Pieux**

-Forage des pieux φ 1200 mm = (longueur d'un pieu de la culée × nombre des pieux) + (longueur d'un pieu de la pile × nombre des pieux) = (15 × 40) + (25 × 450) = **11850 Ml**

-Fourniture et mise en œuvre des tubes φ 60 pour les essais soniques = forage des pieux φ 1200 mm × 3 = 11850 × 3 = **35550 Ml**

-Essais d'auscultations soniques = nombre des pieux = **490 Essais**

-Recepage des pieux = nombre des pieux = **490 pieux**

-Essais statique des pieux isolés = **2 Essais**

- **Béton**

-Béton de propreté = volume du béton de propreté sous culées + volume du béton de propreté sous piles = 49,7025 + 552,12 = **601,82 m^3**

-Béton RN 30 pour pieux = volume des pieux sous culées + volume des pieux sous piles

= $\pi \times \frac{1.2^2}{4} \times 15 \times 40 + \pi \times \frac{1.2^2}{4} \times 25 \times 450$ = **13402.03 m^3**

- Béton RN 30 pour semelles (culées + piles) = 928,44 + 21302,4 = **22230,84 m^3**

-Béton RN 30 pour culées = volume de mur frontal + volume de mur en retour + volume de mur garde grève + volume de la dalle de transition + volume de corbeau = **1735,26 m^3**

-Béton RN 30 pour chevêtres = 6 × 7 × 2,5 × 2 = **2100 m^3**

-Béton RN 35 pour poutre caisson en BP = la somme des volumes des voussoirs

= **26570 m^3**

- **Aciers**

-Acier passif Fe E500 = 180 × volume (piles + chevêtres + culées) + 120 × volume (semelles + pieux) + 220 × volume de poutre caisson = **15310,6 T**

-Acier actif = 70 × volume de poutre caisson = **1860 T**

-Glissière = 1238 × 4 = **4940 Ml**

-Garde-corps = 1238 × 2 = **2470 Ml**

-Joint de chaussée = **13,25 × 4 = 53 Ml**

III.2.5 Analyse multicritères

Pour décider de la variante retenue parmi les trois proposées pour notre projet, on fait une comparaison basée sur quatre critères :

- L'économie.
- L'exécution.
- L'esthétique.
- L'entretien.

Comparaison des trois variantes :

Tableau III-13 : Comparaison des trois variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont voussoir en béton précontrainte	**1-** On peut atteindre une grande portée. **2-** Esthétiquement bon. **3-** Plus optimale à le réaliser en présence d'une courbe. **4-** Plus optimale lorsqu'il s'agit d'obstacles profonds. **5-** Moins couteuse.	**1-** La difficulté de réalisation sur place (coulage). **2-** La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée. **3-** Un poids propre très important. **4-** L'exécution prend plus de temps.
Variante 02 : Pont mixte acier-béton bipoutres	**1**- on peut atteindre une grande portée. **2**- l'exécution est plus rapide et plus facile.	**1**- un cout élevé par rapport à la première variante. **2**- La fatigue des composants en acier et la corrosion ce qui demande plus d'entretien. **3**- La sensibilité à la température (le gradient thermique) et à l'eau. **4**- N'est pas un bon choix sachant que l'obstacle à franchir est un barrage. **5-** Les dimensions immense d'acier ou l'augmentation de nombre de piles.
Variante 03 : Pont métallique bow-string	**1**- On peut atteindre une grande portée par rapport aux deux premières variantes. **2**- Esthétiquement bon. **3**- la rapidité d'exécution.	**1**- Un cout énorme à cause de la quantité massive d'acier. **2**- La fatigue des composants en acier et la corrosion ce qui demande plus d'entretien. **3**- La sensibilité à la température (le gradient thermique).

		4- Un cout supplémentaire à cause du transport. **5**- N'est pas un bon choix sachant que l'obstacle à franchir est un barrage. **6-** la nécessité d'une grande largueur.

III.3 CONCLUSION

Après avoir étudié et comparé les couts des trois variantes, l'esthétique, et l'entretien des deux dernières variantes, et en considérant l'environnement de notre projet et l'obstacle à franchir, on constate que la variante la plus optimale à retenir est : **Variante 01 « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs ».**

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION

L'objet de ce chapitre est de définir les caractéristiques des matériaux de construction utilisés ainsi que les hypothèses de calcul selon les normes. Ainsi que, l'évaluation des charges et des surcharges qui vont être supportées par l'ouvrage en phase de construction et en phase de service.

IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

1) Règles B.A.E.L.91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
2) CBA 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
3) Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte.
4) RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
5) RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
6) Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
7) Guide SETRA 2003.

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

La conception fait partie des conditions qui influe le choix des matériaux de construction de l'ouvrage soit béton, acier passif et acier actif.

IV.3.1 Béton

Tableau IV-1 : Caractéristiques de béton

	Infrastructure	Superstructure
f_{c28} (MPa)	30	35
f_{t28} (MPa)	2.4	2.7
Densité (KN/m^3)	25	25

IV.3.2 Les armatures

Les aciers utilisés sont de deux natures :

- Les aciers passifs : pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures.
- Les aciers actifs : la précontrainte.

IV.3.2.1 L'armature passive

Des barres d'acier à haute adhérence de nuance Fe E500

- Une limite d'élasticité Garantie fe=500 MPa
- Un module d'élasticité de 200 GPa.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

IV.3.2.2 L'armature active

Ces armatures sont des câbles précontraints dont les caractéristiques sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristique		Clouage/Continuité	Fléau
Toron	T	T15s	T15s
Section d'un toron	$A_p(mm^2)$	150	150
Nombre de toron par câble	n	12	19
Section d'un câble	$S(mm^2)$	1800	2850
Diamètre de la gaine	$\emptyset$ (mm)	65	80
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860	1860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1640	1640
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1488	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.001	0.001
Coefficient de frottement de courbure	$f(rd^{-1})$	0.14	0.14
Module d'élasticité	E_p(MPa)	190 000	190 000
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ(%)	2.5	2.5
Coefficient de recul d'ancrage	g (mm)	2	2

IV.3.3 Les contraintes admissibles

IV.3.3.1 Béton

- Le module de déformation longitudinale E_{ij} défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

-Module de déformation instantanée (durée < 24h) : $\mathbf{E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$

-Module de déformation différée : $\mathbf{E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$

- Les caractéristiques à la compression sont définies comme suit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ À l'ELU ; } \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ à l'ELS}$$

Les coefficients θ et γ_b sont fixé à :

-θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h.

-γ_b = 1.5 situation durable et transitoire.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

-θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h. -γ_b = 1.15 situation accidentelle.

-θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

Tableau IV-3 : Contraintes admissibles à la compression de béton

Etat	Contrainte limite		Infrastructure	Superstructure
ELU	f_{bu}(MPa)	γ_b = 1.5	17	19.83
ELA		γ_b = 1.15	26.08	30.43
ELS	f_{bc}(MPa)		18	21

IV.3.3.2 Les armatures

La contrainte limite de traction des aciers :

Tableau IV-4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Infrastructure	Superstructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		$\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.5 \times f_e\ ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; $n = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e\ ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; $n = 1.6$		200	200

Justification de la précontrainte :

Elle se fait selon la **classe II** qui est la plus courante.

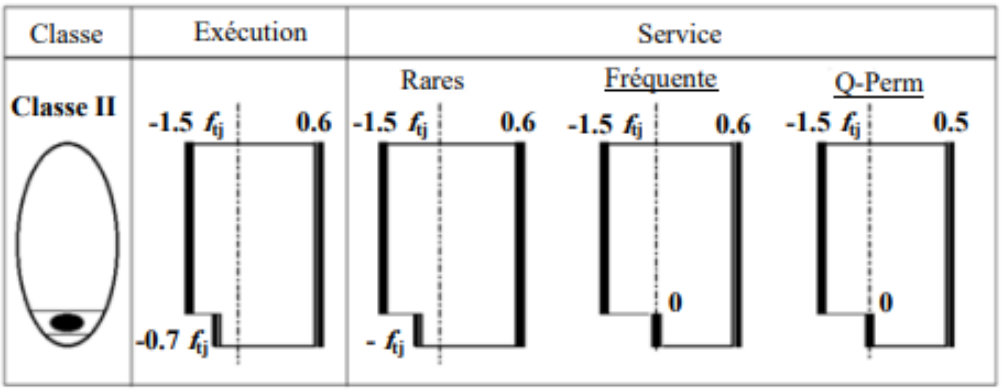


Figure IV-1 : Limitation des contraintes de BP selon classe II

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

IV.4 EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1 Les actions hors trafic

IV.4.1.1 Actions permanentes

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP :**

Tableau IV-5 : Poids dû aux CCP

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids Propre (KN)
Revêtement	24	23.52	29035.44
Trottoir	25	5	6172.5
Corniches	25	2.15	2654.175
Barriere de sécurité (BN4) -glissière	/	1.3	1604.85
Barriere de sécurité	/	1.85	2283.825
Total	/	33.82	**41750.79**

❖ **Poids des voussoirs :**

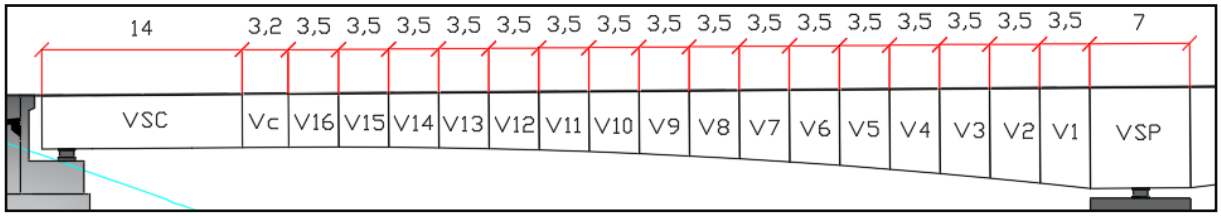


Figure IV-2 : Découpage des voussoirs

Tableau IV-6 : Poids du tablier

N° voussoir	Surface (m^2)	L(m)	V(m^3)	P(KN)
VSP	13.88	7	123.27	3081.75
V1	13.66	3.5	47.81	1195.25
V2	12.92	3.5	45.23	1130.76
V3	12.5	3.5	43.76	1093.93
V4	12.09	3.5	42.31	1057.70
V5	11.73	3.5	41.06	1026.46
V6	11.38	3.5	39.83	995.75
V7	11.05	3.5	38.68	966.88
V8	10.78	3.5	37.72	942.90
V9	10.51	3.5	36.80	919.89
V10	10.26	3.5	35.92	898.10
V11	10.08	3.5	35.28	882.00
V12	9.91	3.5	34.68	867.04
V13	9.81	3.5	34.32	858.03
V14	9.72	3.5	34.01	850.15
V15	9.64	3.5	33.74	843.41

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V16	9.63	3.5	33.71	842.63
VC	9.63	1	9.63	240.83
VSC	9.63	14	149.6	3740
VCG	9.63	3.23	31.11	777.86
VCD	9.63	3.28	31.60	789.91
Poids d'un demi-fléau				16911.75
Poids propre d'une travée de rive (droite)				21441.63
Poids propre du tablier principal				34064.33
Poids propre total des voussoirs				349450.20
Poids propre total du tablier (poids propre+CCP)				391200.99

IV.4.1.2 Action thermique

Le gradient thermique vertical qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement de courte durée est $\Delta\boldsymbol{\theta} = \mp\mathbf{12}\ \mathbf{°C}$ en phase de construction est $\Delta\boldsymbol{\theta} = \mp\mathbf{7}\ \mathbf{°C}$ en phase de service.

On adopte une variation uniforme de température de **+35 °C** et **-15 °C** (climat tempéré au nord), la valeur prise en calcul est $\Delta\mathbf{T} = \mathbf{20}\ \mathbf{°C}$ ou $-\ \mathbf{30}\ \mathbf{°C}$**.**

IV.4.2 Les actions variables hors trafic

IV.4.2.1 Actions dues à l'eau

Dans notre cas on a la poussée hydrostatique et la poussée hydrodynamique du courant.

La prise en compte de la pression hydrostatique ne pose généralement aucun problème. L'action abrasive du courant se prémunit à l'aide de dispositions constructives appropriées.

La masse d'eau est appliquée à l'intérieur et l'extérieur avec une hauteur de 60.41 m.

IV.4.3 Les actions dues au trafic

IV.4.3.1 Système de charge à considérer

Les charges à considérer selon le R.C.P.R sont :

- Charges civiles : A(L) et B (Bc,Bt,Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

IV.4.3.2 Caractéristiques du pont

Largeur roulable : **12.25 m.**

Largeur chargeable : **11.25 m.**

Nombre de voies : **3 voies.**

Largeur d'une voie : **3.5 m.**

Classe du pont : Lr > 7m ➔ **1ère classe.**

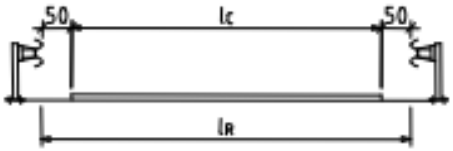
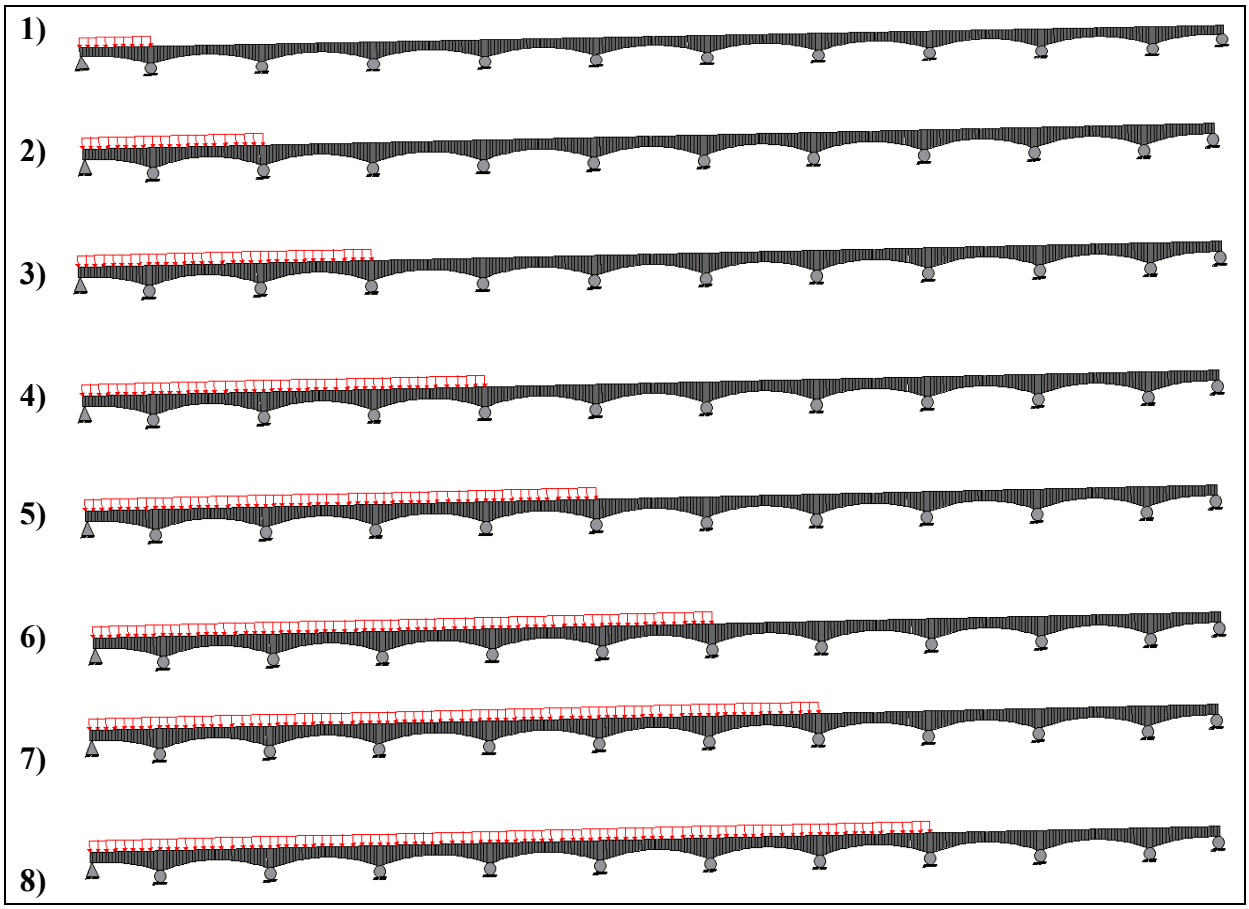


Figure IV-3 : La largeur roulable et la largeur chargeable

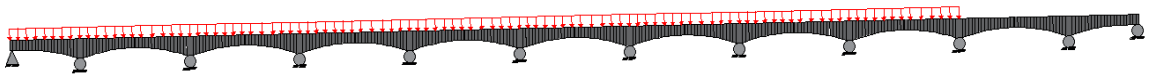
IV.4.3.3 Les cas de chargement

Ce sont les différents cas de placement des surcharges sur le tablier.

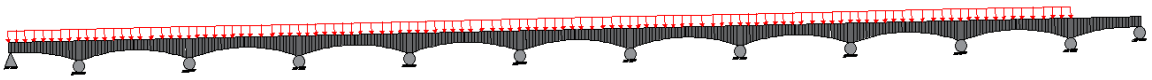


DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

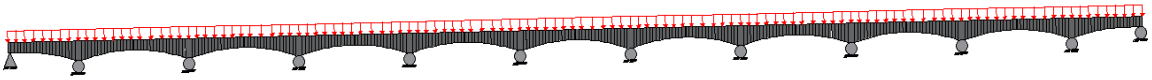
9)



10)



11)



12)



13)



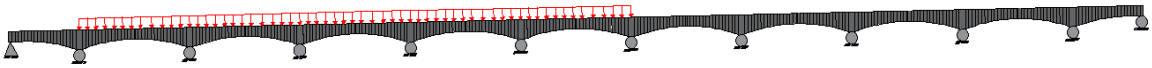
14)



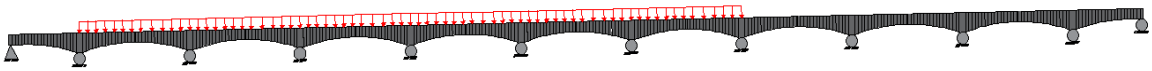
15)



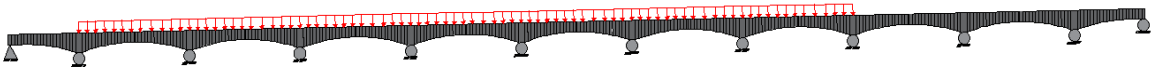
16)



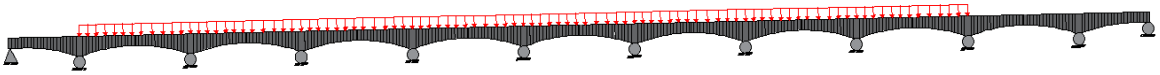
17)



18)



19)



20)



21)

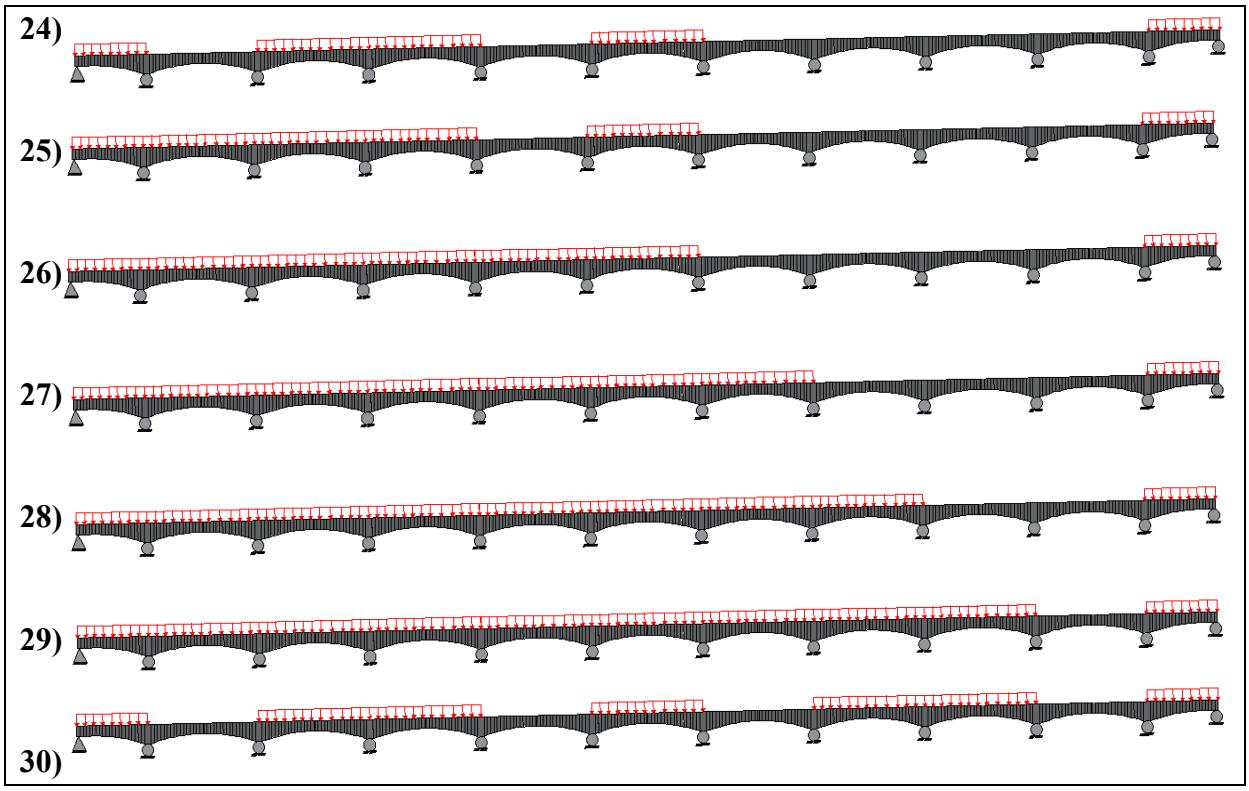


22)



23)





IV.4.3.4 Système de charge A

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \; ; \; A_1 = max\begin{Bmatrix} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{Bmatrix} \; ; \; A_2 = a_2 \times A_1$$

➔ $A = A(l) \times a_1 \times a_2$

Avec :

l : La longueur chargé du tablier en m.

a_1 : Coefficient qui dépend de la classe de pont et nombre de voies chargées.

Tableau IV-7 : Coefficient a_1

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	Première	**1**	**1**	**0.9**	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	/	/	/
	Troisième	0.9	0.8	/	/	/

a_2 : Coefficient qui dépend du largueur d'une voie v et de la classe du pont tel que $\boldsymbol{a_2 = \frac{v_0}{v}}$.

Tableau IV-8 : Valeur de v_0

Classe de pont	v_0
Première classe	**3.5 m**
Deuxième classe	3 m
Troisième classe	2.75 m

La largeur du pont est de 3.5 m et puisque on est dans la première classe ; $\boldsymbol{a_2 = 1}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Valeurs de A(l)

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m^2)	A en fonction de nombre des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	75	6.44	22.53	45.07	60.84
Cas 2	195	4.04	14.14	28.27	38.17
Cas 3	315	3.40	11.90	23.81	32.14
Cas 4	435	3.11	10.87	21.74	29.35
Cas 5	555	2.93	10.27	20.54	27.74
Cas 6	675	2.82	9.88	19.77	26.69
Cas 7	795	2.75	9.61	19.22	25.95
Cas 8	915	2.69	9.41	18.82	25.40
Cas 9	1035	2.64	9.25	18.51	24.98
Cas 10	1155	2.61	9.13	18.26	24.65
Cas 11	1230	2.59	9.06	18.13	24.47
Cas 12	120	5.03	17.60	35.19	47.51
Cas 13	240	3.73	13.05	26.10	35.24
Cas 14	360	3.27	11.44	22.87	30.88
Cas 15	480	3.03	10.61	21.22	28.65
Cas 16	600	2.89	10.11	20.22	27.29
Cas 17	720	2.79	9.77	19.54	26.38
Cas 18	840	2.72	9.53	19.06	25.73
Cas 19	960	2.67	9.35	18.69	25.24
Cas 20	1080	2.63	9.20	18.41	24.85
Cas 21	150	4.52	15.83	31.66	42.74
Cas 22	270	3.58	12.52	25.04	33.80
Cas 23	390	3.20	11.18	22.37	30.20
Cas 24	510	2.99	10.46	20.93	28.25
Cas 25	630	2.86	10.01	20.03	27.03
Cas 26	750	2.77	9.70	19.41	26.20
Cas 27	870	2.71	9.48	18.96	25.59
Cas 28	990	2.66	9.31	18.61	25.13
Cas 29	1110	2.62	9.17	18.35	24.77
Cas 30	750	2.77	9.70	19.41	26.20

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

IV.4.3.5 Système de charge B

Ce système de charges comprend trois systèmes distincts dont il y'a lieu d'examiner indépendamment les effets :

❖ **Système de charges Bc**

Un camion type de charge totale de **300 KN**, comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatique et qui réponds aux caractéristiques monter dans la figure :

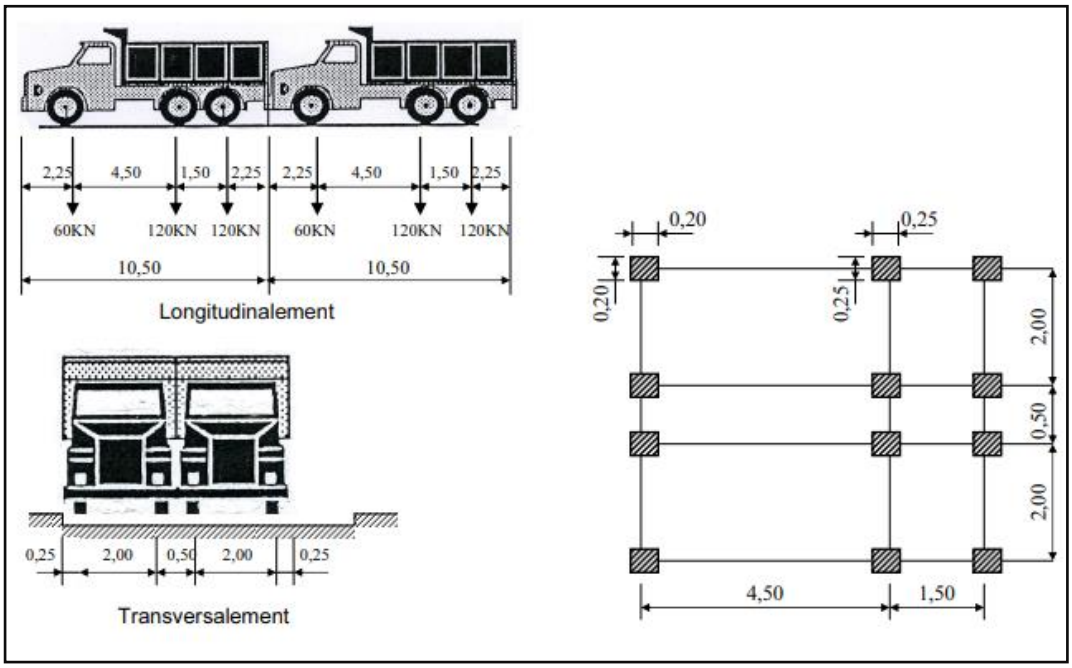


Figure IV-4 : Système de charges Bc

A chaque fois on a 2 camions longitudinalement donc $\boldsymbol{Bc = 2 \times N \times 300 \times b_c}$

Avec :

N : nombre de voies

b_c : Coefficient qui dépend de la classe de pont

Tableau IV-10 : Valeur de b_c

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥5
Première classe	**1.20**	**1.10**	**0.95**	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	/	/	/
Troisième classe	1.00	0.80	/	/	/

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau IV-11: Les valeurs de B_c

Nombre de voies	Charge (KN)	b_c	B_c(KN)
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320
3	1800	0.95	1710

❖ Système de charges Br

Une roue isolée d'une charge de **100 KN**, peut être placée n'importe ou sur la largeur roulable.

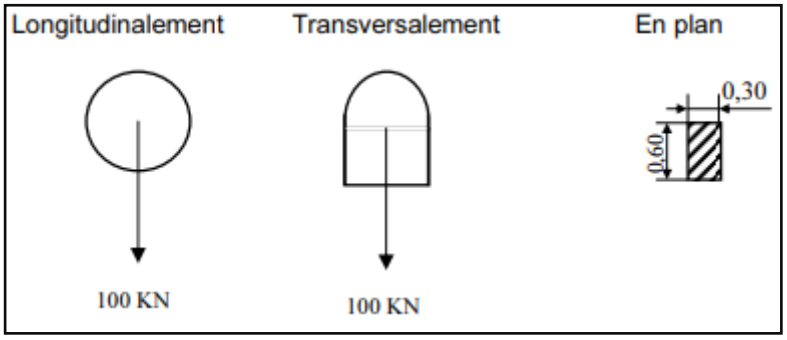


Figure IV-5 : Système de charges Br

❖ Système de charges Bt

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

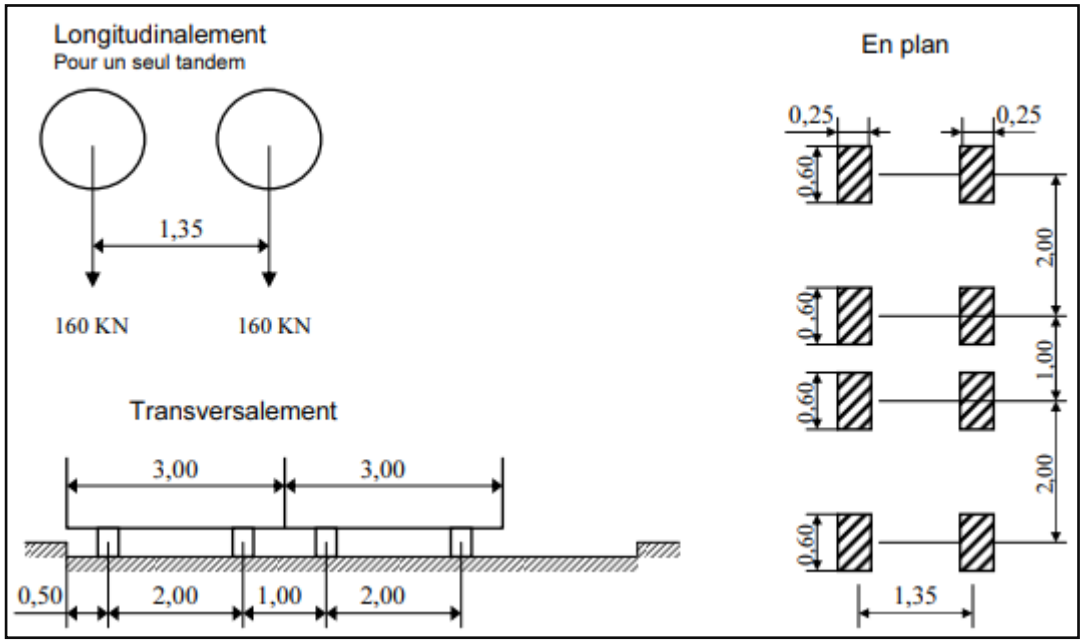


Figure IV-6 : Système de charges Bt

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

$$Bt = 2 \times N \times 160 \times b_t$$

Avec :

N : nombre de tandems

b_t : Coefficient qui dépend de la classe de pont

Tableau IV-12 : Valeur de b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	**1.2**
Deuxième classe	1

Donc les valeurs à prendre en calculs sont :

Tableau IV-13 : Les valeurs de B_t

Nombre de voies	Charge (KN)	b_t	B_t(KN)
1	320	1.2	384
2-3	640	1.2	768

IV.4.3.6 Charges militaires Mc120

Une charge totale de **1100 KN**, dans le sens transversal. Un seul convoi est supposé circuler quel que soit la largeur de la chaussée, longitudinalement. Le nombre de convoi n'est pas limité mais il faut qu'il y'ai au moins un espacement de 30.5 m.

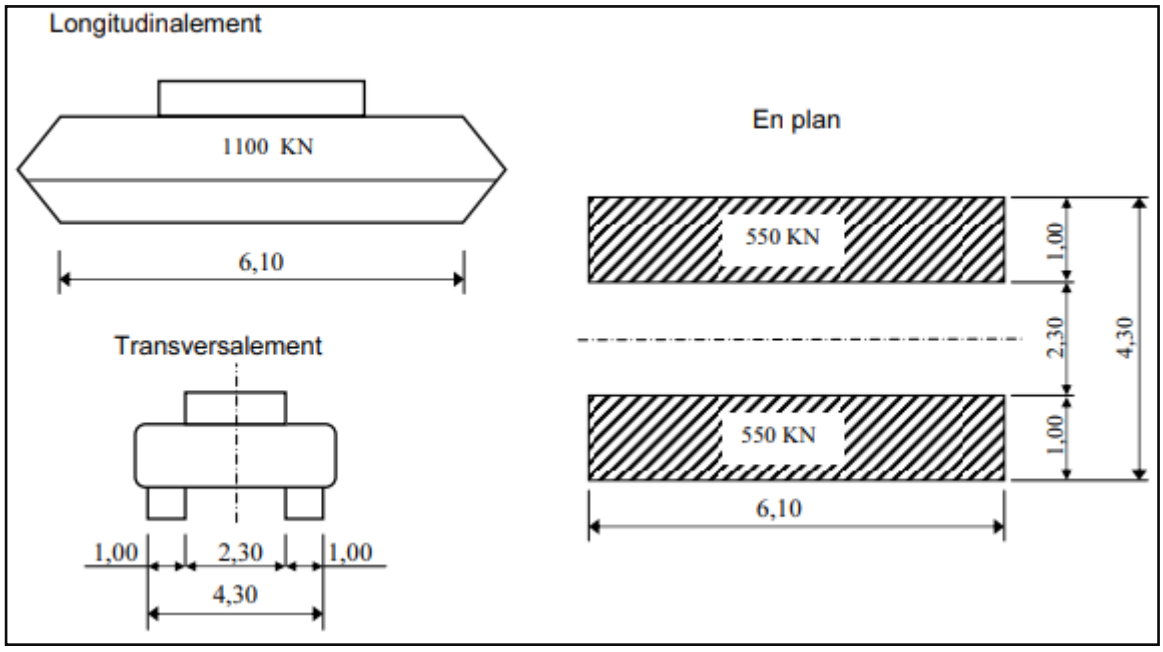


Figure IV-7 : Convoi Mc120

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

IV.4.3.7 Charges exceptionnelle D240

Le convoi comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de **2400 KN** de poids total.

Ce poids qui circule seul transversalement et longitudinalement est supposé reparti sur la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

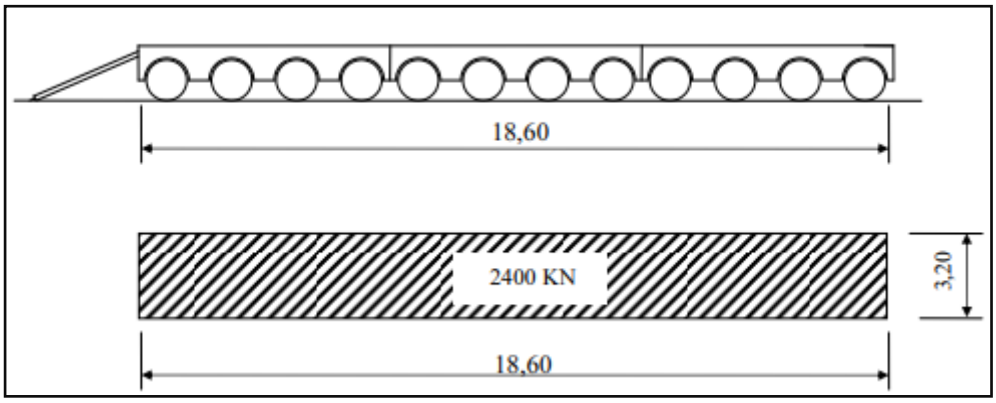


Figure IV-8 : Convoi D240

IV.4.3.8 Coefficient de majoration dynamique

Les charges B et Mc120 vont être majorés par un coefficient δ qui sert à passer d'un système dynamique à un système en quelque sorte statique majoré, le D240 ne sera pas majoré car est déjà considéré comme une charge statique.

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

Avec :

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

G : sa charge permanente.

S : sa surcharge maximale.

Les valeurs de coefficient de majoration des charges B sont :

Tableau IV-14 : Coefficient de majoration des charges B

		S(KN)	720	1320	1710	768
Cas de charge	L(m)	G(KN)	Bc 1 voie	Bc 2 voies	Bc 3 voies	Bt 2-3 voies
Cas 1	75	20230.580	1.030	1.035	1.037	1.031
Cas 2	195	52609.660	1.012	1.014	1.015	1.012
Cas 3	315	84988.740	1.008	1.009	1.009	1.008
Cas 4	435	117367.820	1.005	1.006	1.007	1.006
Cas 5	555	149746.900	1.004	1.005	1.005	1.004
Cas 6	675	182125.980	1.004	1.004	1.004	1.004
Cas 7	795	214505.060	1.003	1.003	1.004	1.003

Cas 8	915	246884.140	1.003	1.003	1.003	1.003
Cas 9	1035	279263.220	1.002	1.003	1.003	1.002
Cas 10	1155	311642.300	1.002	1.002	1.003	1.002
Cas 11	1230	331860.850	1.002	1.002	1.002	1.002
Cas 12	120	32379.080	1.019	1.022	1.024	1.020
Cas 13	240	64758.160	1.010	1.011	1.012	1.010
Cas 14	360	97137.240	1.007	1.008	1.008	1.007
Cas 15	480	129516.320	1.005	1.006	1.006	1.005
Cas 16	600	161895.400	1.004	1.005	1.005	1.004
Cas 17	720	194274.480	1.003	1.004	1.004	1.003
Cas 18	840	226653.560	1.003	1.003	1.003	1.003
Cas 19	960	259032.640	1.002	1.003	1.003	1.003
Cas 20	1080	291411.720	1.002	1.003	1.003	1.002
Cas 21	150	40461.160	1.016	1.018	1.019	1.016
Cas 22	270	72840.240	1.009	1.010	1.011	1.009
Cas 23	390	105219.320	1.006	1.007	1.007	1.006
Cas 24	510	137598.400	1.005	1.005	1.006	1.005
Cas 25	630	169977.480	1.004	1.004	1.005	1.004
Cas 26	750	202356.560	1.003	1.004	1.004	1.003
Cas 27	870	234735.640	1.003	1.003	1.003	1.003
Cas 28	990	267114.720	1.002	1.003	1.003	1.002
Cas 29	1110	299493.800	1.002	1.002	1.003	1.002
Cas 30	750	202356.560	1.003	1.004	1.004	1.003

Les valeurs de coefficient de majoration des charges Mc120 sont :

Tableau IV-15 : Coefficient de majoration des charges Mc120

Cas de charge	L(m)	G(KN)	S(KN)	δMc120
Cas 1	75	20230.580	2200	1.041
Cas 2	195	52609.660	5500	1.025
Cas 3	315	84988.740	8800	1.021
Cas 4	435	117367.820	12100	1.020
Cas 5	555	149746.900	16500	1.020
Cas 6	675	182125.980	19800	1.019
Cas 7	795	214505.060	23100	1.018
Cas 8	915	246884.140	27500	1.018
Cas 9	1035	279263.220	30800	1.018
Cas 10	1155	311642.300	34100	1.018
Cas 11	1230	331860.850	36300	1.018
Cas 12	120	32379.080	3300	1.031
Cas 13	240	64758.160	6600	1.023
Cas 14	360	97137.240	9900	1.020
Cas 15	480	129516.320	14300	1.020
Cas 16	600	161895.400	17600	1.019
Cas 17	720	194274.480	20900	1.018
Cas 18	840	226653.560	25300	1.019
Cas 19	960	259032.640	28600	1.018

Cas 20	1080	291411.720	31900	1.018
Cas 21	150	40461.160	4400	1.029
Cas 22	270	72840.240	7700	1.023
Cas 23	390	105219.320	11000	1.020
Cas 24	510	137598.400	14300	1.019
Cas 25	630	169977.480	18700	1.019
Cas 26	750	202356.560	22000	1.019
Cas 27	870	234735.640	25300	1.018
Cas 28	990	267114.720	29700	1.018
Cas 29	1110	299493.800	33000	1.018
Cas 30	750	202356.560	22594	1.019

IV.4.3.9 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers.

Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

❖ **Système de charge Bc**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage de charge A est donné par l'expression suivante :

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

Avec :

S : La surface chargée en m^2.

Les valeurs des efforts de freinage de système A sont :

Tableau IV-16 : Efforts de freinage de charge A

Cas de charge	L(m)	A (KN/m^2)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	75	6.44	80.79	154.78	222.79
Cas 2	195	4.04	123.13	222.52	304.43
Cas 3	315	3.40	157.15	270.55	356.23
Cas 4	435	3.11	186.66	308.44	394.14
Cas 5	555	2.93	212.74	339.38	423.39
Cas 6	675	2.82	236.01	365.20	446.71

Cas 7	795	2.75	256.94	387.11	465.76
Cas 8	915	2.69	275.87	405.94	481.64
Cas 9	1035	2.64	293.07	422.30	495.07
Cas 10	1155	2.61	308.79	436.66	506.59
Cas 11	1230	2.59	317.94	444.77	512.99
Cas 12	120	5.03	98.34	184.08	259.50
Cas 13	240	3.73	136.53	242.04	326.02
Cas 14	360	3.27	168.67	285.73	371.71
Cas 15	480	3.03	196.80	320.73	405.95
Cas 16	600	2.89	221.77	349.58	432.72
Cas 17	720	2.79	244.11	373.82	454.28
Cas 18	840	2.72	264.25	394.49	472.04
Cas 19	960	2.67	282.51	412.34	486.93
Cas 20	1080	2.63	299.13	427.90	499.59
Cas 21	150	4.52	108.72	200.56	279.18
Cas 22	270	3.58	145.01	253.98	338.86
Cas 23	390	3.20	176.04	295.17	381.15
Cas 24	510	2.99	203.32	328.45	413.23
Cas 25	630	2.86	227.58	356.03	438.53
Cas 26	750	2.77	249.34	379.29	459.04
Cas 27	870	2.71	268.98	399.19	476.00
Cas 28	990	2.66	286.81	416.42	490.28
Cas 29	1110	2.62	303.06	431.49	502.46
Cas 30	750	2.77	249.34	379.29	459.04

IV.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a défini les normes et les règles, les différents matériaux avec leurs caractéristiques, les systèmes de charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage selon le R.C.P.R, et une bonne définition de ces systèmes nous donne une bonne étude et calcul des sollicitations.

Les résultats de ces calculs servent à dimensionner les différentes parties de notre pont dont le tablier. Le prochain chapitre en résume les principaux résultats.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

V.1 INTRODUCTION

La réalisation des ponts en encorbellement successif commence par la réalisation du voussoir sur pile puis se poursuit en confectionnant les autres voussoirs de part et d'autre simultanément ce que nous donne deux phases d'études :

La première phase : lorsque la totalité de fléau est réalisé, un système mécanique isostatique.

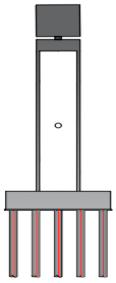
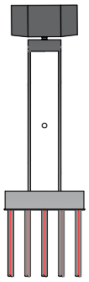
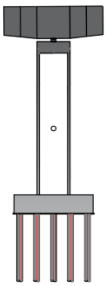
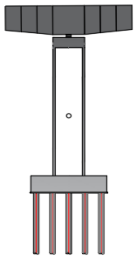
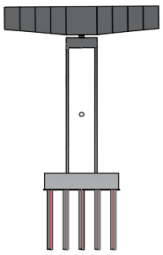
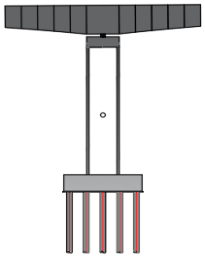
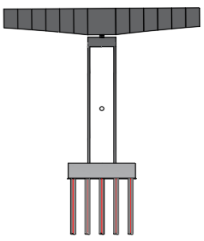
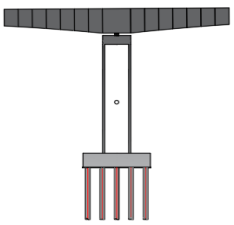
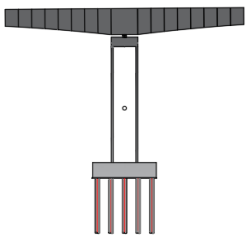
La deuxième phase : après la réalisation de clavage ce qui donne un système mécanique hyperstatique.

V.2 STABILITE DU FLEAU EN PAHSE DE CONSTRUCTION

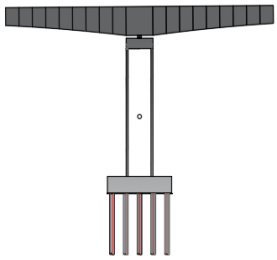
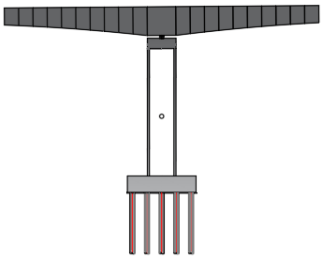
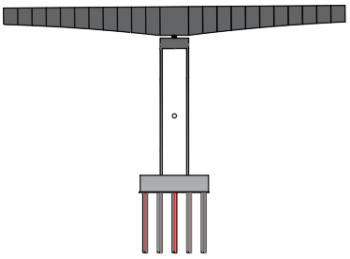
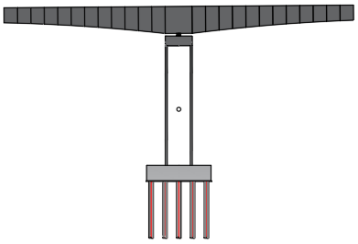
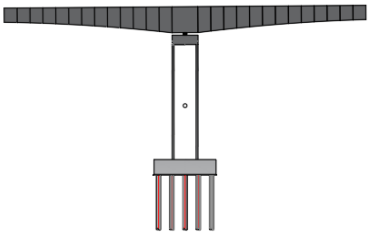
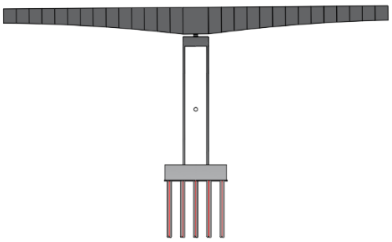
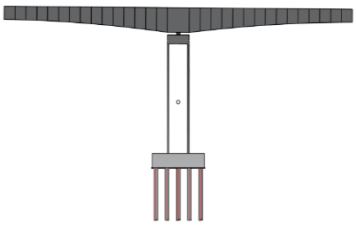
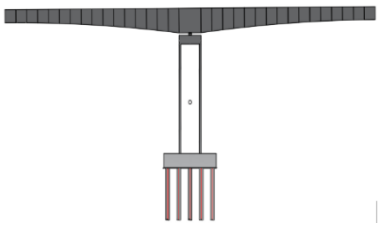
V.2.1 Les différentes phase de construction

Dans notre cas on a un barrage, donc la réalisation se fait par une poutre de lancement et on attache un voussoir de chaque côté simultanément, voici le schéma qui montre la réalisation du fléau :

Tableau V-1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau

		
Phase 01	**Phase 02**	**Phase 03**
		
Phase 04	**Phase 05**	**Phase 06**
		
Phase 07	**Phase 08**	**Phase 09**

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

		
Phase 10	**Phase 11**	**Phase 12**
		
Phase 13	**Phase 14**	**Phase 15**
		
Phase 16	**Phase 17**	

V.2.2 Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte sont définie dans le document SETRA 2003.

- Poids propre.
- Charges de chantier connues qui vont êtres appliqués sur les piles donc l'influence est négligeable.
- Charges de Chantier aléatoires.
- Les actions accidentelles.

V.2.2.1 Poids propre du fléau

Calculé à partir de la section transversale avec le poids propre du béton 25 KN/m^3, le poids d'un demi-fléau est majoré de 2% pour avoir $\mathbf{G_{max}}$ et minoré de 2% pour avoir $\mathbf{G_{min}}$.

$$\mathbf{G_{max} = 1.02 \times G} \text{ Et } \mathbf{G_{min} = 0.98 \times G}$$

Tableau V-2 : 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	1540.89	1510.0722	1540.89	1571.7078
Phase 2	2736.14	2681.4172	2736.14	2790.8628
Phase 3	3866.9	3789.562	3866.9	3944.238
Phase 4	4960.83	4861.6134	4960.83	5060.0466
Phase 5	6018.53	5898.1594	6018.53	6138.9006
Phase 6	7044.99	6904.0902	7044.99	7185.8898
Phase 7	8040.74	7879.9252	8040.74	8201.5548
Phase 8	9007.62	8827.4676	9007.62	9187.7724
Phase 9	9950.52	9751.5096	9950.52	10149.5304
Phase 10	10870.4	10652.992	10870.4	11087.808
Phase 11	11768.5	11533.13	11768.5	12003.87
Phase 12	12650.5	12397.49	12650.5	12903.51
Phase 13	13517.54	13247.1892	13517.54	13787.8908
Phase 14	14375.57	14088.0586	14375.57	14663.0814
Phase 15	15225.72	14921.2056	15225.72	15530.2344
Phase 16	16069.13	15747.7474	16069.13	16390.5126
Phase 17	16911.75	16573.515	16911.75	17249.985

V.2.2.2 Charge due au vent

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage.

V.2.2.3 Charge de chantier connues

Dans notre cas on a un barrage rempli d'eau donc pour la mise en place du tablier, on a besoin d'une poutre de lancement qui va être mobile le long de l'ouvrage s'appuyant sur les piles. Donc l'influence sur le fléau n'existe pas.

V.2.2.4 Charges de chantier aléatoires

Ce sont les charges des opérants dur chantier et matériaux, représenté par deux charges :

- Une charge répartie $\mathbf{Q_{PRA1} = 0.2\ KN/m^2}$ appliquée sur le demi-fléau majoré.
  La largeur du tablier = 13.25 m ➔ $\mathbf{Q_{PRA1} = 2.65\ KN/ml}$.
- Une charge concentrée $\mathbf{Q_{PRA2} = 50 + 5B\ KN}$ appliquée à l'extrémité du voussoir fini de demi-fléau majoré.
  La largeur du tablier = 13.25 m ➔ $\mathbf{Q_{PRA2} = 116.25\ KN.}$

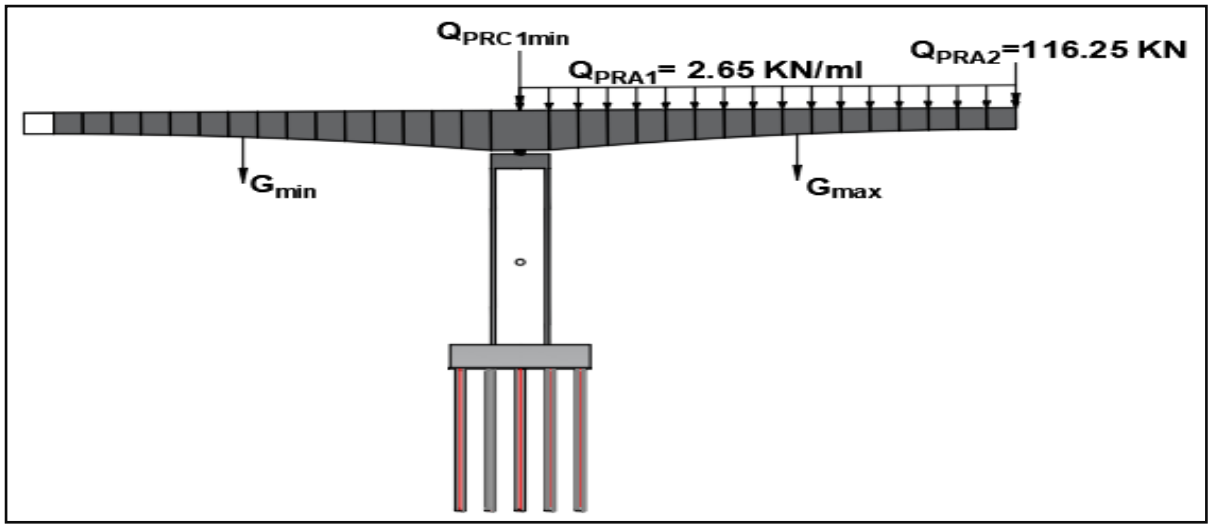


Figure V-1 : Situation temporaire à considérer

V.2.2.5 Les actions accidentelles

On prend on considération la chute du dernier voussoir d'extrémité de demi-fléau minoré, majoré avec un coefficient dynamique égale à 2, et cette charge est l'inverse du poids du dernier voussoir, $\mathbf{FA = -842.63\ KN.}$

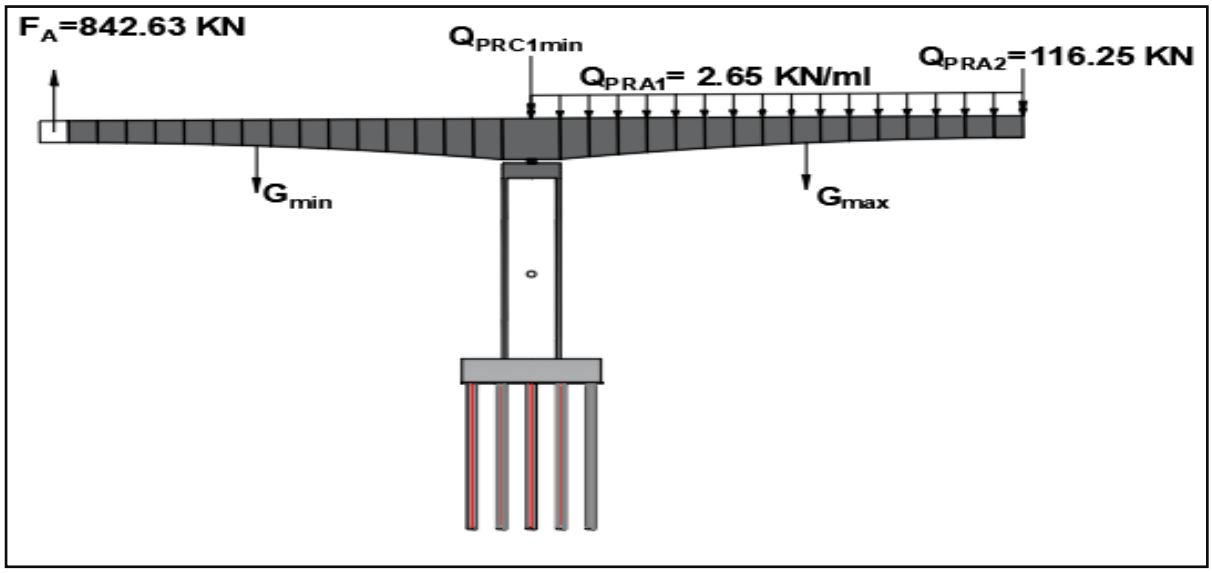


Figure V-2 : Situation accidentelle à considérer

V.2.3 Combinaisons d'actions

La phase déterminante se produit lorsque le dernier voussoir du côté maximum est placé, tandis que le dernier voussoir du côté minimum n'est pas encore en place, même avec une différence de quelques secondes, ce qui crée un déséquilibre.

Le guide de conception SETRA 2003, propose deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte et qui sont :

- **Fondamentales de type A** : une justification vis-à-vis de l'état limite ultime d'équilibre statique : le fléau ne doit pas décoller de ses cales.
- **Accidentelles de type B** : une justification vis-à-vis de l'état limite de résistance sous la combinaison accidentelle : le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

Tableau V-3 : Les combinaisons d'action

Type de combinaison		G_{max}	G_{min}	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	FA
Type A	A1	1.1	1.1	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	0
Type B	B1	1.1	1.1	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	1	1

V.2.4 Evaluation des efforts

Les calculs sont faits à la phase 17 lorsque le dernier voussoir de côté minoré n'est pas encore coulé, les résultats sont montrés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-4 : Evaluation des efforts tranchant de demi-fléau majoré

x(m)	G	G_{max}	G_{min}	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}
	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)
0	17728.778	17374.20244	18083.35356	157.675	116.25
3.5	15370.863	15063.44574	15678.28026	148.4	116.25
7	14175.613	13892.10074	14459.12526	139.125	116.25
10.5	13044.85	12783.953	13305.747	129.85	116.25
14	11950.925	11711.9065	12189.9435	120.575	116.25
17.5	10893.225	10675.3605	11111.0895	111.3	116.25
21	9866.763	9669.42774	10064.09826	102.025	116.25
24.5	8871.013	8693.59274	9048.43326	92.75	116.25
28	7904.138	7746.05524	8062.22076	83.475	116.25
31.5	6961.238	6822.01324	7100.46276	74.2	116.25
35	6041.35	5920.523	6162.177	64.925	116.25
38.5	5143.25	5040.385	5246.115	55.65	116.25
42	4261.25	4176.025	4346.475	46.375	116.25
45.5	3394.213	3326.32874	3462.09726	37.1	116.25
49	2536.188	2485.46424	2586.91176	27.825	116.25
52.5	1686.038	1652.31724	1719.75876	18.55	116.25
56	842.625	825.7725	859.4775	9.275	116.25
59.5	0	0	0	0	0

Tableau V-5 : Evaluation des efforts tranchant de demi-fléau minoré

x(m)	G	G_{min}	FA	FA majorée
	V(KN)	V(KN)	V(KN)	V(KN)
0	16886.153	16548.4299	-842.63	-1685.26
3.5	14528.24	14237.67	-842.63	-1685.26

7	13332.99	13066.33	-842.63	-1685.26
10.5	12202.23	11958.18	-842.63	-1685.26
14	11108.30	10886.13	-842.63	-1685.26
17.5	10050.60	9849.59	-842.63	-1685.26
21	9024.14	8843.66	-842.63	-1685.26
24.5	8028.39	7867.82	-842.63	-1685.26
28	7061.51	6920.28	-842.63	-1685.26
31.5	6118.61	5996.24	-842.63	-1685.26
35	5198.73	5094.75	-842.63	-1685.26
38.5	4300.63	4214.61	-842.63	-1685.26
42	3418.63	3350.25	-842.63	-1685.26
45.5	2551.59	2500.56	-842.63	-1685.26
49	1693.56	1659.69	-842.63	-1685.26
52.5	843.41	826.54	-842.63	-1685.26
56	0.00	0.00	-842.63	-1685.26
59.5	0.00	0.00	0	0

Tableau V-6 : Evaluation des moments fléchissants de demi-fléau majoré

x(m)	G	G_{max}	G_{min}	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}
	M (KN × m)	**M (KN × m)**	**M (KN × m)**	**M (KN × m)**	**M (KN × m)**
0	-461327.700	-452101.146	-470554.254	-4690.83125	-6916.875
3.5	-403403.400	-395335.332	-411471.468	-4155.2	-6510
7	-351697.000	-344663.06	-358730.94	-3652.03	-6103.13
10.5	-304061.200	-297979.976	-310142.424	-3181.33	-5696.25
14	-260318.600	-255112.228	-265524.972	-2743.08	-5289.38
17.5	-220341.400	-215934.572	-224748.228	-2337.3	-4882.5
21	-184011.400	-180331.172	-187691.628	-1963.98	-4475.63
24.5	-151220.300	-148195.894	-154244.706	-1623.13	-4068.75
28	-121863.800	-119426.524	-124301.076	-1314.73	-3661.88
31.5	-95849.360	-93932.3728	-97766.3472	-1038.8	-3255
35	-73094.830	-71632.9334	-74556.7266	-795.33	-2848.13
38.5	-53521.780	-52451.3444	-54592.2156	-584.33	-2441.25
42	-37063.910	-36322.6318	-37805.1882	-405.78	-2034.38
45.5	-23666.850	-23193.513	-24140.187	-259.7	-1627.5
49	-13288.650	-13022.877	-13554.423	-146.08	-1220.63
52.5	-5899.753	-5781.75794	-6017.74806	-64.93	-813.75
56	-1474.594	-1445.10212	-1504.08588	-16.23	-406.88
59.5	0	0	0	0	0

Tableau V-7 : Evaluation des moments fléchissants de demi-fléau minoré

x(m)	G	G_{min}	FA	FA majorée
	M (KN × m)	**M (KN × m)**	**M (KN × m)**	**M (KN × m)**
0	-412666.148	-404412.825	50136.485	100272.97
3.5	-357690.966	-350537.146	47187.28	94374.56
7	-308933.822	-302755.145	44238.08	88476.16

10.5	-264247.200	-258962.256	41288.87	82577.74
14	-223453.781	-218984.706	38339.67	76679.34
17.5	-186425.706	-182697.192	35390.46	70780.92
21	-153044.916	-149984.017	32441.26	64882.52
24.5	-123202.997	-120738.937	29492.05	58984.1
28	-96795.672	-94859.7584	26542.85	53085.7
31.5	-73730.453	-72255.8441	23593.64	47187.28
35	-53925.113	-52846.6103	20644.44	41288.88
38.5	-37301.250	-36555.225	17695.23	35390.46
42	-23792.563	-23316.7113	14746.03	29492.06
45.5	-13344.691	-13077.7968	11796.82	23593.64
49	-5915.680	-5797.3664	8847.62	17695.24
52.5	-1475.970	-1446.4506	5898.41	11796.82
56	0	0	2949.21	5898.42
59.5	0	0	0	0

V.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Selon SETRA 2003 la stabilité est assurée par des organes d'ancrage reposant sur deux files de cales provisoires et cloué sur leur pile par deux files de câbles et on suppose que le voussoir sur pile est indéformable.

- **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.

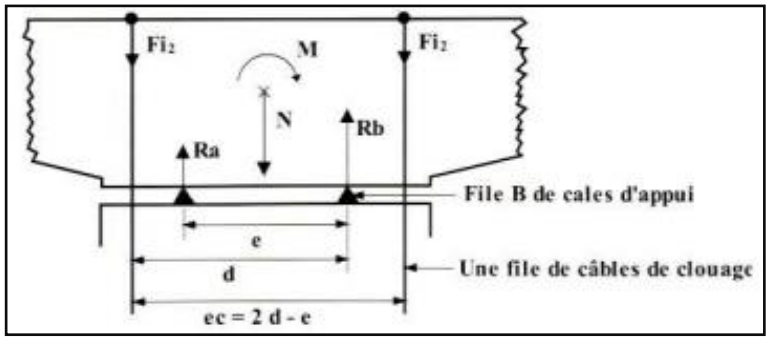


Figure V-3 : Géométrie du système de clouage

V.2.5.1 Nombre de câbles

On commence par le calcul de l'excentricité de la résultante des efforts **M/N** de chaque combinaison.

- Si **M/N < E/2** : le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Si **M/N > E/2** : les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer.

L'aménagement de la tête de pile donne : **E = 5.2 m ➔ E/2 = 2.6 m et D = 6 m.**

Après avoir tous ces résultats on peut calculer le nombre de câbles sachant que chaque type de combinaison a sa propre méthode de calcul :

❖ **Situation temporaire (combinaison A) :**

Le nombre de câbles est donné par :

$$\mathbf{n \times s = \frac{(\frac{M}{E} - \frac{N}{2})}{(1 - \Delta P) \times \sigma_{p0}}}$$

Avec :

ΔP : est la perte de tension estimée 25%.

$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: est la contrainte à l'origine tel que :$\boldsymbol{\sigma_{p0} = \min(0.8 \times f_{prg}; 0.9 \times f_{peg}) = 1488\ Mpa}$

s : section de câble 12T15s.

❖ **Situation accidentelle (combinaison B) :**

Le voussoir reste en équilibre par surtension des câbles d'une file d'appui provisoire et compression Rb des cales de l'autre file d'appui, le nombre de câble est calculé par :

$$\mathbf{n \times s = (M - \frac{N \times E}{2}) \times \frac{D}{K}}$$

$$\mathbf{K = (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times (2D - E) \times (E - D) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times [D^2 + (D - E)^2]}$$

Avec :

$\boldsymbol{\gamma_p}$=1.00 pour une situation accidentelle.

Tableau V-8 : Calcul de nombre de câbles de clouage

Combinaison	M (KN × m)	N (KN)	M/N (m)	n × s (mm²)	n de câbles
A1	87265,20456	38437,3681	2,270322056	/	/
A2	74036,91879	31511,0114	2,349557044	/	/
B1	184636,248	36683,6269	5,03320592	9914,2389	5,5079105
B2	171407,962	29757,2702	5,76020453	10445,1944	**5,80288576**

➢ On apte pour **6 câbles de 12T15s** par file de cales.

V.2.5.2 Calcul de la surface des cales

La surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{bu}}\ ;\ f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cf}}{\theta \times \gamma_b}\ ;\ f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho_t \times f_e}$$

Avec :

$f_{c28} = 35$ Mpa ; $f_e = 500$ Mpa

ρ_t : est le pourcentage de frettes qui est 2%.

f_{cf} : est la résistance en compression de béton fretté.

Tableau V-9 : Valeurs de f_{bu}

Combinaison	θ	γ_b	f_{bu}(Mpa)
Temporaires	1.00	1.50	31.16
Accidentelles	0.85	1.15	47.83

Pour le calcul on a aussi deux cas :

- **Situation temporaire (combinaison A) :**

$$\mathbf{R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_i \; ; \; R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + F_i}$$

Avec :

$\mathbf{F_i}$: est la force des 6 câbles tel que $\mathbf{F_i = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 12.05\ MN}$

- **Situation accidentelle (combinaison B) :**

On doit d'abord calculer R_a.

- Si $R_a > 0$: il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de R_b se fait comme précédemment.
- Si $R_a < 0$ le calcul de R_b se fait comme suit : $\mathbf{R_b = \frac{E}{K_1} \times (F_i \times K_4 + N \times \frac{K_3}{2E} + M)}$

Avec :

$K_1 = D^2 + (D - E)^2 = \mathbf{36.64\ m^2}$

$K_2 = D^3 + E \times (2D - E) \times (D - E) = \mathbf{244.288\ m^3}$

$K_3 = 2K_1 - E^2 = \mathbf{46.24\ m^2}$

$K_4 = (2D - E) \times \frac{K_2}{E \times D^2} = \mathbf{8.78\ m}$

Les résultats sont :

Tableau V-10 : Calcul des dimensions des cales

Combinaison	R_a(MN)	R_b(MN)	S (m^2)	S/2 (m^2)	a (m)	b (m)
A1	14,49	48,05	1,542	0,771	0.7	1,101
A2	13,568	42,043	1,35	0,675	0.7	0,964
B1	-5,115	64,366	1,35	0,675	0.7	0,964
B2	-6,03	58,12	1,22	0,61	0.7	0,8714

- On apte pour des cales de section **1.2 m × 0.7 m**

V.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

On a calculé pour la phase de construction, maintenant on va calculer en service lorsque les charges routières vont être appliquées.

V.3.1 Combinaisons d'actions

Selon RCPR les combinaison des charges sont :

Tableau V-11 : Combinaisons de charges

Combinaison		G	AL	BC	BT	D240	MC120
ELU	COMB1	1.35	1.6	0	0	0	0
	COMB2	1.35	0	1.6	0	0	0
	COMB3	1.35	0	0	1.6	0	0
	COMB4	1.35	0	0	0	1.35	0
	COMB5	1.35	0	0	0	0	1.35
ELS	COMB1	1	1.2	0	0	0	0
	COMB2	1	0	1.2	0	0	0
	COMB3	1	0	0	1.2	0	0
	COMB4	1	0	0	0	1	0
	COMB5	1	0	0	0	0	1

V.3.2 Modélisation

La modélisation est étape importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous

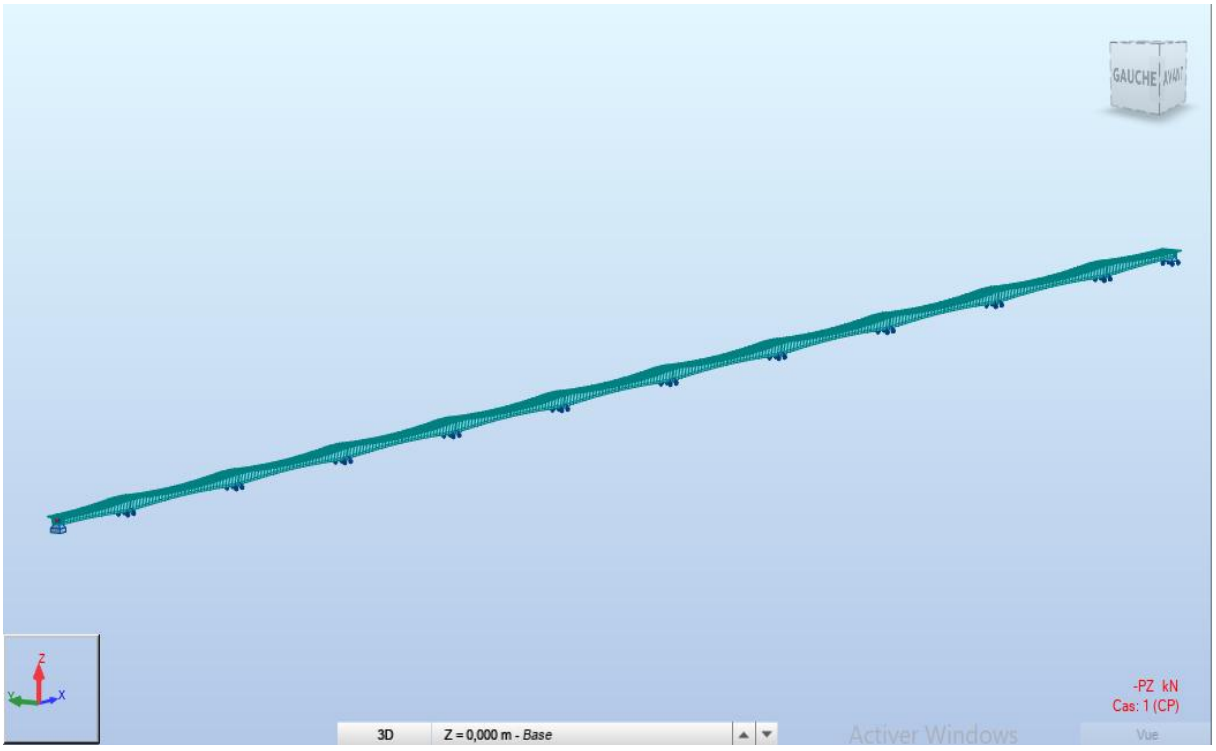


Figure V-4 : Modèle de calcul

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

différentes conditions. Le modèle numérique de logiciel ROBOT est renforcé par la deuxième partie importante qui est le calcul manuel.

La modélisation est effectuée comme suit :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 35).
- Définition des appuis qui sont considérés pour la partie voussoir comme des appuis simples au niveau des piles, et un appui double au niveau de la culée.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

V.3.3 Calcul longitudinal manuellement

V.3.3.1 Rappel sur la méthode des trois moments dans le cas d'une hauteur variable paraboliquement :

Le système est hyperstatique de degré n-1, les inconnues hyperstatiques sont les moments sur appuis « M_1 » à « M_{n-1}», alors on a système linéaire de (n-1) équations que l'on met sous la forme :

$$b_i M_{i-1} + (c_i+a_{i+1})M_i + b_{i+1}M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i$$

Les coefficients a_i, b_i, c_i sont les coefficients de souplesse de la poutre, ω' et ω" représentent les angles de rotations.

La loi de variation de l'inertie est sous la forme :

$$I(x) = I_0(1+l(1-\frac{2x}{L})^2)^{5/2}$$

$$K = (\frac{I_1}{I_0})^{0.4} - 1$$

Application numérique :

I_0=19.51m^4 ; I_1=102.744m^4 ; K=0.944 ; $\sqrt{K}$ =0.971 ; $A_0(0,\sqrt{k}) = 0.584$;

$A_1(0,\sqrt{k}) = 0.2103$; $A_2(0,\sqrt{k}) = 0.1128$; $A_3(0,\sqrt{k}) = 0.0724$

❖ **Coefficient de souplesse, cas des travées principales :**

Les coefficients de souplesse de la travée sont :

Ea=Ec=1.1136 ; Eb=0.7353 ; L=120m

❖ **Coefficient de souplesse, cas des travées de rive :**

Les coefficients de souplesse de la travée de rive sont :

Ea=1.184 ; Eb=0.4583 ; Ec=0.5575 ; α=0.22 ; L=75m

V.3.3.2 Calcul des sollicitations

❖ **Le poids propre :**

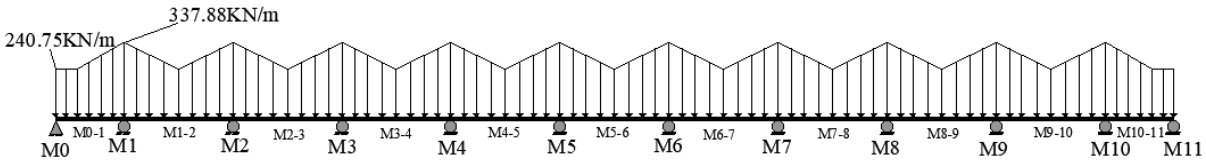


Figure V-5 : Schéma statique avec la charge du poids propre.

La structure et les charges sont symétriques alors $M_1=M_{10}$; $M_2=M_9$; $M_3=M_8$; $M_4=M_7$ $M_5=M_6$; $M_0=M_{11}=0$

$1.6711M_1+0.7353M_2=-637296.72-91189.68-131901.12-31504.39=-891891.91$

$0.7353M_1+2.2272M_2+0.7353M_3=-2*(637296.72+91189.6\ 8)=-1456972.81$

$0.7353M_2+2.2272M_3+0.7353M_4=-1456972.81$

$0.7353M_3+2.2272M_4+0.7353M_5=-1456972.81$

$0.7353M_4+2.9625M_5=-1456972.81$

Alors les résultats des moments fléchissant sur piles sont :

M_1=-353665.9 KN.m ; **M_2=-409194.7 KN.m** ; M_3=-388308.1 KN.m ; M_4=-396046.8 KN.m ; M_5=-393492.1 KN.m

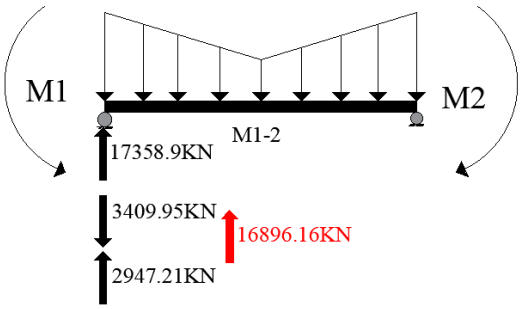


Figure V-6 : Exemple de calcul de moment fléchissant à mi-travée.

Les résultats des moments fléchissant à mi-travée sont :

$M_{0\text{-}1}$= 51480.98 KN.m ; **$M_{1\text{-}2}$=110197.7 KN.m** ; $M_{2\text{-}3}$=93416.3 KN.m ; $M_{3\text{-}4}$=99450.5 KN.m ; $M_{4\text{-}5}$=96858.6 KN.m

Les résultats des efforts tranchants sont :

V_{0+}=6190.42 KN; V_{1-}=-17499KN ; V_{1+}=16896.16KN ; **V_{2-}=-17821.64KN** ; V_{2+}=17532.95KN ; V_{3-}=-17184.85KN ; V_{3+}=17294.41KN ; V_{4-}=-17423.39KN ; V_{4+}=17380.19KN ; V_{5-}=-17337.61KN

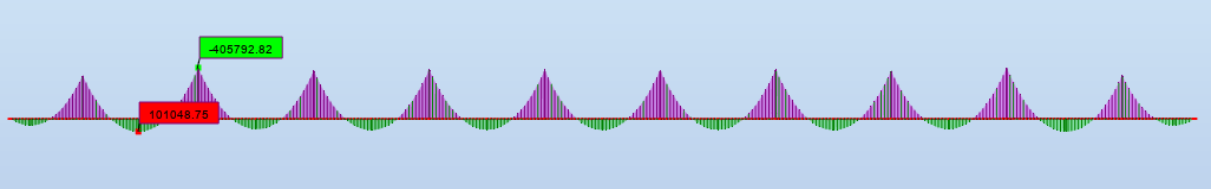


Figure V-7 : Diagramme du moment fléchissant due au poids propre avec logiciel ROBOT.

❖ Complément de charge permanente :

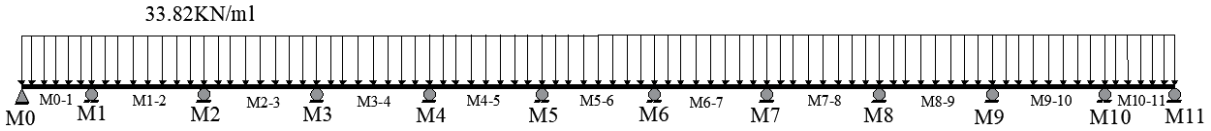


Figure V-8 : Schéma statique avec la charge du CCP.

La structure et les charges sont symétriques alors M1=M10 ; M2=M9 ; M3=M8 ; M4=M7 M5=M6 ; M0=M11=0

$1.6711M_1+0.7353M_2=-108055.123$

$0.7353M_1+2.2272M_2+0.7353M_3=-179052.92$

$0.7353M_2+2.2272M_3+0.7353M_4=-179052.92$

$0.7353M_3+2.2272M_4+0.7353M_5=-179052.92$

$0.7353M_4+2.9625M_5=-179052.92$

Alors les résultats des moments fléchissant sur piles sont :

M_1=-42300 KN.m ; **M_2=-50700 KN.m** ; M_3=-47600KN.m ; M_4=-48700KN.m ; M_5=-48300 KN.m

Les résultats des moments fléchissant à mi-travée sont :

M_{0-1}= 2629.68 KN.m ; **M_{1-2}=14376 KN.m** ; M_{2-3}=11725.8 KN.m ; M_{3-4}=12726.2 KN.m ; M_{4-5}=12375 KN.m

Les résultats des efforts tranchants sont :

V_{0+}=704.25 KN ; V_{1-}=-1832.25KN ; V_{1+}=1959.2KN ; **V_{2-}=-2099.2KN** ; V_{2+}=2055.03KN ; V_{3-}=-2003.37KN ; V_{3+}=2020.04KN ; V_{4-}=-2038.36KN ; V_{4+}=2032.53KN

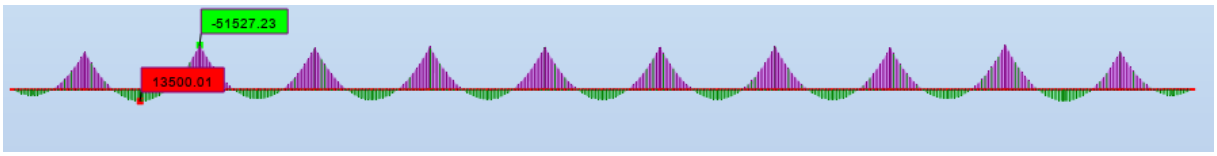


Figure V-9 : Diagramme du moment fléchissant due au CCP avec logiciel ROBOT.

- **Surcharge A(l) de 3 voies :**

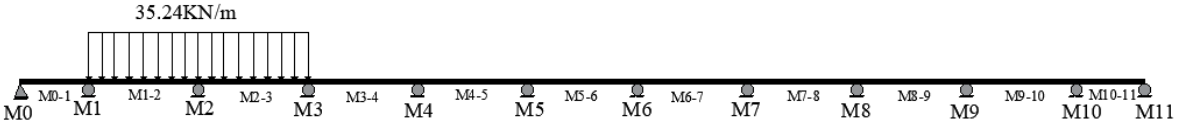


Figure V-10 : Schéma statique avec positionnement de la surcharge A(l) pour un moment max.

$1.6711M_1+0.7353M_2=-93284.89$

$0.7353M_1+2.2272M_2+0.7353M_3=-186569.77$

$0.7353M_2+2.2272M_3+0.7353M_4=-93284.89$

$0.7353M_3+2.2272M_4+0.7353M_5=0$

$0.7353M_4+2.2272M_5=0$ avec $M_6=M_7=M_8=M_9=M_{10}\approx 0$

Alors les résultats fléchissant des moments sur piles sont :

M_1=-25893.6 KN.m ; **M_2=-68018.63 KN.m** ; M_3=-21803.78 KN.m ; M_4=7198.095 KN.m ; M_5=-645.23 KN.m

Les résultats des moments fléchissant à mi-travée sont :

M_{0-1}= -12946.8 KN.m ; M_{1-2}=16476 KN.m ; **M_{2-3}=18520.79 KN.m** ; M_{3-4}=-7303.1 KN.m ; M_{4-5}=3277.095 KN.m

Les résultats des efforts tranchants sont :

V_{0-}=-345.24 KN; V_{1-}=-345.24KN ; V_{1+}=1763.36KN ; V_{2-}=-2465.44KN; **V_{2+}=2499.522KN** ; V_{3-}=-1729.27KN ; V_{3+}=241.678KN ; V_{4-}=241.678KN ; V_{4+}=-65.35KN

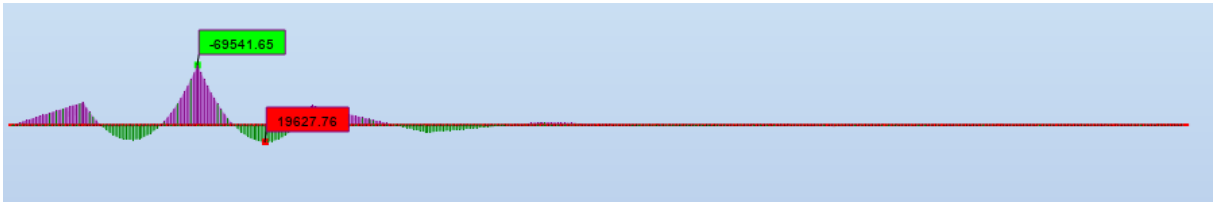


Figure V-11 : Diagramme du moment fléchissant due au AL3V avec logiciel ROBOT.

❖ **Surcharge Bc :**

- **Pour un moment fléchissant maximal à mi-travée :**

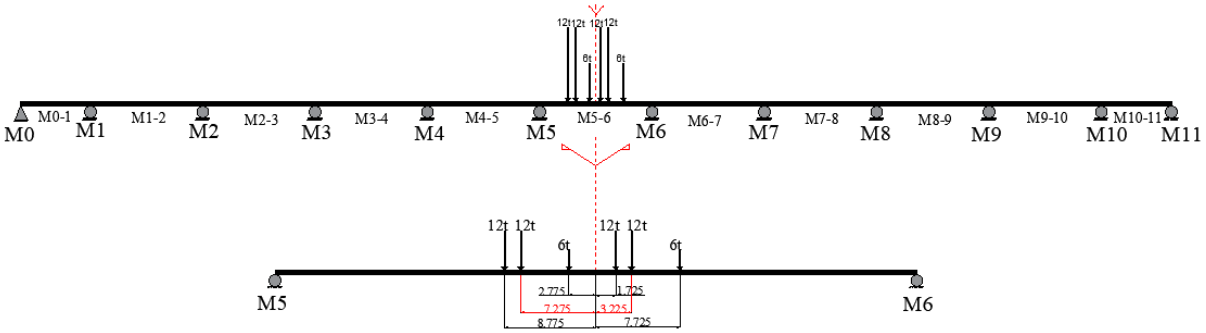


Figure V-12 : Positionnement de la charge BC pour un moment maximal à mi-travée.

$2.2272M_2+0.7353M_3=0$

$0.7353M_2 + 2.2272M_3 + 0.7353M_4= 0$; $0.7353M_3 + 2.2272M_4 + 0.7353M_5= 0$

$0.7353M_4 + 2.2272M_5 + 0.7353M_6 = -4227.18 - 4238.47 - 2113.85 -4152.26-4113.46 -1979.47 = -20824.71$

$0.7353M_5 + 2.2272M_6 + 0.7353M_7= -2062.89 - 3915.14 -3976.86-4215.75-4231.75 -2117.94 = -20520.33$

$0.7353M_6 + 2.2272M_7 + 0.7353M_8= 0$; $0.7353M_7 + 2.2272M_8 + 0.7353M_9= 0$

$0.7353M_8 + 2.2272M_9 = 0$

Alors le moment fléchissant maximal à mi-travée est :

$M_{5\text{-}6}(BC3V) = M_{5\text{-}6} * 3 * \delta_{bc} = 8745.67 \times 3 \times 0.986 =$ **25869.69 KN.m**

- **Pour un moment fléchissant maximal sur pile :**

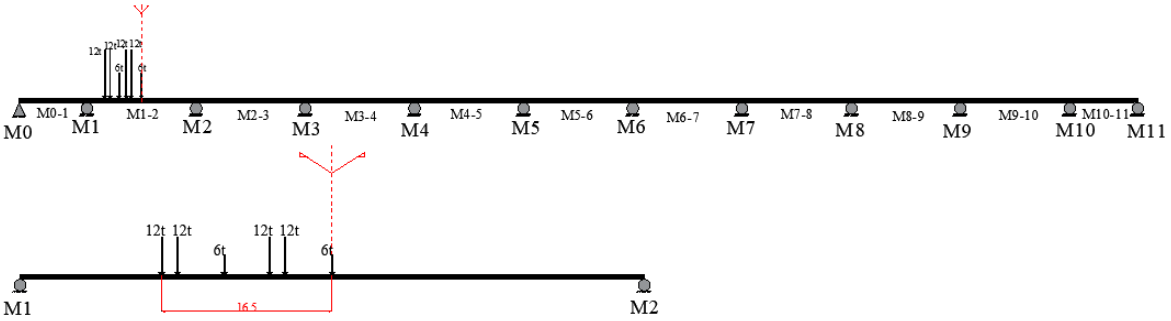


Figure V-13 : Positionnement de la charge BC pour un moment maximal sur pile.

$1.6711M_1 + 0.7353M_2=-4049.43-4099.57-2102.43-4242.18-4239.66-2094.29=-14160.91$

$0.7353M_1 + 2.2272M_2 + 0.7353M_3= -3514.18-3601.97-1918.62-4024.71-4075.36-2094.29 =-19229.13$

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

$0.7353M_2 + 2.2272M_3 + 0.7353M_4 = 0$; $0.7353M_3 + 2.2272M_4 + 0.7353M_5 = 0$

$0.7353M_4 + 2.2272M_5 = 0$

Alors les résultats fléchissant des moments sur piles sont :

M_1=-9740.61 KN.m ; M_2=-6187.99 KN.m ; M_3=2333.28 KN.m ; M_4=-879.76 KN.m ; M_5=331.62 KN.m

Le moment fléchissant maximal sur pile est :

$M_1(BC3V) = M_1 * 3 * \delta_{bc} = -9740.61 \times 3 \times 1.037 \times 0.95 = \mathbf{-28812.72\ KN.m}$



Figure V-14 : Diagramme du moment fléchissant maximal due au BC3V avec logiciel ROBOT

- **Pour un effort tranchant maximal :**

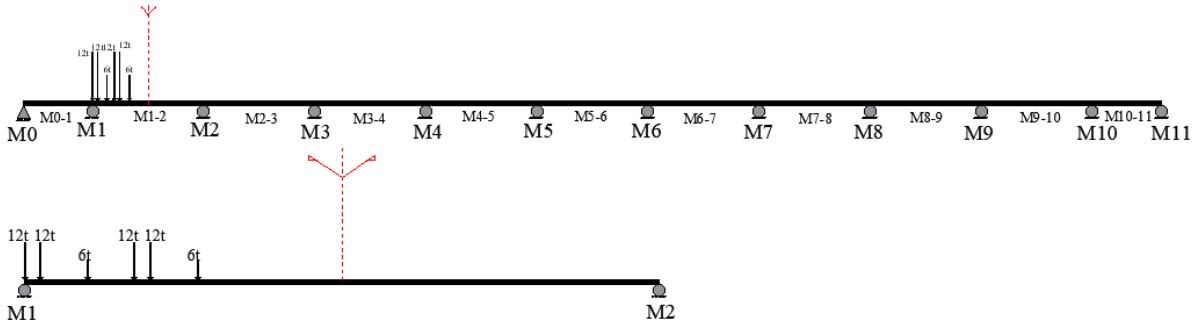


Figure V-15 : Positionnement de la charge BC pour un effort tranchant maximal.

$1.6711M_1 + 0.7353M_2 = -199.12 - 389.7 - 1331 - 1507.78 - 1007.24 = -4434.84$

$0.7353M_1 + 2.2272M_2 + 0.7353M_3 = -132.35 - 264.52 - 924.17 - 1055.27 - 722.68 = -3098.98$

$0.7353M_2 + 2.2272M_3 + 0.7353M_4 = 0$; $0.7353M_3 + 2.2272M_4 + 0.7353M_5 = 0$

$0.7353M_4 + 2.2272M_5 = 0$

Alors les résultats fléchissant des moments sur piles sont :

M_1=-6997.6 KN.m ; M_2=-2137.792 KN.m ; M_3=809.42 KN.m ; M_4=-306.45KN.m ; M_5=115.98 KN.m

L'effort tranchant maximal est :

$V_{1+}(BC3V) = V_1 * 3 * \delta_{bc} = 578.24 \times 3 \times 1.037 \times 0.95 = \mathbf{1710.45\ KN}$

❖ **Surcharge D240 :**

- **Pour un moment fléchissant maximal à mi-travée :**

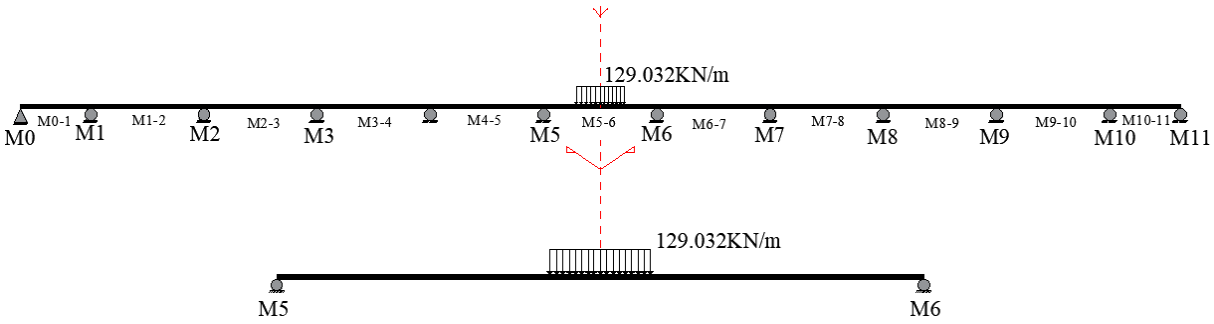


Figure V-16 : Positionnement de la charge D240 pour un moment maximal à mi-travée.

$2.2272M_2+0.7353M_3=0$

$0.7353M_2 + 2.2272M_3 + 0.7353M_4= 0$; $0.7353M_3 + 2.2272M_4 + 0.7353M_5= 0$

$0.7353M_4 + 2.2272M_5 + 0.7353M_6 = -6494.52 – 6516.44 – 6526.06 -6523.41-6508.69 -6482.13-6443.96-5987.99-6089-6180.51-6394.45-6262.72-6333.92 = -82743.79$

$0.7353M_5 + 2.2272M_6 + 0.7353M_7= -5987.99-6089-6180.51-6394.45-6262.72-6333.92-6443.96 -6494.52 – 6516.44 – 6526.06 -6523.41-6508.69-6482.13 = -82743.79$

$0.7353M_6 + 2.2272M_7 + 0.7353M_8= 0$; $0.7353M_7 + 2.2272M_8 + 0.7353M_9= 0$

$0.7353M_8 + 2.2272M_9 = 0$

Alors le moment fléchissant maximal à mi-travée est :

$M_{5\text{-}6}(D240) =$ **35614.72 KN.m**

- **Pour un moment fléchissant maximal sur pile :**

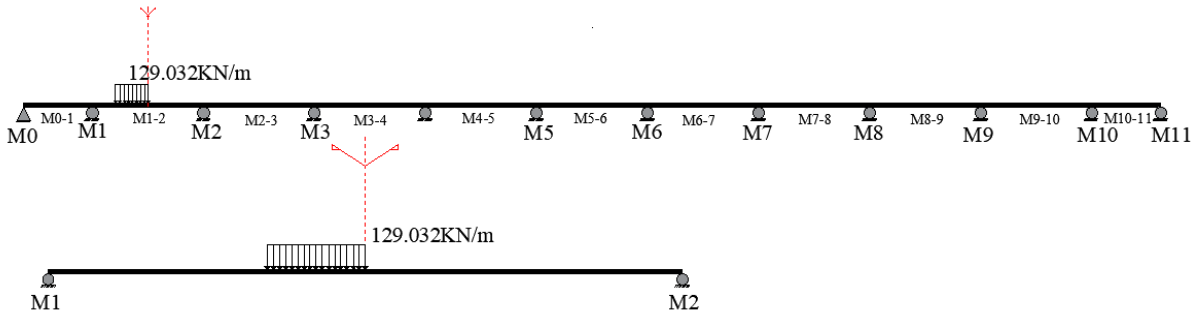


Figure V-17 : Positionnement de la charge D240 pour un moment maximal sur pile.

$1.6711M_1 + 0.7353M_2$=-6102.73-6198.62-6282.39-6354.42-6413.52-6460.22-6494.52 -6156.44-6526.06-6523.41-6508.69-6482.13-6443.96=-83307.11

$0.7353M_1 + 2.2272M_2 + 0.7353M_3$= -5206.53-5355.07-5496.85-5632.43-5759.25 -5877.92 -5987.99-6089-6180.51-6262.71-6333.92-6394.45-6443.96=-77020.59

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

$0.7353M_2 + 2.2272M_3 + 0.7353M_4 = 0$; $0.7353M_3 + 2.2272M_4 + 0.7353M_5 = 0$

$0.7353M_4 + 2.2272M_5 + 0.7353M_6 = 0$; $0.7353M_5 + 2.2272M_6 = 0$

Alors les résultats fléchissant des moments sur piles sont :

M_1=-38932.66 KN.m ; M_2=-24815.37 KN.m ; M_3=9357.58 KN.m ; M_4=-3528.28 KN.m ; M_5=1329.938 KN.m ; M_6=-500.24 KN.m

$M_{1\text{-}2}$=28965.74 KN.m

Le moment fléchissant maximal sur pile est : $M_1(D240) = -38932.66$ **KN.m**

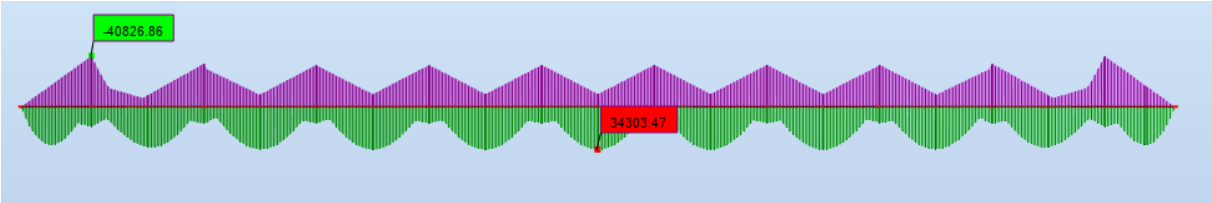


Figure V-18 : Diagramme du moment fléchissant maximal due au D240 avec logiciel ROBOT

- **Pour un effort tranchant maximal :**

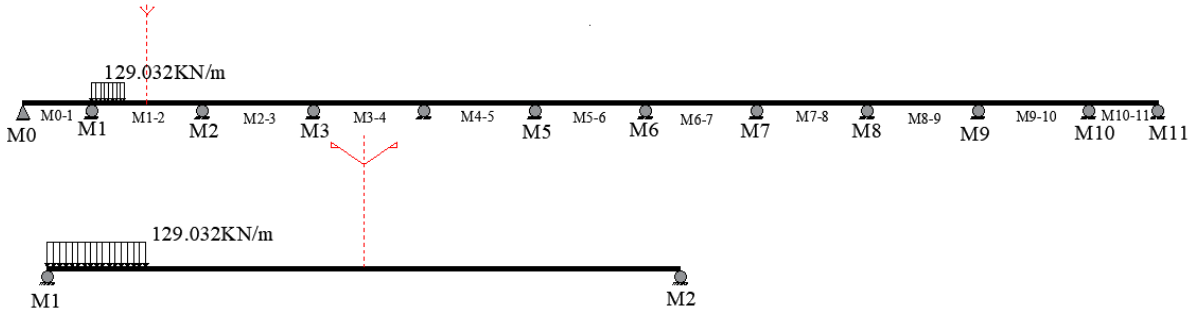


Figure V-19 : Positionnement de la charge D240 pour un effort tranchant maximal.

$1.6711M_1 + 0.7353M_2 = -23212.89$

$0.7353M_1 + 2.2272M_2 + 0.7353M_3 = -16336.03$

$0.7353M_2 + 2.2272M_3 + 0.7353M_4 = 0$; $0.7353M_3 + 2.2272M_4 + 0.7353M_5 = 0$

$0.7353M_4 + 2.2272M_5 = 0$

Alors les résultats fléchissant des moments sur piles sont :

M_1=-12234.6 KN.m ; M_2=-3763.98 KN.m ; M_3=1419.27 KN.m ; M_4=-535.13 KN.m ; M_5=201.71 KN.m

L'effort tranchant maximal est : V_{1+}=2284.59KN.

V.3.4 Résultats des sollicitations par logiciel ROBOT :

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

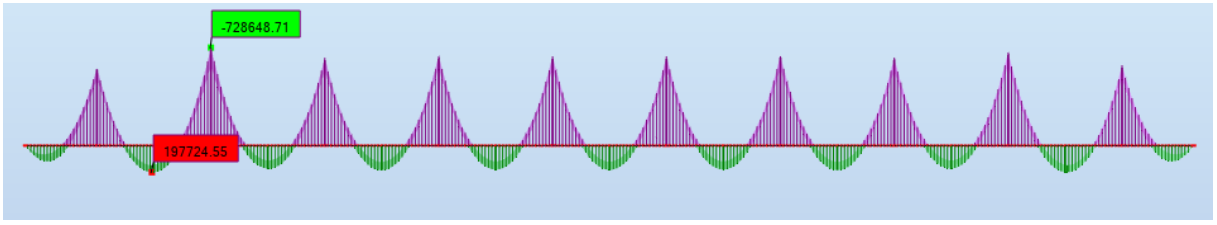


Figure V-20 : Diagramme du moment fléchissant maximal à l'ELU

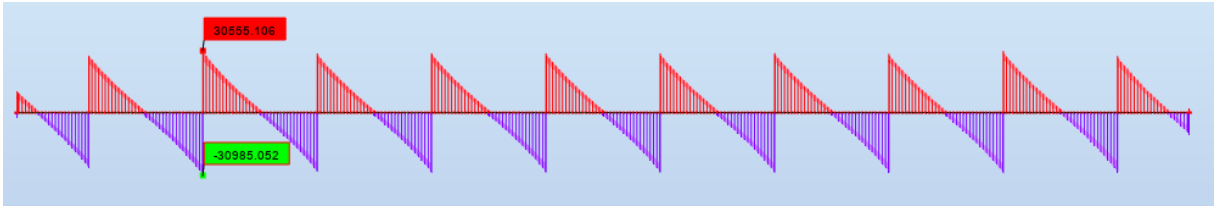


Figure V-21 : Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU

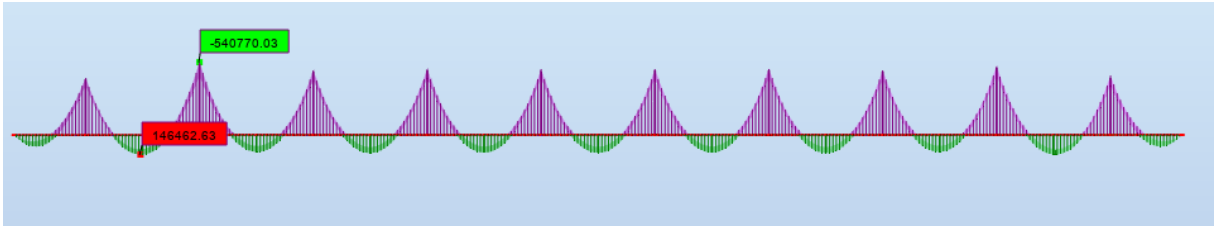


Figure V-22 : Diagramme du moment fléchissant maximal à l'ELS

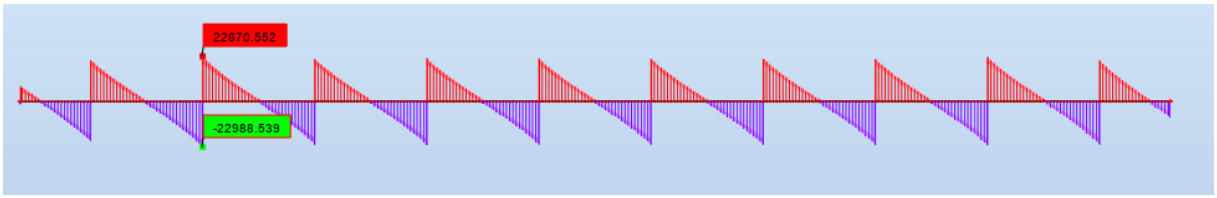


Figure V-23 : Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELS

V.3.5 Comparaison entre les résultats de calcul manuel et de logiciel

Tableau V-12 : Les valeurs des sollicitations

Sollicitation	Manuel	Logiciel	Erreur (%)
M_{ult} Max(1,35(G+D240) (KN.m)	207278,24	197724,55	4,83
M_{ser} Max (G+D240) (KN.m)	153539,44	146462,63	4,83
M_{ult} Min (1,35G+1,6AL3v) (KN.m)	-729687,65	-728648,71	0,14
M_{ser} Min(G+1,2AL3v) (KN.m)	-541517,06	-540770,03	0,14
V_{ult} Max(1,35G+1,6AL3v) (KN)	30837,83	30985,05	0,48
V_{ser} Max(G+1,2AL3v) (KN)	22879,36	22988,54	0,47

V.3.6 Vérification de la flèche

Selon le B.A.E.L la flèche admissible est de L/300, où L est la portée de la travée considérée.

Donc : $\mathbf{f = \frac{12000}{300} = 40\ cm}$

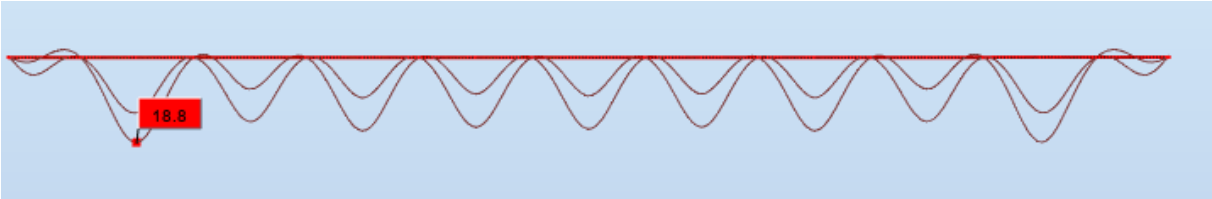


Figure V-24 : La flèche maximale du tablier en service

V.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La précontrainte dans les ponts construits par encorbellement successif passe par deux étapes :

- La première étape est d'assurer l'équilibre de fléau isostatique sur la pile par les câbles de clouage puis on colle les voussoirs les uns aux autres par des câbles horizontaux appelés précontrainte de fléau.
- La deuxième étape est de coller les fléaux entre eux et aux travées de rives par des câbles appelés précontrainte de continuité.

V.4.1 Etude de la précontrainte de fléau

V.4.1.1 Détermination du nombre de câbles

Les câbles du fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle en construction et en service. En construction, ils servent vont sert à l'assemblage des voussoirs et répondre au moment négatif due au poids propre du fléau et aux charges de chantier. En service, participer avec la précontrainte de continuité à répondre au moment due aux charges permanentes et d'exploitation.

Le nombre des câbles est déterminer par la formule suivante : $\mathbf{n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P_0}}$

Avec :

P : force de précontrainte.

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

ΔP : pertes de tension qui est estimées à **25 %.**

- **<u>L'effort de la précontrainte P_0 :</u>**

$$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times s_{19T15s}\ ;\ P_0 = 4240.8\ KN\ ,\ classe\ 1860}$$

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

❖ **L'effort de la précontrainte P :**

L'effort de la précontrainte P se calcul par la formule suivante : $\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M \times \nu}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{e \times \nu}}{\mathbf{I}}}$

Avec :

M : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

S : section droite du voussoir.

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

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : e = ν – d.

I : le moment d'inertie de la section.

Tableau V-13 : Estimation de nombre des câbles fléau

Section	x (m)	M (KN × m)	ν (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre Câbles	Nbre retenu
Axe VSP	0	532119.312	3.237	102.744	13.8752	3.087	99.007	31.128	**32**
FIN VSP	3.5	465950.115	3.237	102.744	13.8752	3.087	86.695	27.258	**28**
FIN V01	7	406797.984	3.076	90.648	13.66	2.926	80.026	25.161	**28**
FIN V02	10.5	352253.641	2.818	76.382	12.923	2.668	73.919	23.240	**24**
FIN V03	14	302118.044	2.633	66.05	12.502	2.483	67.294	21.158	**24**
FIN V04	17.5	256247.801	2.458	57.11	12.088	2.308	60.577	19.046	**20**
FIN V05	21	214510.303	2.303	49.715	11.731	2.153	53.719	16.890	**20**
FIN V06	24.5	176784.027	2.155	43.197	11.38	2.005	46.937	14.757	**16**
FIN V07	28	142951.946	2.025	37.954	11.05	1.875	40.029	12.585	**16**
FIN V08	31.5	112910.232	1.912	33.589	10.776	1.762	33.285	10.465	**12**
FIN V09	35	86566.7243	1.808	29.887	10.513	1.658	26.798	8.425	**12**
FIN V10	38.5	63833.4122	1.715	26.834	10.264	1.565	20.662	6.496	**8**
FIN V11	42	44635.907	1.642	24.481	10.08	1.492	15.023	4.723	**8**
FIN V12	45.5	28913.2057	1.579	22.58	9.909	1.429	10.067	3.165	**4**
FIN V13	49	16618.2528	1.536	21.267	9.806	1.386	5.939	1.867	**4**
FIN V14	52.5	7717.87287	1.503	20.308	9.716	1.353	2.813	0.884	**4**
FIN V15	56	2183.38197	1.477	19.63	9.639	1.327	0.807	0.254	**4**
FIN V16	59.5	0	1.477	19.51	9.63	1.327	0	0	**0**

Note : le nombre de câbles doit être entier et pair, la disposition doit aussi être la même pour éviter le phénomène de torsion.

V.4.1.2 La disposition des câbles

Pour permettre une mise en place correcte du béton et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre lors de la mise en tension, on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_h \geq 16\ cm}$
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_v \geq 16\ cm}$
- L'enrobage $\mathbf{C = max\left(\frac{3}{4}a; \Phi_g; d\right)}$ avec $\mathbf{d = 4\ cm; a = \Phi_g = 8\ cm \rightarrow C \geq 8\ cm}$
- L'entraxe horizontale des ancrages : $\mathbf{y \geq B + 3}$ avec $\mathbf{B = 25\ cm \rightarrow y \geq 28\ cm}$
- L'entraxe verticale entre ancrage et câble : $\mathbf{x \geq A + 3}$ avec $\mathbf{A = 30\ cm \rightarrow x \geq 33\ cm}$

La disposition est montré ci-dessous :

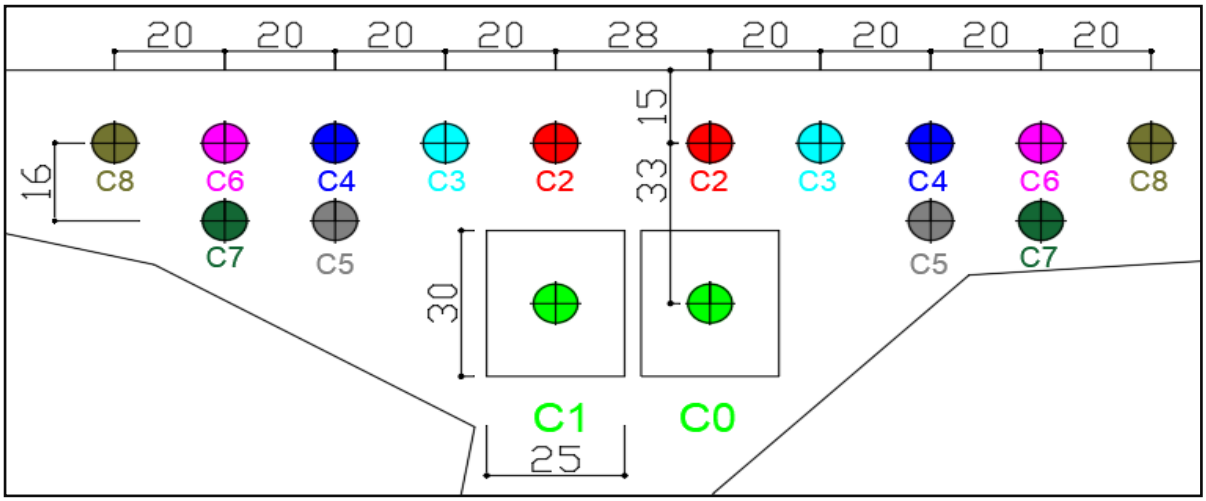


Figure V-25 : La disposition des câbles et d'ancrages au niveau du VSP

V.4.1.3 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 rectiligne en plan **C0, C1, C2.**

❖ **Allure en plan des câbles :**

- L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\,(X / L)^2}$
- Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \dfrac{(x_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \dfrac{(x_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\dfrac{2\times(z_i - z_{i+1})}{x_i}}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg\dfrac{2\times(z_{i+1})}{x_{i+1}}}$

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

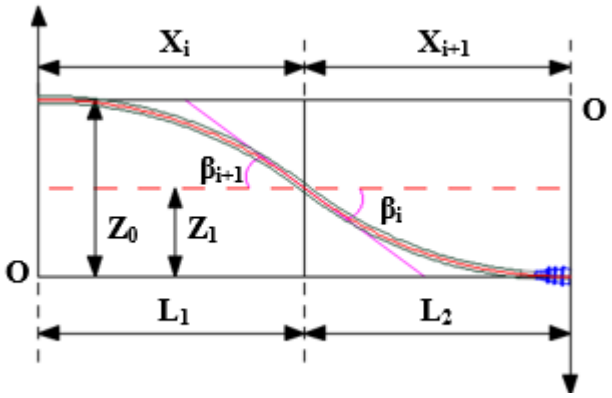


Figure V-26 : Tracé en plan des câbles

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.1.4 Tracé des câbles en élévation

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**, **C1** ne subissent aucune déviation en élévation.

❖ **Allure en élévation des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x / l)^2$
- Le rayon de courbure : $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$
- L'angle de déviation : $\alpha_n = Artg(2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{l^2})$

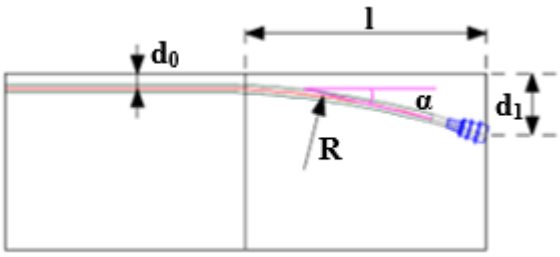


Figure V-27 : Tracé en élévation des câbles

Avec :

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}= 3 m).

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.1.5 Application numérique

On va prendre **C3** comme un exemple :

L=3.5 m ; $x_0 = x_1 = 1.75$ m

$Z_0 = 0.2$ m ; $Z_1 = 0.1$ m

$d_0 = 0.15$ m ; $d_1 = 0.48$ m

- En plan :

$$Z = 0.2 + (0.1 - 0.2) \times (\frac{x}{1.75})^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Z = 0.2 - 0.0327x^2}$$

$$R_i = R_{i+1} = \frac{(1.75)^2}{2\times(0.2-0.1)} = \mathbf{15.3125\ m}$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{arctg}\frac{2\times(0.2-0.1)}{1.75} = \mathbf{0.1138\ rad}$$

- En élévation :

$$Y = 0.15 + (0.48 - 0.15) \times (\frac{x}{3.5})^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Y = 0.15 + 0.027x^2}$$

$$R_c = \frac{(3.5)^2}{2\times(0.48-0.15)} = \mathbf{18.56\ m}$$

$$\alpha_i = \text{arctg}\frac{2\times(0.48-0.15)}{3.5} = \mathbf{0.1864\ rad}$$

Le reste des résultats est montré dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-14 : L'allure du tracé en plan des câbles du fléau

Câbles	L(m)	X_0(m)	X_1(m)	Z_0(m)	Z_1(m)	Z(x)	R_i(m)	β(rad)
C0-C1-C2	Rectiligne							
C3	3.5	1.75	1.75	0.2	0.1	$0,2-0,0327x^2$	15.3125	0.11379201
C4-C5	3.5	1.75	1.75	0.4	0.2	$0,4-0,0653x^2$	7.65625	0.22471117
C6-C7	3.5	1.75	1.75	0.6	0.3	$0,6-0,0980x^2$	5.10416667	0.33029735
C8	3.5	1.75	1.75	0.8	0.4	$0,8-0,131x^2$	3.828125	0.42877803

Tableau V-15 : L'allure du tracé en élévation des câbles du fléau

Câbles	L(m)	X_0 (m)	X_1 (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Y(x)	R_c (m)	α (rad)
C0-C1	Rectiligne							
C2-C3-C4-C6-C8	3.5	1.75	1.75	0.15	0.48	$0,15+0,027x^2$	18.56	0.18638279
C5-C7	3.5	1.75	1.75	0.31	0.48	$0,31+0,0139x^2$	36.03	0.09683901

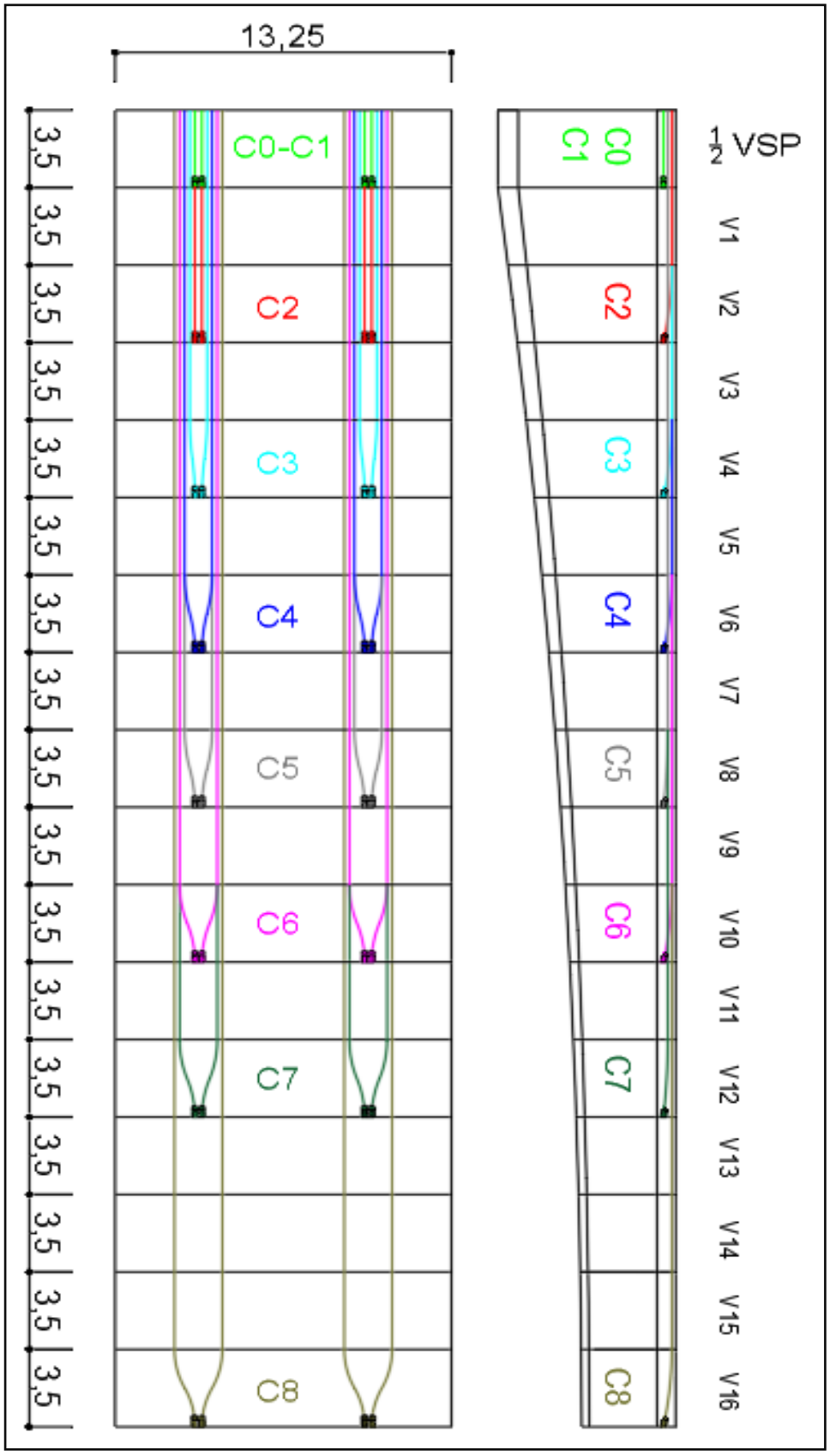


Figure V-28 : Tracé en plan et en élévation des câbles des fléaux

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.2 Etude de la précontrainte de continuité

Les câbles disposés au voisinage de la clé de chaque travée sont destinés à assurer la continuité du tablier et supporter les moments hyperstatiques positifs qui en résultent, ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

V.4.2.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Le nombre des câbles et l'effort de la précontrainte sont calculé par les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M}\times\mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}}+\frac{\mathbf{e}\times\mathbf{v'}}{\mathbf{I}}} \; ; \quad \mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{1}-\Delta\mathbf{P})\times\mathbf{P_0}}$$

$$\mathbf{P_0} = \boldsymbol{\sigma_{p0}} \times \mathbf{s_{12T15s}} \; ; \; \mathbf{P_0 = 2678.4\ KN}\,, \mathbf{classe\ 1860}$$

Avec :

$\mathbf{e} = v' - d$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-16 : Estimation de nombre des câbles de continuité des travées principales

Section	x (m)	M (KN×m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre Câbles	Nbre retenu
FIN V06	24.5	-28302.63	2.827	43.197	11.38	2.677	-7.041	-3,505	**0**
FIN V07	28	6427.68	2.722	37.954	11.05	2.572	1.677	0,835	**4**
FIN V08	31.5	37102.42	2.616	33.589	10.776	2.466	10.144	5,050	**8**
FIN V09	35	64017.06	2.525	29.887	10.513	2.375	18.286	9,103	**12**
FIN V10	38.5	86990.62	2.451	26.834	10.264	2.301	25.831	12,859	**16**
FIN V11	42	106177.05	2.382	24.481	10.08	2.232	32.654	16,255	**20**
FIN V12	45.5	121615.33	2.329	22.58	9.909	2.179	38.517	19,174	**20**
FIN V13	49	133318.95	2.282	21.267	9.806	2.132	43.252	21,531	**24**
FIN V14	52.5	141350.57	2.252	20.308	9.716	2.102	46.648	23,222	**24**
FIN V15	56	145677.19	2.235	19.63	9.639	2.085	48.621	24,204	**28**
FIN V16	59.5	146462.63	2.229	19.51	9.63	2.079	49.018	24,402	**28**
Vc	60	146178.83	2.229	19.51	9.63	2.079	48.923	24,355	**28**
FIN V16	59.5	145853.78	2.229	19.51	9.63	2.079	48.815	24,300	**28**
FIN V15	56	141776.43	2.235	19.63	9.639	2.085	47.319	23,556	**24**
FIN V14	52.5	134011.26	2.252	20.308	9.716	2.102	44.226	22,016	**24**
FIN V13	49	122503.01	2.282	21.267	9.806	2.132	39.743	19,784	**20**
FIN V12	45.5	107254.33	2.329	22.58	9.909	2.179	33.969	16,910	**20**
FIN V11	42	88187.12	2.382	24.481	10.08	2.232	27.121	13,501	**16**
FIN V10	38.5	65303.41	2.451	26.834	10.264	2.301	19.391	9,653	**12**
FIN V09	35	38496.04	2.525	29.887	10.513	2.375	10.996	5,474	**8**
FIN V08	31.5	7739.89	2.616	33.589	10.776	2.466	2.116	1,053	**4**
FIN V07	28	-72053.67	2.722	37.954	11.05	2.572	-18.79	-9,356	**0**

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.2.2 La disposition des câbles des travées principales

Pour permettre une mise en place correcte du béton et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre lors de la mise en tension, on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_h \geq 13\ cm}$
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_v \geq 13\ cm}$
- L'enrobage $\mathbf{C = max\left(\frac{3}{4}a; \Phi_g; d\right)}$ avec $\mathbf{d = 4\ cm; a = \Phi_g = 6.5\ cm \rightarrow C \geq 6.5\ cm}$
- L'entraxe horizontale des ancrages : $\mathbf{y \geq B + 3}$ avec $\mathbf{B = 20\ cm \rightarrow y \geq 23\ cm}$
- L'entraxe verticale entre ancrage et câble : $\mathbf{x \geq A + 3}$ avec $\mathbf{A = 24\ cm \rightarrow x \geq 27\ cm}$

La disposition est montre ci-dessous :

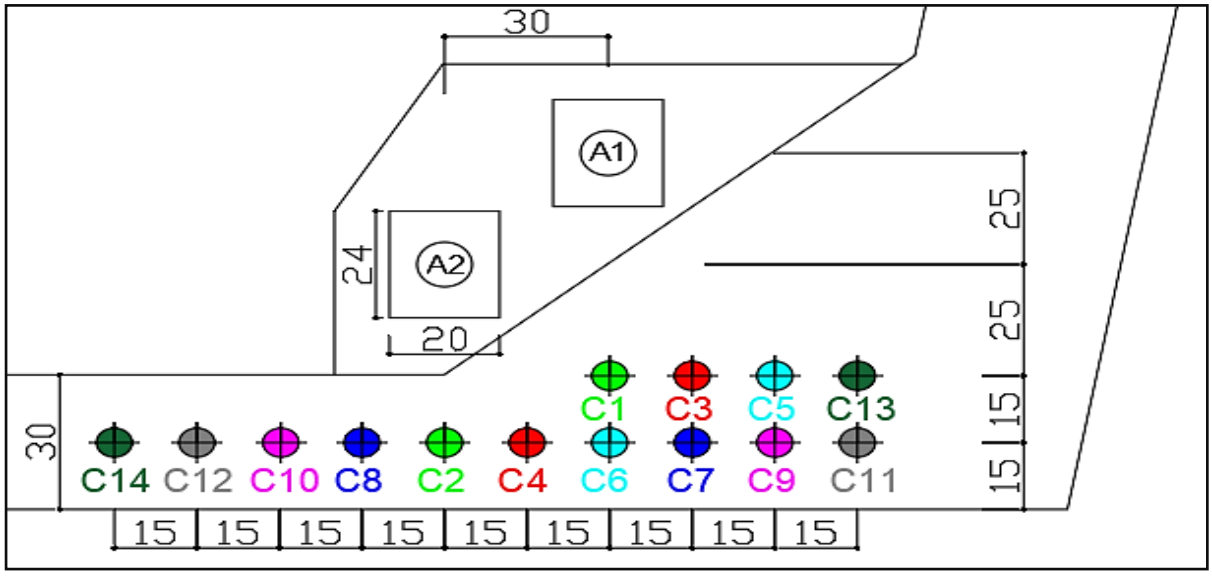


Figure V-29 : La disposition des ancrages et câbles de continuité des travées principales

V.4.2.3 Tracé des câbles

Tableau V-17 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées principales

Câbles	L(m)	X_0(m)	X_1(m)	Z_0(m)	Z_1(m)	Z(x)	R_i(m)	β(rad)
C1-C2	Rectiligne							
C3-C4-C7-C8	3.5	1.75	1.75	0.15	0.075	$0{,}15\text{-}0{,}024x^2$	20,42	0,09
C5-C6-C9-C10	3.5	1.75	1.75	0.3	0.15	$0{,}3\text{-}0{,}05x^2$	10,21	0,17
C11-C12-C13	3.5	1.75	1.75	0.45	0.225	$0{,}45\text{-}0{,}073x^2$	6,81	0,25
C14	3.5	1.75	1.75	0.6	0.3	$0{,}6\text{-}0{,}098x^2$	5,10	0,33

Pour le tracé en élévation, les câbles suivent la fibre inférieure de l'hourdis inférieur, et puisque celui-ci a sa propre épaisseur, donc chaque câble a ses propres caractéristiques dans chaque voussoir.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Voici l'exemple C14 et le reste est dans l'annexe :

Tableau V-18 : L'allure du tracé en élévation de câble 14 de continuité des travées principales

Câbles	Voussoir	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	Y(x)	R_c(m)	α(rad)
C14	V7	3.5	0.15	0.71	$0.15+0.0457x^2$	10.94	0.31
	V8	3.5	0.15	0.68	$0.15+0.0433x^2$	11.56	0.29

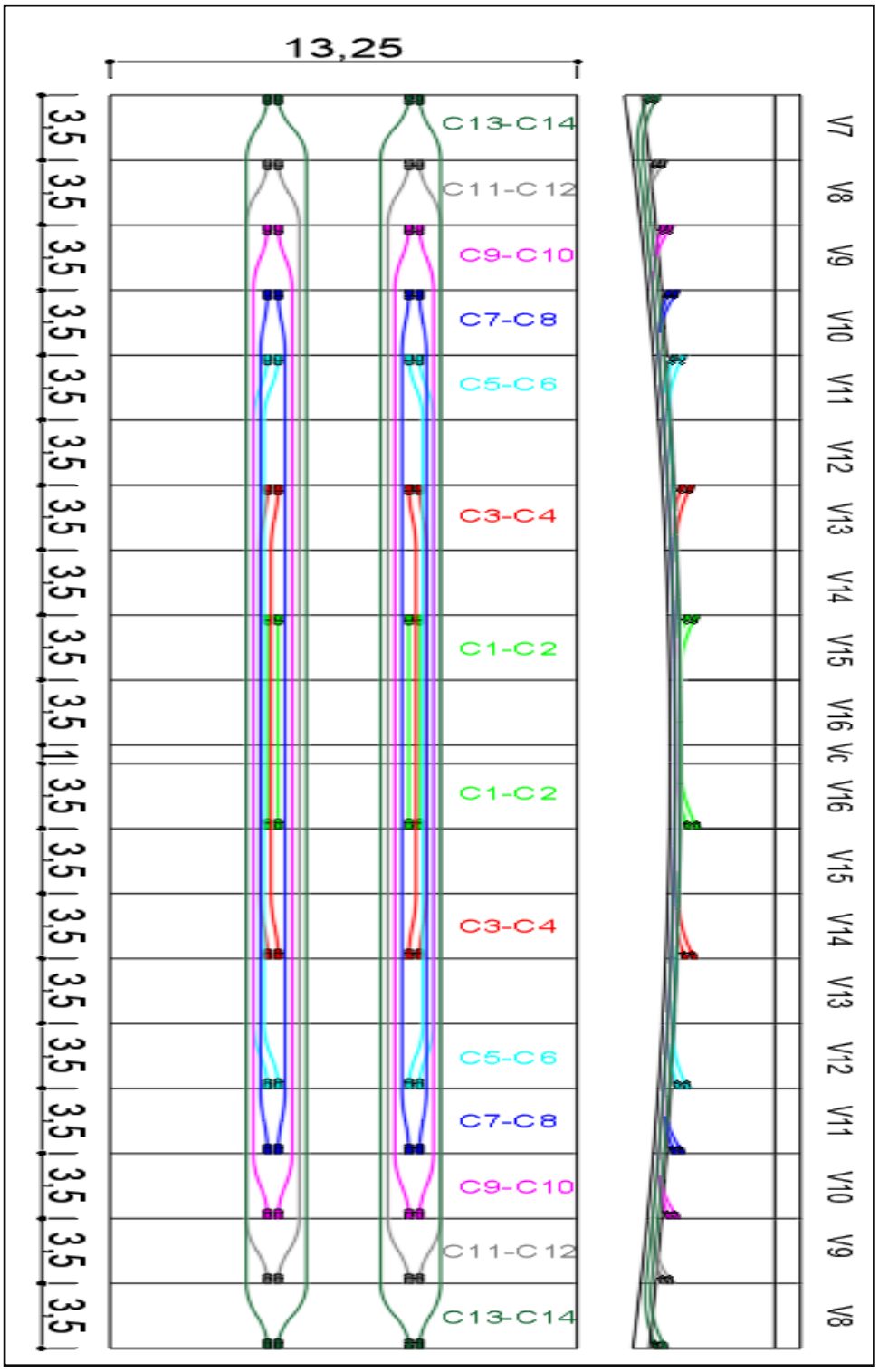


Figure V-30 : Tracé en plan et en élévation des câbles de continuité des travées principales

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.2.4 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Ils vont solidariser les parties construites sur cintre des travées de rive au fléau et ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Tableau V-19 : Estimation de nombre des câbles de continuité pour les travées de rives

Section	x (m)	M (KN×m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre Câbles	Nbre retenu
Début VSC	0	0	2,229	19,51	9,63	2,079	0	0	**0**
1/4 VSC	4,32	17880,63	2,229	19,51	9,63	2,079	5,98	2,98	**4**
Axe VSC	8,64	43789,78	2,229	19,51	9,63	2,079	14,66	7,30	**8**
3/4 VSC	12,96	63886,2	2,229	19,51	9,63	2,079	21,38	10,64	**12**
Fin V16	17,28	77805,57	2,229	19,51	9,63	2,079	26,04	12,96	**16**
Fin V15	20,78	84099,71	2,235	19,63	9,639	2,085	28,07	13,97	**16**
Fin V14	24,28	86286,22	2,252	20,308	9,716	2,102	28,48	14,18	**16**
Fin V13	27,78	84337,19	2,282	21,267	9,806	2,132	27,36	13,62	**16**
Fin V12	31,28	78269,38	2,329	22,58	9,909	2,179	24,79	12,34	**16**
Fin V11	34,78	68092,73	2,382	24,481	10,08	2,232	20,94	10,42	**12**
Fin V10	38,28	53776,2	2,451	26,834	10,264	2,301	15,97	7,95	**8**
Fin V09	41,78	35291,52	2,525	29,887	10,513	2,375	10,08	5,02	**8**
Fin V08	45,28	12598,48	2,616	33,589	10,776	2,466	3,44	1,71	**4**
Fin V07	48,78	-14342,9	2,722	37,954	11,05	2,572	-3,74	-1,86	**0**

V.4.2.5 La disposition des câbles

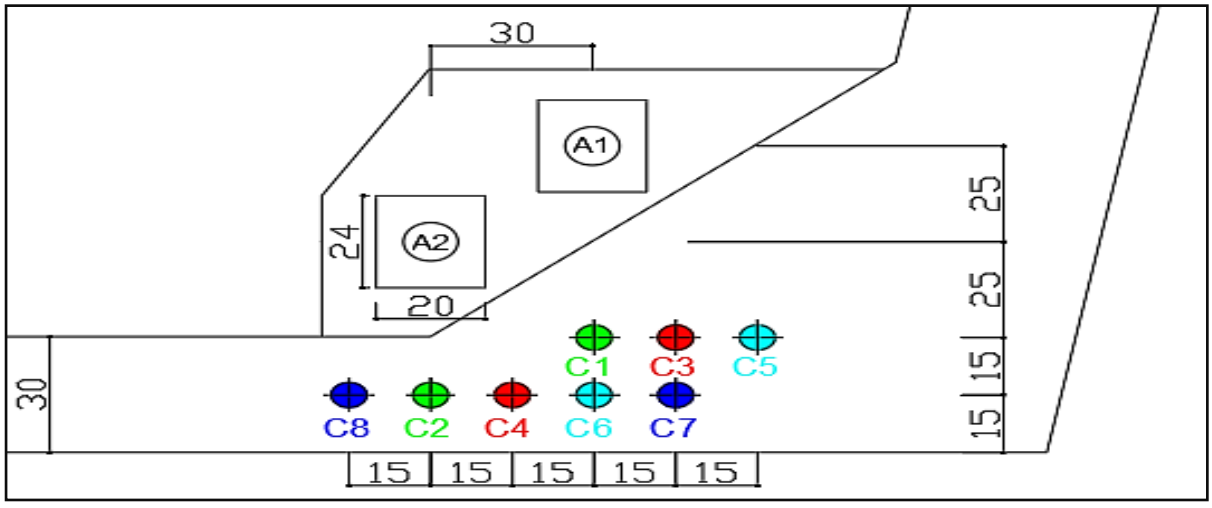


Figure V-31 : La disposition des ancrages et câbles de continuité pour les travées de rives

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.2.6 Tracé des câbles

Tableau V-20 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité des travées de rives

Câbles	L(m)	X_0(m)	X_1(m)	Z_0(m)	Z_1(m)	Z(x)	R_i(m)	β(rad)
C1-C2	Rectiligne							
C3-C4-C7-C8	3.5	1.75	1.75	0.15	0,075	$0.15-0.024x^2$	20.42	0.09
C5-C6	3.5	1.75	1.75	0.3	0.15	$0.3-0.05x^2$	10.208	0.17
C3-C4-C7-C8 (VSC)	4.32	2.16	2.16	0.15	0.075	$0.15-0.016x^2$	31.104	0.07
C5-C6 (VSC)	4.32	2.16	2.16	0.3	0.15	$0.3-0.032x^2$	15.552	0.14

Voici l'exemple de C8 le reste est dans l'annexe :

Tableau V-21 : L'allure en élévation de câble 8 de continuité de travée de rive

Câbles	Voussoir	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	Y(x)	R_c(m)	α(rad)
C8	¼ VSC	4.32	0.15	0.55	$0.15+0.0214x^2$	23.33	0.18
	V8	3.5	0.15	0.65	$0.15+0.0433x^2$	11.56	0.29

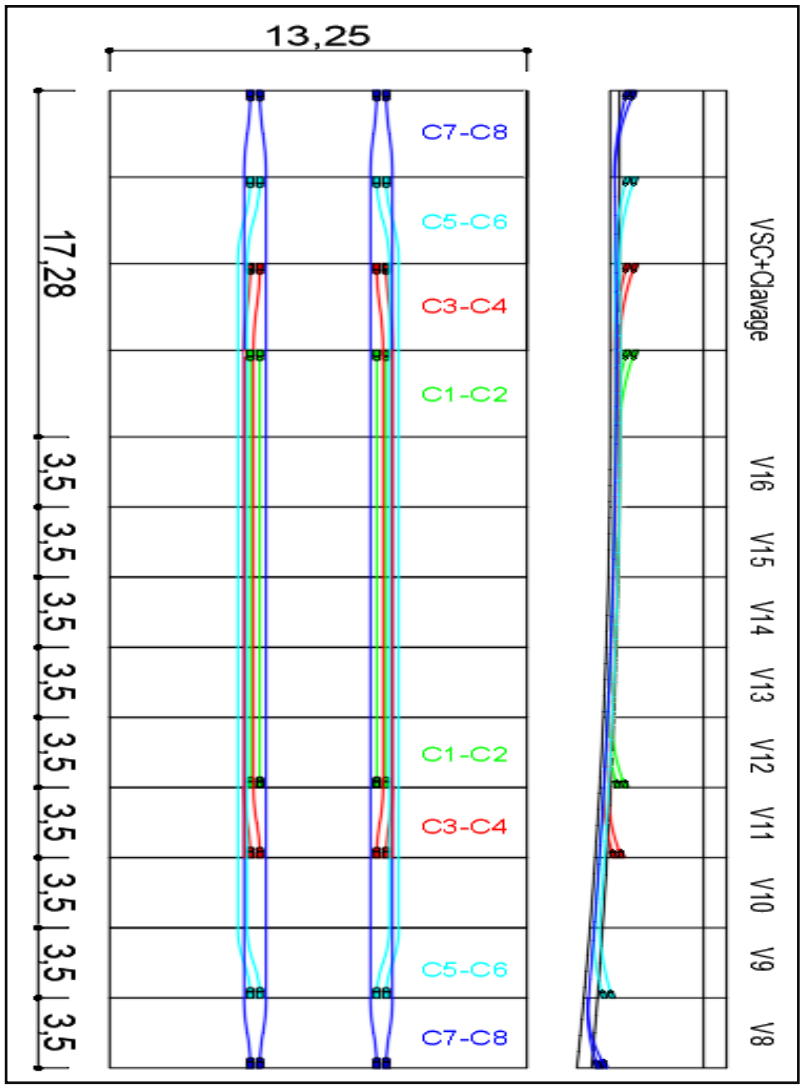


Figure V-32 : Tracé en plan et en élévation des câbles de continuité des travées de rives

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.3 Evaluation des pertes de précontrainte

La tension de la précontrainte varie le long du câble et elle est différente par rapport à la tension appliquée par le vérin lors de la mise en œuvre.

Les pertes sont estimées entre 20 et 30 %, elles se divisent entre deux catégories, pertes instantanées et pertes différées.

V.4.3.1 Pertes de tension instantanées

Les pertes qui vont être crées au moment de la mise en tension et elles sont trois :

- Pertes de tension par frottement $\Delta\sigma_{\varphi}$
- Pertes de tension par recul de l'ancrage $\Delta\sigma_{g}$
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton $\Delta\sigma_{e}$

La valeur totale des pertes instantanées est : $\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

❖ **Pertes de tension par frottement :**

Elles sont provoquées par le frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de la mise en tension, calculer par la formule suivante :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

φ : 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).

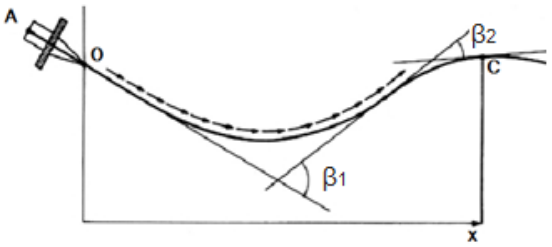


Figure V-33 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où : $\theta = \alpha + \beta$

❖ **Pertes de tension par recul de l'ancrage :**

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages a lieu. Ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse d.

$$\Delta\sigma_{g}(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) \text{ Avec } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

k : fonction croissante.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g : glissement à l'ancrage.

$\mathbf{E_p}$: module d'élasticité des câbles précontraints.

❖ **Pertes de tension par déformation instantanée du béton :**

L'ouvrage est construit successivement, ce qui implique des mises en tension successives. Le fait de ne pas tendre les câbles d'une même pièce en même temps 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.

Le B.P.E.L donne la formule suivante :

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

Avec : $\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$

$\mathbf{E_p}$**:** module d'élasticité des câbles précontraints.

$\mathbf{E_{bi}}$**:** module de déformation instantanée du béton.

$\boldsymbol{\sigma_b}$: 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, $\mathbf{P = P_0\ (1 - \Delta P)}$.

$\mathbf{M_p}$: moment sous le poids propre.

V.4.3.2 Pertes de tension différées

Les pertes qui vont être crées au cours du temps et elles sont trois :

- 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 totale des pertes diffères est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

❖ **Perte de tension due au retrait du béton**

Au cours de durcissement du béton, il 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 $\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r[1 - r(t_0)]$

Et puisque $r(t_0)$ peur être négliger devant 1 ➔ $\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$

ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).

r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

❖ **Perte de tension due au fluage du béton :**

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante, il commence au moment du chargement et se développe au cours du temps, il vaut $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$ Avec $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

D'après le B.P.E.L $\sigma_M = 1.5 \times \sigma_b$

Donc : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

❖ **Perte de tension due à la relaxation d'acier :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement. Elle est donnée par cette formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x) \text{ Avec } \mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} **(%)** : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Les pertes totales vont : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

V.4.3.3 Application sur les câbles du fléau

Le tableau ci-dessous c'est un tableau récapitulatif, le détail va être dans l'annexe :

Tableau V-22 : Pourcentage des pertes de tension moyennes des câbles du fléau

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
Axe VSP	11,29	0,15	1,02	12,46	2,55	4,89	3,55	10,40	**22,86**
FIN VSP	10,98	0,17	1,33	12,48	2,55	6,39	3,55	11,90	**24,38**
FIN V01	11,20	0,79	1,07	13,06	2,55	5,17	3,46	10,61	**23,67**
FIN V02	11,46	0,84	1,24	13,55	2,55	5,99	3,39	11,37	**24,91**
FIN V03	11,57	0,90	0,98	13,45	2,55	4,74	3,41	10,13	**23,59**
FIN V04	11,72	0,97	1,16	13,86	2,55	5,64	3,35	10,98	**24,84**
FIN V05	11,68	1,08	0,90	13,66	2,55	4,38	3,38	9,75	**23,41**
FIN V06	11,66	1,20	1,09	13,95	2,55	5,31	3,34	10,64	**24,59**
FIN V07	11,79	1,07	0,82	13,67	2,55	4,00	3,37	9,37	**23,04**
FIN V08	11,97	1,16	1,00	14,13	2,55	4,89	3,31	10,20	**24,34**
FIN V09	11,77	1,61	0,72	14,10	2,55	3,55	3,31	8,86	**22,97**
FIN V10	11,55	1,88	0,89	14,32	2,55	4,39	3,28	9,68	**24,00**
FIN V11	11,50	1,78	0,56	13,84	2,55	2,79	3,35	8,13	**21,98**
FIN V12	11,48	2,09	0,69	14,26	2,55	3,43	3,29	8,73	**22,99**
FIN V13	10,65	3,17	0,35	14,16	2,55	1,72	3,31	7,02	**21,19**
FIN V14	9,37	4,22	0,43	14,02	2,55	2,15	3,33	7,47	**21,50**
FIN V15	6,95	6,33	0,49	13,77	2,55	2,42	3,36	7,78	**21,55**
FIN V16	0,00	9,29	0,53	9,82	2,55	2,63	3,94	8,47	**18,30**

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début qui étaient de 25%. Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 24.91\%$.

V.4.4 Vérification des contraintes normales

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles.

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

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

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

I : inertie de la section considérée.

e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

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

❖ **Vérification des contraintes en phase de construction :**

$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{21\ Mpa}$

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{t28} = \mathbf{-4.05\ Mpa}$; Hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = -0.7 \times f_{t28} = \mathbf{-1.89\ Mpa}$; Section d'enrobage.

Voici les résultats ci-dessous :

Tableau V-23 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

Section	Nbr câbles	M(KN.m)	v'(m)	v(m)	I(m4)	S(m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)
Axe VSP	32	532119,31	3,77	3,24	102,74	13,88	3,01	101,90	**0,23**	**15,62**
FIN VSP	32	465950,11	3,77	3,24	102,74	13,88	3,01	101,90	**2,31**	**13,20**
FIN V01	28	406797,98	3,53	3,08	90,65	13,66	2,88	89,16	**1,44**	**12,36**
FIN V02	28	352253,64	3,41	2,82	76,38	12,92	2,62	89,16	**2,53**	**12,19**
FIN V03	24	302118,04	3,25	2,63	66,05	12,50	2,43	76,43	**1,47**	**11,84**
FIN V04	24	256247,80	3,10	2,46	57,11	12,09	2,25	76,43	**2,71**	**10,88**
FIN V05	20	214510,30	2,96	2,30	49,72	11,73	2,09	63,69	**1,66**	**10,28**
FIN V06	20	176784,03	2,83	2,16	43,20	11,38	1,94	63,69	**2,94**	**9,08**
FIN V07	16	142951,95	2,72	2,03	37,95	11,05	1,80	50,95	**1,86**	**8,30**
FIN V08	16	112910,23	2,62	1,91	33,59	10,78	1,68	50,95	**3,18**	**6,85**
FIN V09	12	86566,72	2,53	1,81	29,89	10,51	1,60	38,21	**2,11**	**5,77**
FIN V10	12	63833,41	2,45	1,72	26,83	10,26	1,51	38,21	**3,34**	**4,28**
FIN V11	8	44635,91	2,38	1,64	24,48	10,08	1,41	25,48	**1,95**	**3,37**
FIN V12	8	28913,21	2,33	1,58	22,58	9,91	1,35	25,48	**2,95**	**2,01**
FIN V13	4	16618,25	2,28	1,54	21,27	9,81	1,39	12,74	**1,37**	**1,19**
FIN V14	4	7717,87	2,25	1,50	20,31	9,72	1,35	12,74	**2,02**	**0,26**
FIN V15	4	2183,38	2,24	1,48	19,63	9,64	1,33	12,74	**2,43**	**-0,35**
FIN V16	4	0,00	2,23	1,48	19,51	9,63	1,33	12,74	**2,60**	**-0,61**

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

❖ **Vérification des contraintes en phase de service :**

Pour la vérification en état de service il y'a deux cas :

- **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 est conditionnée par :

$\overline{\sigma_{bcJ}} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{21\ Mpa}$

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{t28} = \mathbf{-4.05\ Mpa}$; Hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = -1 \times f_{t28} = \mathbf{-2.7\ Mpa}$; Section d'enrobage.

Les résultats des calculs sont montrées dans l'annexe. (Toutes les contraintes sont vérifiées)

Pour l'état en service on a vérifié les 3 état D240-, D240+, AL3 et la plus défavorable est D240+.

V.4.5 Armatures des zones tendues

Selon art. 6.1.32 4.1 des Règles B.P.E.L, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales dans les zones ou on a une traction du béton tel que :

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

$\mathbf{B_t}$: aire nette de la section du béton en traction.

$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$\mathbf{N_{Bt}}$: la résultante des contraintes de traction correspondantes.

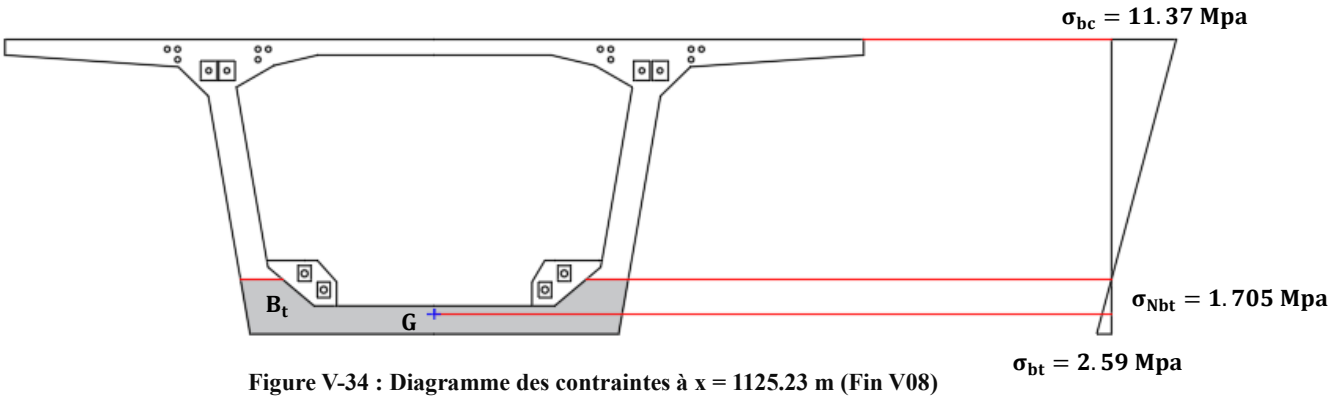


Figure V-34 : Diagramme des contraintes à x = 1125.23 m (Fin V08)

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification :

$\mathbf{B_t = 3.1892\ m^2}$; $\boldsymbol{\sigma_{bt} = 2.59\ Mpa}$; $\boldsymbol{\sigma_{Nbt} = 1.705\ Mpa}$; $\mathbf{N_{Bt} = 5.439\ MN}$ Donc :

$A_S = \frac{3.1892}{1000} + \left(\frac{5.439}{500} \times \frac{2.7}{2.59}\right) = \mathbf{113.41\ cm^2 (9.97\ cm^2/ml)}$ ➔ **2 nappes de HA 16 / e=20 cm**

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.4.6 Vérification des contraintes tangentielles

V.4.6.1 Vérification vis-à-vis l'ELS

L'âme est la partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures de la section sont les éléments résistants à la flexion.

- **Effort tranchant dû aux charges extérieures :**

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide de ROBOT, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS ; G + 1.2 AL3.

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 :**

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à ; un effort tranchant extérieur V_{ext} positif, et une composante verticale de la précontrainte V_p = P. sinα qui vient de réduire l'effort tranchant. Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : $V_{red} = V_{ext} - V_P$

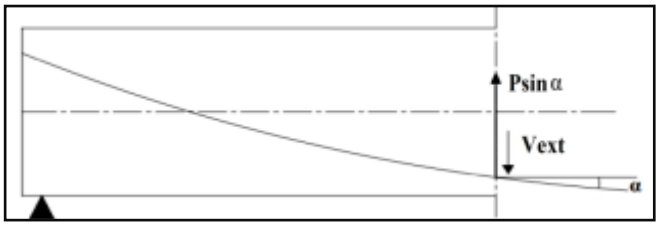


Figure V-35 : Effort de la précontrainte

- **Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL) :**

Selon Eurocode 2, RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut :

$$\mathbf{V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}}$$

A la fin en aura un effort tranchant réduit égal à : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P - V_R}$

Note : V_R va être négligeable sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier ces deux conditions de :

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

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

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{max}}$: contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\boldsymbol{\tau = \frac{V_{red}\, S_n}{I_n\, b_n}}$

$\boldsymbol{\sigma_x}$: contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette : $\boldsymbol{\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}}$

$\boldsymbol{B_n}$: section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

$\boldsymbol{V_{red}}$: effort tranchant maximal réduit de service.

$\boldsymbol{S_n}$: moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

$\boldsymbol{I_n}$: est le moment d'inertie nette.

$\boldsymbol{b_n}$: 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=4.2408 MN ; ΔP = 24.91% ; n = 28 câbles ➔ **P = 89.164 MN**

α_{moy} = 0.1416 rad ➔ $\boldsymbol{V_p}$**= 12.63 MN**

h/2 = 3.5 m ; V_{ELS} (3.5m) = 21.182 MN ➔ $\boldsymbol{V_{red} = V_{ELS} - V_p}$ **= 8.555 MN**

n = 32 câbles ➔ **P = 101.90 MN**

B_n = 13.713 m^2 ➔ $\boldsymbol{\sigma_x}$**= 7.356 Mpa**

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ➔ $\boldsymbol{\overline{\tau_1} = 3.30}$ **Mpa** et $\boldsymbol{\overline{\tau_2} = 4.60}$ **Mpa**

I_n = 102.0224 m^4 ; S_n = 17.354 m^3 ; $b_n = 2\,(E_a - 0.5\,\Phi_g)$ = 0.74 m

➔ $\boldsymbol{\tau_{max}}$**= 1.966 Mpa, Vérifiée**

Puisque les contraintes sont bien vérifiées, on ne tient pas compte de l'effet RESAL.

V.4.6.2 Vérification vis-à-vis l'ELU

Cette justification vis-à-vis de l'ELU comporte deux partie, les bielles comprimées et la résistance des armatures transversales.

❖ **Les bielles comprimées :**

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est calculé par la formule :

$$\mathbf{tg\ 2\beta u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}} \quad \text{Avec} \quad \mathbf{\beta_u \geq 30°}$$

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}$, $\sigma_y = 0$

τ_u: contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau_u = \frac{Vu_{red}\ S_n}{I_n\ b_n}$

Vu_{red} : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification se fait par la formule :

$\tau u \leq \frac{0.85\ fc28}{3\ \gamma b} \sin 2\beta u$, si : $\beta_u = 30°$, alors on obtient : $\tau_u \leq \frac{fc28}{6}$

Application numérique :

V_{ELU} (3m) = 23.548 MN ; V_P = 12.627 MN ➔ $V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 15.92$ MN

I_n = 102.0224 m^4; S_n = 17.354 m^3; b_n = 0.74 m ➔ $\tau_u = 3.66$ MPa

σ_x = 7.43 MPa, σ_y= 0 MPa ➔ β_u = 0.389 rad = 22.29° ➔ On prend : $\beta_u = 30°$

$$\tau_u = 3.66 \leq \frac{fc28}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

➔ Les bielles comprimées de béton sont vérifiées.

❖ **La résistance des armatures transversales :**

Elle sert à trouver la section des armatures transversale par la formule suivante :

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

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.

γ_s = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

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

Application numérique :

τ_u = 3.66 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 0.74 m ; β_u = 30°

➔ $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **27.12 cm² /m**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 13.80\ cm^2/m$$

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V.5 ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale la mieux résistante à la construction par encorbellement successif est le caisson, une section fermée qui présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis et la résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis. Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur le deux sections défavorables qui sont la section sur pile et la section à la clé ou les moments de flexions sont maximaux.

V.5.1 Evaluation des efforts transversaux

V.5.1.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par ROBOT, Le caisson est modélisé par un portique fermé, appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis double et 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.

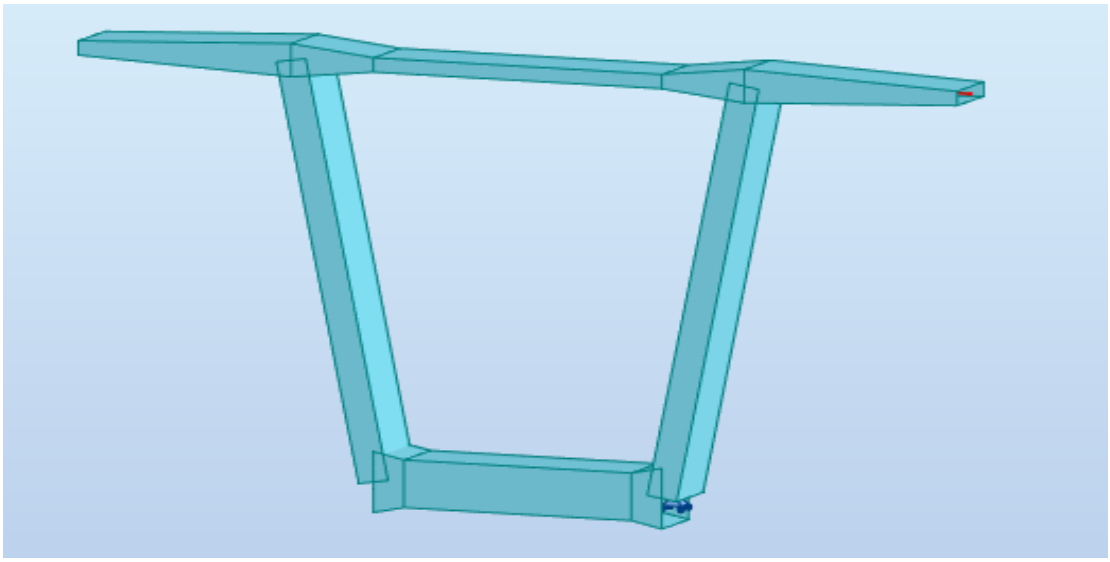


Figure V-36 : Vue en 3D du caisson sur pile

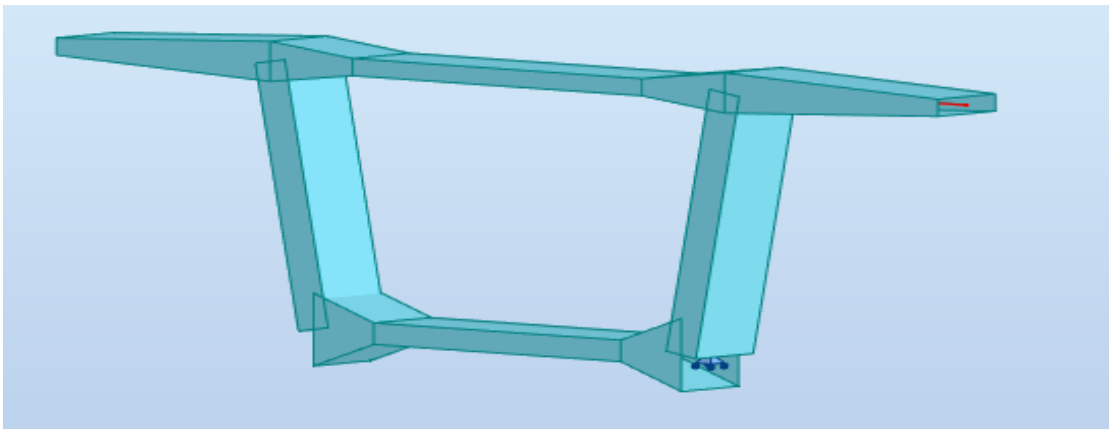


Figure V-37 : Vue en 3D du caisson à la clef

V.5.1.2 Combinaisons d'action

Les combinaisons de charges utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service **(Tableau V-11)**

V.5.1.3 Résultats

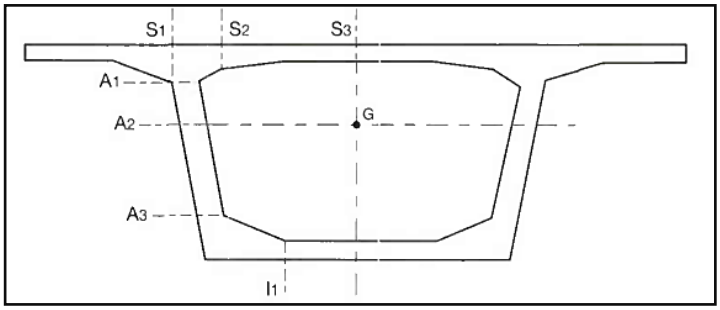


Figure V-38 : Sections à justifier selon le guide SETRA.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-24 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.

Elément	Section	M_{max}(KN.m)		M_{min} (KN.m)		N_{max}(KN.m)	
		M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis supérieur	S1	-86.02	-63.72	-523.1	-391.53	/	/
	S2	110.67	83.16	-255.52	-191.43	/	/
	S3	190.48	142.81	-15.32	-8.36	/	/
Âme	A1	319	239.59	-207.39	-155.21	741.95	555.423
	A2	137.1	102.89	-172.2	-129.08	778.855	582.761
	A3	266.69	218.32	-235.7	-196.29	820.925	613.923
Hourdis Inferieur	I1	328.21	245.97	-234.42	-176	/	/

Tableau V-25 : efforts extrêmes dans le voussoir à la clef.

Elément	Section	M_{max}(KN.m)		M_{min} (KN.m)		N_{max}(KN.m)	
		M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis supérieur	S1	-86.54	-64.1	-526.78	-394.29	/	/
	S2	81.37	61.19	-210.99	-158.08	/	/
	S3	175.64	131.68	-8.39	-6.34	/	/
Âme	A1	293.07	220.21	-250.89	-187.8	724.078	542.03
	A2	214.38	161.1	-233.49	-174.8	734.314	549.614
	A3	141.3	106.26	-192.27	-143.92	763.565	571.282
Hourdis Inferieur	I1	132.41	99.35	-119.2	-86.55	/	/

V.5.2 Ferraillage

Pour ferrailler le voussoir, on subdivise le voussoir en trois (03) éléments :

- Hourdis supérieur : qui travaille en flexion simple.
- Hourdis inférieur : qui travaille en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

V.5.2.1 Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur du VSP

Le dimensionnement sera à l'ELS puisque la fissuration est jugée préjudiciable.

- Nappe Supérieure :

M_{ser}= 391.53 KN.m ; f_{c28}=35Mpa ; $\overline{\sigma}_{bc}=0.6\times f_{c28}$=21Mpa ;

$\overline{\sigma}_{st}$=min (2/3×f_e ; max (0.5×f_e ;110×$\sqrt{\eta \times f_{t28}}$)=250Mpa

b=1m ; h=0.8m ; d=0.9h=0.72m ;

$$x = \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}\times d = 0.4014\text{m} \;;\; z = d - \frac{x}{3} = 0.5853\text{m}$$

$$M_1 = 0.5\times b\times x\times\overline{\sigma_{bc}}\times z = 2\ 466.86\ \text{KN.m}$$

$M_1 \geq M_{ser}$ ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 26.76\,\text{cm}^2/\text{ml}$$

$A_{CNF} = 0.23\times\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d = 8.94\ \text{cm}^2 \leq A_{ser}$ ➔ La condition de non-fragilité est vérifiée.

- Nappe Inférieure :

b=1m; h = 0.24 m ; d=0.216 m ; M_{ser} (inf) = 142.81 KN.m

$$x = \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}\times d = 0.1204\text{m} \;;\; z = d - \frac{x}{3} = 0.1759\text{m}$$

M_1 = 222.37 KN.m ≥ M_{ser} ➔ S.S.A.C

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}} = 32.47\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

$A_{CNF} = 0.23\times\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d = 2.68\ \text{cm}^2 \leq A_{ser}$ ➔ Condition de non fragilité est vérifié.

- Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 10.82\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

$A_{(C.N.F)} = 0.23\times\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d = 2.68\ \text{cm}^2/\text{ml} \leq A_{ser}$ ➔ Condition de non-fragilité est vérifiée.

V.5.2.2 Ferraillage passif des voussoirs

Le ferraillage se fait à l'aide de Robot expert, les résultats sont détaillés dans l'annexe.

Tableau V-26 : Ferraillage passif du VSP

Elément	Nappe	Section	h (m)	Transversal		Longitudinal	
				As(cm²)	N/Ø(mm)	As(cm²)	N/Ø(mm)
Hourdis supérieur	Supérieur	S1	0.8	**26.75**	6 HA20 +4HA16	10.82	8HA14
		S2	0.4	25.2			
		S3	0.24	3			
	Inferieur	S1	0.8	0	7HA25	10.82	8HA14
		S2	0.4	10.5			
		S3	0.24	**32.47**			
Âme	Interne	A1	0.45	**11.6**	8HA14	5.46	5HA14
		A2	0.45	8.2			
		A3	0.45	10.2			
	Externe	A1	0.45	**16.4**	5HA20 +2HA14	5.46	5HA14
		A2	0.45	5.8			
		A3	0.45	12.8			
Hourdis inferieur	Supérieur	I1	0.8	10	7HA14	**9.97**	5HA16
	Inferieur	I1	0.8	14.1	5HA20	**9.97**	5HA16

Tableau V-27 : Ferraillage passif du voussoir à la clef

Elément	Nappe	Section	h (m)	Transversal		Longitudinal	
				As(cm²)	N/Ø(mm)	As(cm²)	N/Ø(mm)
Hourdis supérieur	Supérieur	S1	0.8	**23**	8HA20	11.17	8HA14
		S2	0.4	20.6			
		S3	0.24	3			
	Inferieur	S1	0.8	0	7HA25	11.17	8HA14
		S2	0.4	7.6			
		S3	0.24	**33.5**			
Âme	Interne	A1	0.45	**11.6**	8HA14	5.03	5HA14
		A2	0.45	8.9			
		A3	0.45	5.8			
	Externe	A1	0.45	**14.3**	5HA20	5.03	5HA14
		A2	0.45	7.3			
		A3	0.45	5.8			
Hourdis inferieur	Supérieur	I1	0.3	15.8	8HA16	**9.97**	5HA16
	Inferieur	I1	0.3	18.3	5HA20 +2HA16	**9.97**	5HA16

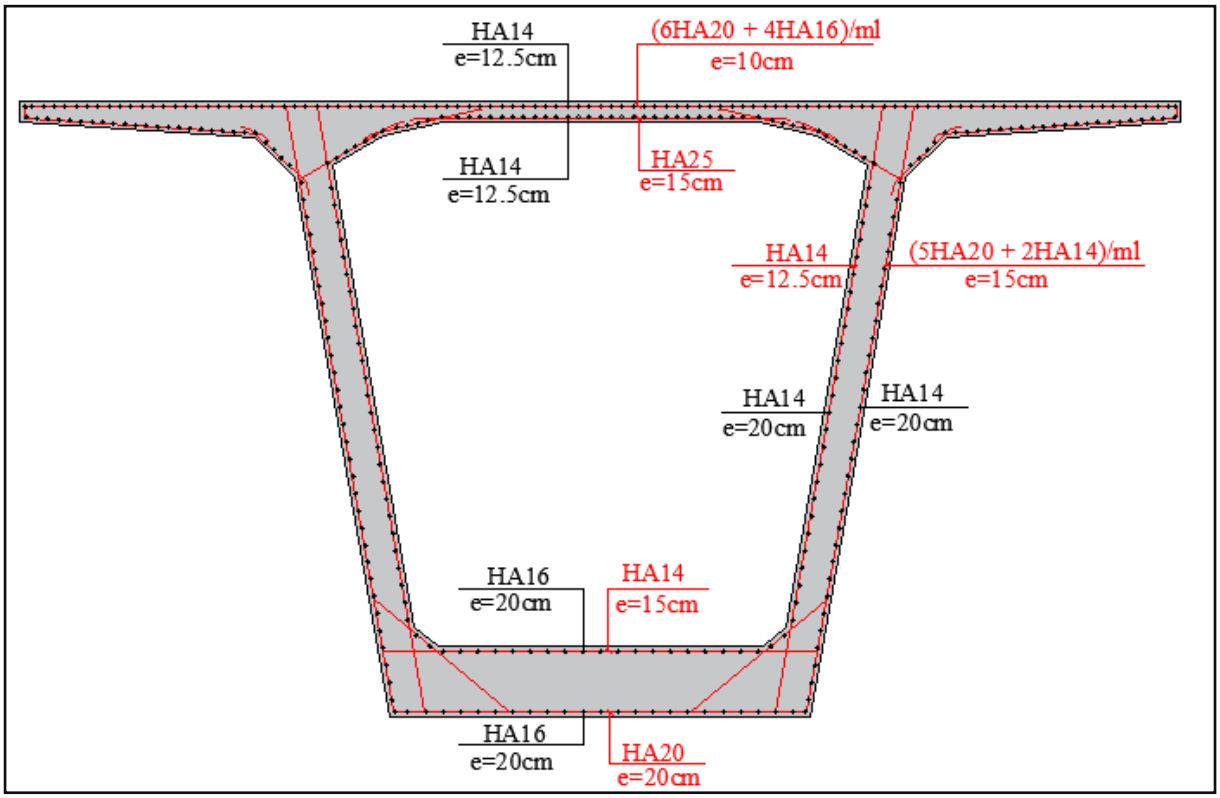


Figure V-39 : Ferraillage du voussoir sur pile

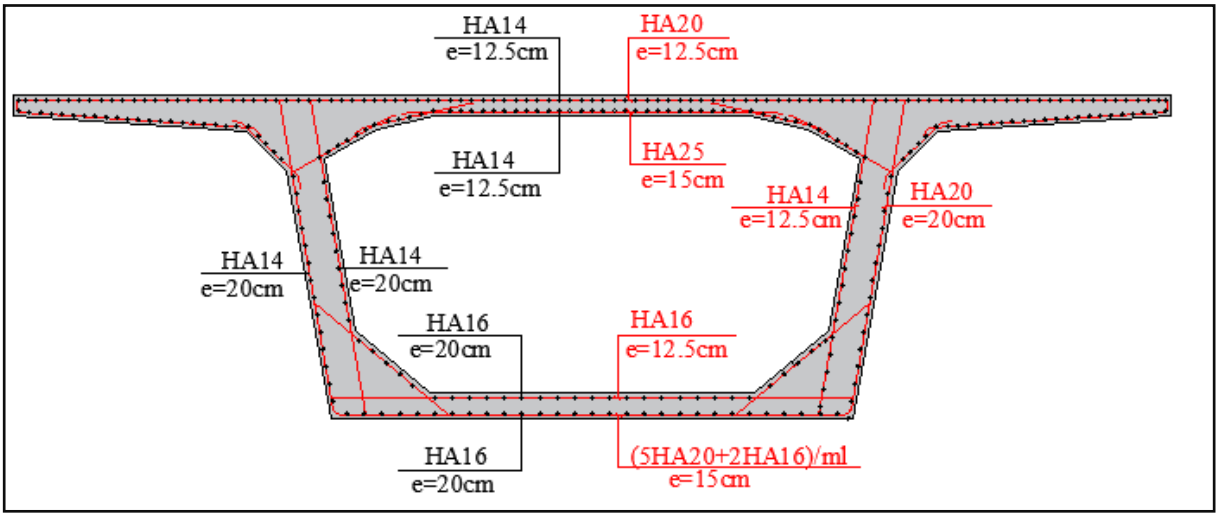


Figure V-40 : Ferraillage du voussoir à la clef.

V.6 CONCLUSION

Les ponts voussoirs construits par encorbellements successifs diffèrent entre eux non seulement par la méthode de réalisation mais aussi par les dimensions, le câblage et le ferraillage. Ce chapitre présentait les sections d'armatures et leurs dispositions. Dans le chapitre suivant, sont exposés l'étude sismique et les équipements de pont.

CHAPITRE VI

EQUIPEMENTS DU PONT ET ETUDE SISMIQUE

VI.1 INTRODUCTION

Les équipements font référence à un assortiment de dispositifs ayant différentes natures, conceptions et modes de fonctionnement. Ils revêtent une importance vitale pour assurer la pérennité d'une structure. Leur objectif principal est de permettre au tablier d'un pont de remplir efficacement sa fonction, en particulier pour ce qui concerne les utilisateurs.

Dans ce chapitre, on va étudier les équipements nécessaires tel que les appareils d'appuis, les dés-d 'appuis (bossage inférieur) et les joints de chaussée.

VI.2 LES APPAREILS D'APPUIS EN ELASTOMERE FRETTE

VI.2.1 Evaluation des efforts

Tableau VI-1 : Evaluation des réactions sur chaque appui

Combinaison	Culée 01	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04
G	**5799,54**	**32889,74**	35529,19	34528,12	34912,18
1,35G+1,6A(l)	**12147,618**	57255,268	**61540,16**	55213,47	52049,47
1.35 G + 1.6 Bc3	11450,14	52502,83	56448,59	54915,8	55502,29
1.35 G + 1.6 Bt2	9884,94	50597,66	54596,61	53066,21	53652,69
1.35 G + 1.35 Mc120	10424,97	54158,64	58827,58	57389,55	57988,61
1.35 G + 1.35 D240	11647,44	52873,91	56808,7	55275,41	55861,82

Pile 05	Pile 06	Pile 07	Pile 08	Pile 09	Pile 10	Culée 02
34781,77	**34781,91**	34911,9	34528,8	35527,46	32895,75	5806,81
52656,29	**52341,01**	52663,05	52029,57	53573,82	**49546,91**	**8853,24**
55303,13	55303,35	55501,83	54916,9	56445,9	52511,67	11339,03
53453,53	53453,75	53652,26	53067,25	54593,93	50606,72	9893,2
57795,21	**57785,36**	58007,83	57368,83	59107,32	55310,77	11430,86
55662,67	55662,9	55861,42	55276,44	56806,02	52882,52	11607,09

Tableau VI-2 : Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui

Effort normal	Appui de rive	Appui intermédiaire	P6
$F_{z,\ Gmin}$ (KN)	2899,77	16444,87	17390,885
F_z (KN)	6073,809	30770,08	28892,68
$F_{z,min}$ (KN)	4426,62	24773,455	26170,505

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

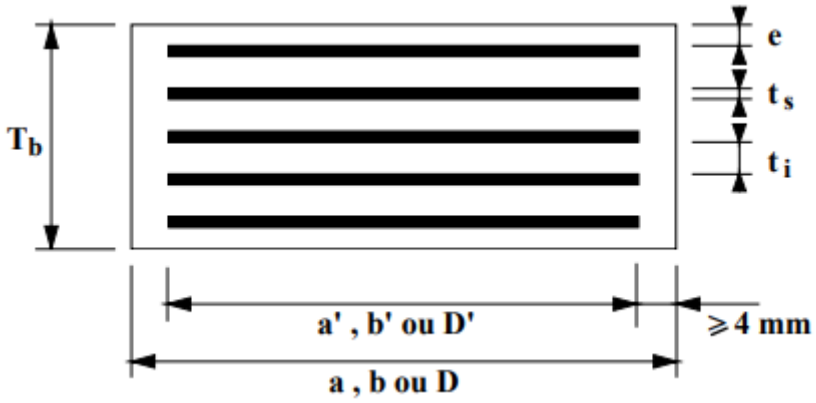


Figure VI-1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

VI.2.2 Dimensionnement d'appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui :

$$\frac{F_z}{A'} \leq 25\ Mpa \quad \text{et} \quad \frac{F_{Z,Gmin}}{A'} \geq 3\ \text{Mpa}$$

$$A' = a' \times b' = (a')^2 = (a - 2 \times 5)^2\ \text{mm}^2$$

Ce qui donne les dimensions suivantes :

Tableau VI-3 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

Dimensions	Appui de rive	Appui intermédiaire
A'_{max}(mm²)	966590	5481623
A'_{min} (mm²)	303690	1538504
a=b(mm²)	**900**	**1500**
A' (mm²)	792100	2220100

Les appareils d'appuis sont de grandes dimensions donc on pense à des appareils d'appuis à pot.

VI.3 LES APPAREILS D'APPUIS A POT

Les appareils d'appuis sont les éléments qui vont assurer la liaison et la transmission des charges entre le tablier et les appuis.

Selon le guide SETRA, pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculé à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

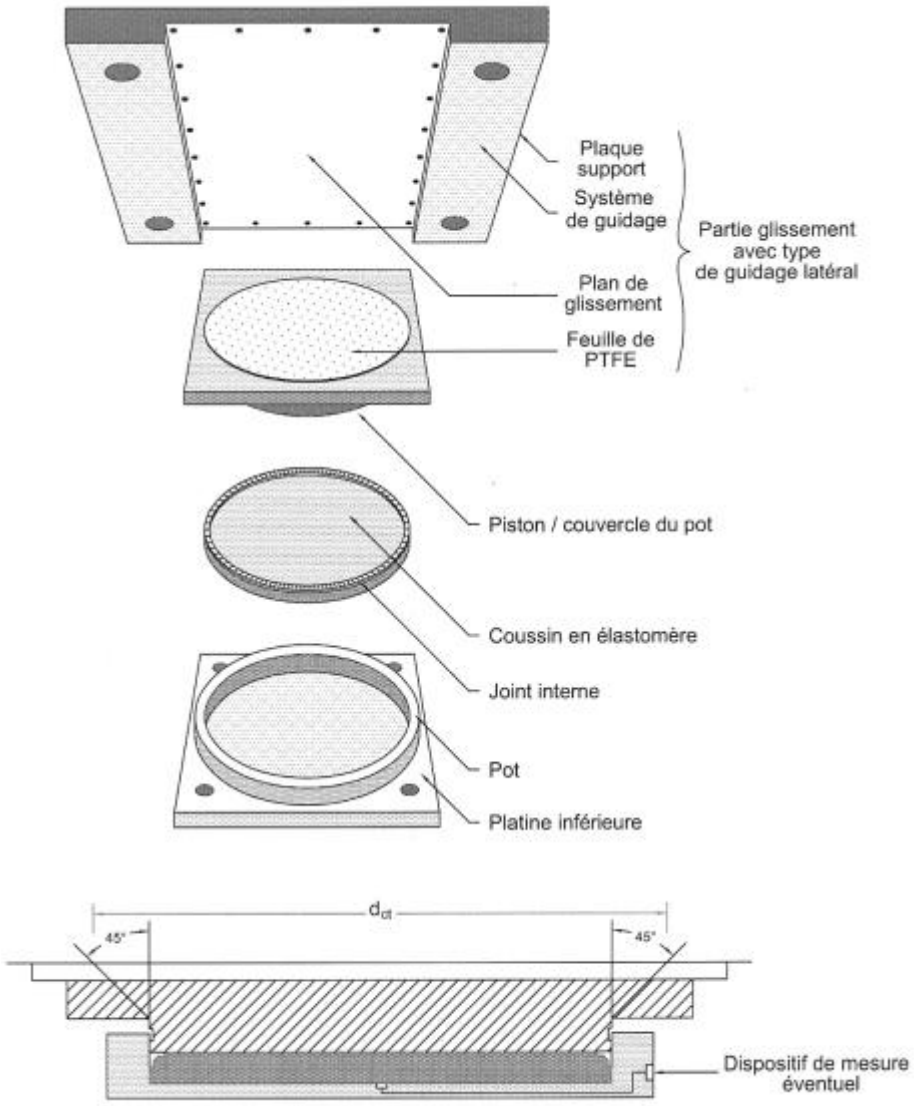


Figure VI-2 : Les éléments d'un appareil d'appui à pot

VI.3.1 La disposition des appareils d'appuis

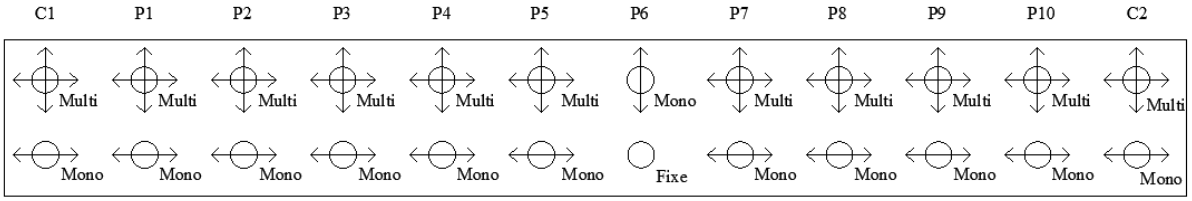


Figure VI-3 : La disposition des appareils d'appuis

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

VI.3.2 Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les efforts appliqués sont calculés à l'ELU.

❖ **La pression dans le PTFE**

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales à $f_{e,d\ moy}$ = 40 Mpa, donc on peut déduire une section minimale S_p et un diamètre minimal D_p pour chaque appui :

Tableau VI-4 : Les valeurs de S_p et D_p

Appui	Appui de rive	Appui intermédiaire	P6 (fixe)
Surface S_p(m^2)	0,1518	0,7693	0,7223
Diamètre minimal(mm)	439,70	989,67	959,00
D_p(mm)	**440**	**990**	**960**

❖ **La pression dans l'élastomère**

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée sous combinaisons fondamentales tel que :

$$f_{e,d} \leq \frac{f_u}{\gamma_m}$$

Avec :

f_u= 60 Mpa.

γ_m = 1.3

On peut déduire la surface S_c du coussin et le diamètre D_c pour chaque appui :

Tableau VI-5 : Les valeurs de S_c et D_c

Appui	Appui de rive	Appui intermédiaire	P6
Surface S_c(m2)	0,1316	0,6667	0,6261
Diamètre minimal(mm)	409,35	921,37	892,82
D_c(mm)	**410**	**930**	**900**

VI.3.3 Evaluation des efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants

Selon le guide SETRA :

$\mathbf{H = (\mu_{max} + PP) \times V}$ Avec : $\mu_{max} = 3.5\ \%$ et $PP = 0.3\%$ pour un appareil d'appui isolé.

Tableau VI-6 : Les Efforts horizontaux longitudinaux pour un appareil d'appui à pot

Appui	Appui de rive	Appui intermédiaire
H (KN)	230,80	1169,26

VI.3.4 Evaluation des efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui fixe

On calcul les coefficients de frottement :

$$\mu_a = 0.5\ \mu_{max}\ (1+\alpha)$$

$$\mu_r = 0.5\ \mu_{max}\ (1-\alpha)$$

Avec :

μ_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable.

μ_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable.

α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appuis glissants.

Application numérique :

Puisque on a 20 appuis glissants ➔ α=0.5

$\mu_a = 0.5 \times 0.035 \times (1 + 0.5) = 0.0263$

$\mu_r = 0.5 \times 0.035 \times (1 - 0.5) = 0.0088$

Effort horizontal longitudinal pour un appareil d'appui à pot fixe :

$H_{P6} = [\mu_a \times (V_{C1} + V_{P1} + V_{P2} + V_{P3} + V_{P4} + V_{P5})] - [\mu_r \times (V_{P7} + V_{P8} + V_{P9} + V_{P10} + V_{C2})]$

$H_{P6} = 5115.48$ KN

VI.3.5 Choix des appareils d'appuis

Tableau VI-7 : L'effort vertical et horizontal réagit sur chaque appareil d'appui

Appui	Appui de rive		Appui intermédiaire		P6	
	V_{max}(KN)	H_{max}(KN)	V_{max}(KN	H_{max}(KN)	V_{max}(KN	H_{max}(KN)
Appui glissant (multi et mono)	6073,809	230,80	30770,08	1169,26	28892,68	5115.48
Appui fixe	/		/		28892,68	5115.48

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

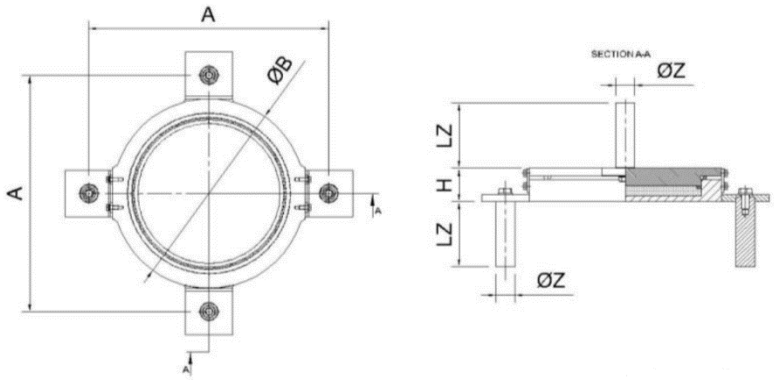


Figure VI-4 : Schéma d'un appareil d'appui à pot fixe

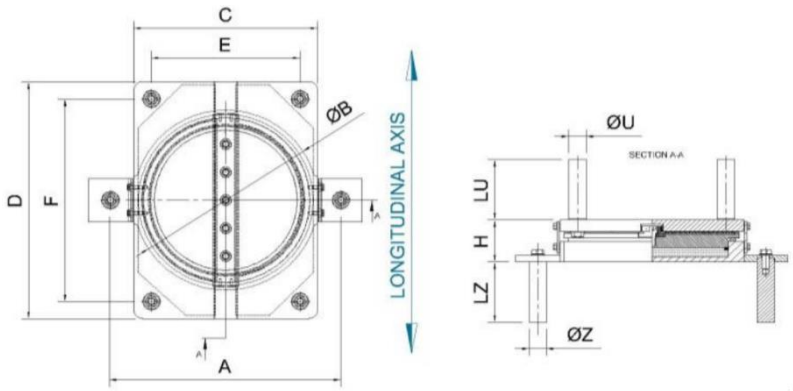


Figure VI-5 : Schéma d'un appareil d'appui à pot glissant guidé

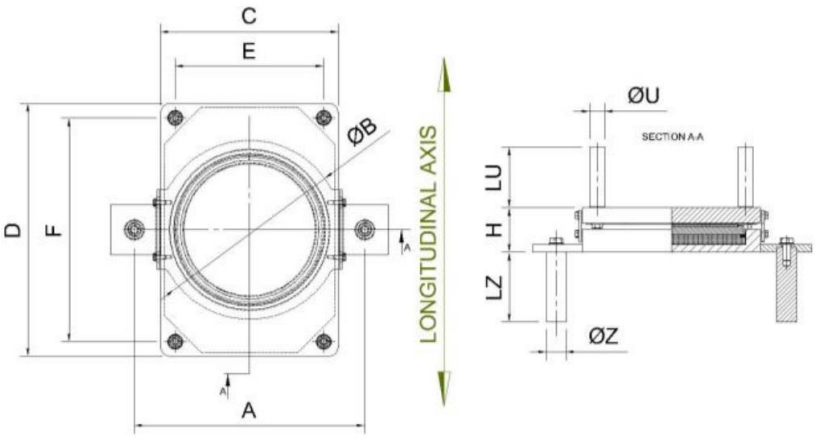


Figure VI-6 : Schéma d'un appareil d'appui à pot glissant libre

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

❖ Appuis de rive

Tableau VI-8 : Appareil d'appui à pot à glissement guidé

Appareil d'appui à pot glissant guidé Agom V-Max AGPL														
Appui type	Dimension de l'appui													Poids
	ØB mm	H mm	n Z	ØZ mm	LZ mm	A mm	C mm	D mm	nU	ØU mm	LU mm	E mm	F mm	W KG
V-Max AGPL 7000/ 100-1050	560	127	4	60	235	700	510	600	4	60	235	390	480	316

Tableau VI-9 : Appareil d'appui à pot à glissement libre

Appareil d'appui à pot glissant libre Agom V-Max AGPM														
Appui type	Dimension de l'appui													Poids
	ØB mm	H mm	n Z	ØZ mm	LZ mm	A mm	C mm	D mm	nU	ØU mm	LU mm	E mm	F mm	W KG
V-Max AGPM 7000/ 100/20	506	99	2	40	140	606	506	550	4	30	122	446	490	155

❖ Appuis intermédiaires

Tableau VI-10 : Appareil d'appui à pot à glissement guidé

Appareil d'appui à pot glissant guidé Agom V-Max AGPL														
Appui type	Dimension de l'appui													Poids
	ØB mm	H mm	nZ	ØZ mm	LZ mm	A mm	C mm	D mm	nU	ØU mm	LU mm	E mm	F mm	W KG
V-Max AGPL 35000/100-5250	1280	249	6	100	420	1500	1170	1320	8	90	420	990	1140	3120

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Tableau VI-11 : Appareil d'appui à pot à glissement libre

Appareil d'appui à pot glissant libre Agom V-Max AGPM														
Appui type	Dimension de l'appui													Poids
	ØB mm	H mm	nZ	ØZ mm	LZ mm	A mm	C mm	D mm	nU	ØU mm	LU mm	E mm	F mm	W KG
V-Max AGPM 35000/100/20	1170	196	4	60	235	1310	1050	1100	4	60	235	930	980	1418

❖ **Appui au niveau de la pile 6**

Tableau VI-12 : Appareil d'appui à pot fixe

Appareil d'appui à pot fixe Agom V-Max AGPF							
Appui type	Dimension de l'appui						Poids
	ØB mm	H mm	nZ	ØZ mm	LZ mm	A mm	W (KG)
V-Max AGPF 35000-5250-5250	1280	191	6	100	420	1500	3033

Tableau VI-13 : Appareil d'appui à pot à glissement guidé

Appareil d'appui à pot glissant guidé Agom V-Max AGPL														
Appui type	Dimension de l'appui													Poids
	ØB mm	H mm	nZ	ØZ mm	LZ mm	A mm	C mm	D mm	nU	ØU mm	LU mm	E mm	F mm	W KG
V-Max AGPL 30000/100-4500	1180	234	6	90	375	1380	1100	1220	8	80	375	940	1060	2412

VI.4 DES D'APPUIS

Ils permettent la diffusion des charges provenant du tablier vers les piles.

VI.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis

Selon le guide SETRA piles et palées 1973 et le B.A.E.L les dimensions des dés d'appuis vont être choisie d'une façon à inclure les appuis.

- $C_1 = C + 10\ cm$
- $D_1 = D + 10\ cm$
- $h \geq \frac{C_1 \times D_1}{C_1 + D_1}$

Tableau VI-14 : Les dimensions des dés d'appuis

Dimensions	Rive	Intermédiaire	Pile 06
C_1 (cm)	71	137	170
D_1 (cm)	80	152	170
h (cm)	40	75	85

VI.4.2 Ferraillage des dés d'appuis

Selon le B.A.E.L le ferraillage se fait par la démarche ci-dessus :

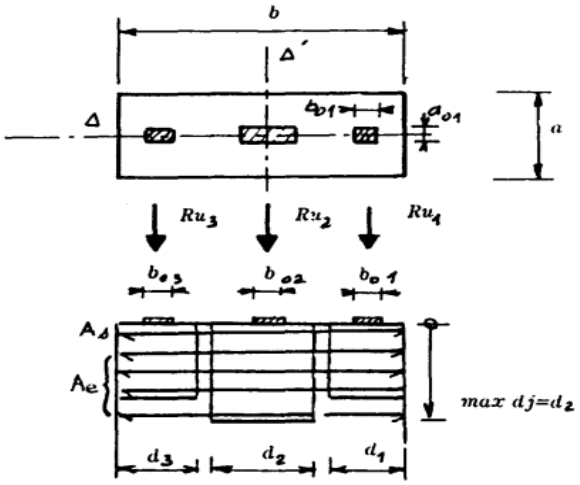


Figure VI-7 : Schéma explicatif de ferraillage (BAEL)

❖ **Frettage de surface A_s**

$$A_s \geq \frac{0.04\, R_u}{f_{su}} \quad \text{Avec} \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

❖ **Ferraillage d'éclatement A_e**

Dans le plan Δ : $R_j = 0.25(1 - \frac{b_{oj}}{d_j})R_{uj}$

Dans le plan Δ' : $R_j = 0.25(1 - \frac{a_{oj}}{d_j})R_{uj}$

Pour chaque charge concentrée, et pour chaque plan, on calcule une section d´acier d´éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \times f_{su}}$$

Avec :

k_j = 1 si j est une position extrême.

k_j = 1,5 si j est une position intermédiaire.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

En définitive, on dispose dans chaque plan une section d´armatures de frettage et le maximum de A_{ej}.

Tableau VI-15 : Ferraillage des dés d'appuis

Armature	Rive	Intermédiaire	Pile 06
Frettage (cm^2)	5.59	28.31	26.58
Ø	**5 HA 12**	**10 HA 20**	**9 HA 20**
Eclatement (cm^2)	9.84	25.83	19.55
Ø	**5 HA 16**	**9 HA 20**	**10 HA 16**

Application numérique :

On prend le cas de la pile 06. Puisque c'est un carré, le calcul va être le même suivant les plans.

-Frettage de surface : $A_s \geq \frac{0.04 \times 28892.38 \times 10^1}{434.78} = \mathbf{26.58\ cm^2}$

-Ferraillage d'éclatement :

$$R_j = 0.25 \times \left(1 - \frac{150}{170}\right) \times 28892.68 = \mathbf{849.78\ KN}$$

$$A_{ej} = \frac{849.78 \times 10^1}{1 \times 434.78} = \mathbf{19.55\ cm^2}$$

VI.5 ETUDE SISMIQUE

Le comportement dynamique est souvent l'aspect crucial d'une structure, et cette étude vise à bien comprendre comment celle-ci réagit techniquement sous une excitation, afin d'assurer le confort et la stabilité de l'ouvrage.

VI.5.1 Les caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude

Le RPOA 2008 donne la méthode de calcul à suivre et les paramètres nécessaires :

- L'ouvrage est inclus dans le **groupe 2** -Pont important-.
- L'ouvrage se trouve dans une sismique **IIa** – sismicité moyenne-.
- Le coefficient d'accélération **A=0.2**.
- Le sol est de catégorie **S3**.
- Le taux d'amortissement du béton armé constituant les appuis est de **5%.**
- Les valeurs de T1, T2 et S pour un site S3 :
  -T1 = 0.20
  -T2 = 0.50
  -S = 1.20
- Les valeurs de T1, T2 et α pour un site S3 :
  -T1 = 0.20
  -T2 = 0.40
  -α = 0.70

VI.5.2 Méthode de calcul

L'analyse se fait par deux méthodes, soit par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour appliquer la méthode spectrale monomodale on a certains critères à respecter et une de ces dernières qui est masse des piles doit être inférieure à 43% de la masse de tablier n'est pas satisfaite.

Tableau VI-16 : La masse des appuis

Piles	Hauteur (m)	M Pile (KN)	M Chevêtre (KN)
P01	38,13	20971,5	2625
P02	31,17	17143,5	2625
P03	59,00	32450	2625
P04	62,00	34100	2625
P05	67,00	36850	2625
P06	70,34	38687	2625
P07	70,10	38555	2625
P08	69,98	38489	2625
P09	71,00	39050	2625
P10	29,35	16142.5	2625
Masse totale (KN)	338688,5		

$$\text{Masse totale} > 0.43 \times \text{masse de tablier} = 0.43 \times 349450.20 = 150263.58 \text{ KN}$$

VI.5.3 Spectre de réponse - analyse dynamique linéaire –

Le calcul multimodal se fait par logiciel ROBOT.

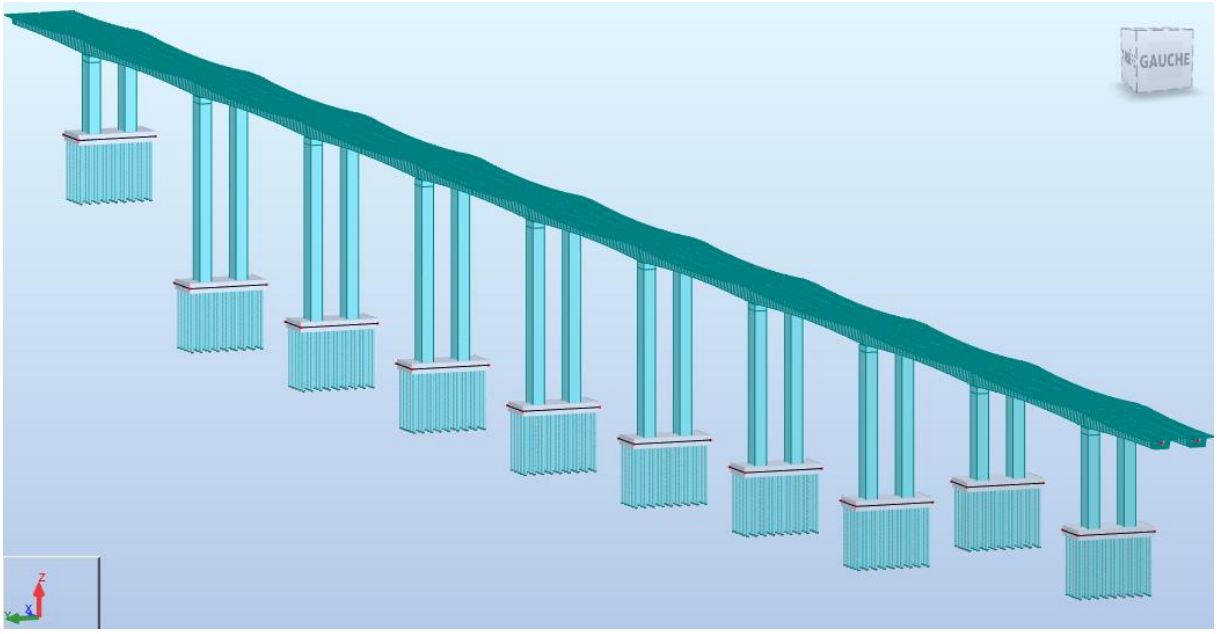


Figure VI-8 : Modèle de calcul multimodales

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

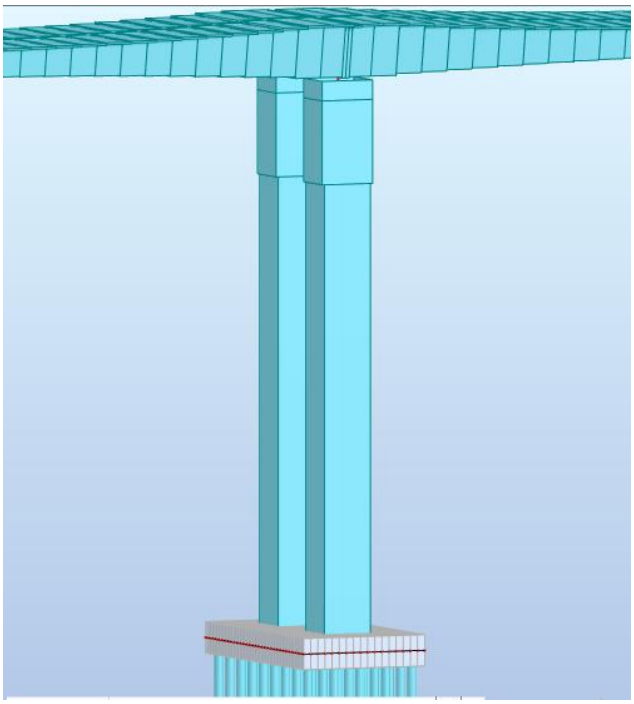


Figure VI-9 : Vue sur la pile (Modèle de calcul multimodales)

- Définition du cas de charge ; charge sismique.
- Choix de type d'analyse et de règlement de calcul qui est le RPOA 2008.
- Définition du groupe d'usage, site et la zone.
- L'affectation de combinaison des composantes de l'action sismique :

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes X, Y et Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dues à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3\, E_y \pm 0.3\, E_z$$
$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_z$$
$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_y$$

Où : Ex, Ey et Ez : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

- Définition des combinaisons.
- Lancement de calcul.

VI.5.4 Les modes propres

On tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)_c$ atteint au moins **90%** de la masse totale du pont M_T.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Tableau VI-17 : Modes propres

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées (%)			Masse Modale (%)		
			UX (%)	UY (%)	UZ (%)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	0,20	7,04	72,22	0	0	72,22	0	0
2	0,34	2,95	72,22	46,01	0	0	46,01	0
3	0,36	2,75	72,22	46,84	0	0	0,83	0
4	0,41	2,44	72,22	66,62	0	0	19,78	0
5	0,47	2,14	72,22	69	0	0	2,38	0
6	0,55	1,81	72,22	73,82	0	0	4,82	0
7	0,64	1,56	72,22	73,82	0,01	0	0	0,01
8	0,64	1,55	76,03	73,82	0,01	3,8	0	0
9	0,66	1,51	79,79	73,82	0,01	3,76	0	0
10	0,66	1,51	83,54	73,82	0,01	3,76	0	0
11	0,68	1,46	83,54	73,83	0,01	0	0,01	0
12	0,72	1,39	87,16	73,83	0,01	3,61	0	0
…	…	…	…	…	…	…	…	…
70	7,54	0,13	**99,98**	**98,83**	**65,54**	0	0	9,43

VI.5.5 Combinaison d'actions

La combinaison à prendre en compte dans le calcul ROBOT pour une zone non urbaine est :

G + E

Avec :

G : valeur nominale des charges permanentes.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

VI.6 AMORTISSEUR DE SHOC (SHOC TRANSMITTER DEVICE)

L'amortisseur de choc est un dispositif hydraulique qui a pour but de changer le comportement de l'ouvrage de la statique vers la dynamique.

VI.6.1 Evaluation des efforts horizontaux

Lors de l'étude sismique par logiciel ROBOT, les valeurs des efforts horizontaux dans le sens longitudinal sont :

Tableau VI-18 : Les efforts horizontaux longitudinaux réagissent sur les têtes des piles

Les piles	H (KN)
Pile 01	7862,86
Pile 02	7406,22
Pile 03	5201,68
Pile 04	4936,97
Pile 05	4550,51
Pile 06	15143,49
Pile 07	4336,95
Pile 08	4351,06
Pile 09	4283,40
Pile 10	6490,25

Ces efforts donnent un déplacement de **44.3 cm** et une période de **7,04 s** dans le premier mode, donc on pense à implanter **des amortisseurs.**

L'objectif est d'avoir un effort pour choisir l'amortisseur qui convient. On insère des rigidités dans model ROBOT par des itérations. On constate que le pourcentage maximal que l'on peut amortir est de **53,50 %,** le nouveau déplacement est de **24,60 cm**, la période dans le premier mode est **4,17 s** et les nouveaux efforts sont :

Tableau VI-19 : Les efforts horizontaux longitudinaux réagissent sur les têtes des piles après l'amortissement

Les piles	H (KN)	Déplacement (mm)
Pile 01	7527,95	35
Pile 02	7226,64	27
Pile 03	4673,14	77
Pile 04	4354,79	83
Pile 05	3860,01	93
Pile 06	8102,14	234
Pile 07	3544,71	97
Pile 08	3548,80	97
Pile 09	3456,15	99
Pile 10	6407,32	14

Tableau VI-20 : Modes propres après l'amortissement

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées			Masse modale		
			Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)
1	0,24	4,17	49,57	0	0	49,57	0	0
2	0,36	2,81	49,57	34,42	0	0	34,42	0
3	0,38	2,63	49,57	34,87	0	0	0,45	0
4	0,43	2,34	49,57	49,48	0	0	14,6	0
5	0,49	2,06	49,57	51,08	0	0	1,6	0
6	0,57	1,74	49,57	54,49	0	0	3,4	0
7	0,64	1,56	49,57	54,49	0	0	0	0

8	0,71	1,41	49,57	54,49	0	0	0	0
9	0,73	1,38	49,57	54,49	0	0	0	0
10	0,77	1,29	52,19	54,49	0	2,62	0	0
11	0,78	1,28	54,45	54,49	0	2,26	0	0
12	0,79	1,27	59,09	54,49	0	4,64	0	0
…	…	…	…	…	…	…	…	…
90	8,68	0,12	**86,15**	**84,22**	**49,35**	0	0,1	0

VI.6.2 Choix des amortisseurs

Selon le catalogue TENSA GRUPPO DE ECHHER VOLUME 06 DAMPERS & STUS :

Tableau VI-21 : Choix des amortisseurs

Les piles	Amortisseur
Pile 01	TSTD 500/±200
Pile 02	TSTD 500/±200
Pile 03	TSTD 750/±200
Pile 04	TSTD 750/±200
Pile 05	TSTD 750/±200
Pile 06	/
Pile 07	TSTD 1000/±200
Pile 08	TSTD 1000/±200
Pile 09	TSTD 1000/±200
Pile 10	TSTD 500/±200

Avec :

TSTD : Tens shoc transmitter device.

500/750/1000 KN : l'effort horizontal maximal.

±200 mm : déplacement maximal.



Figure VI-10 : Tens shoc trasmitter device (TSTD)

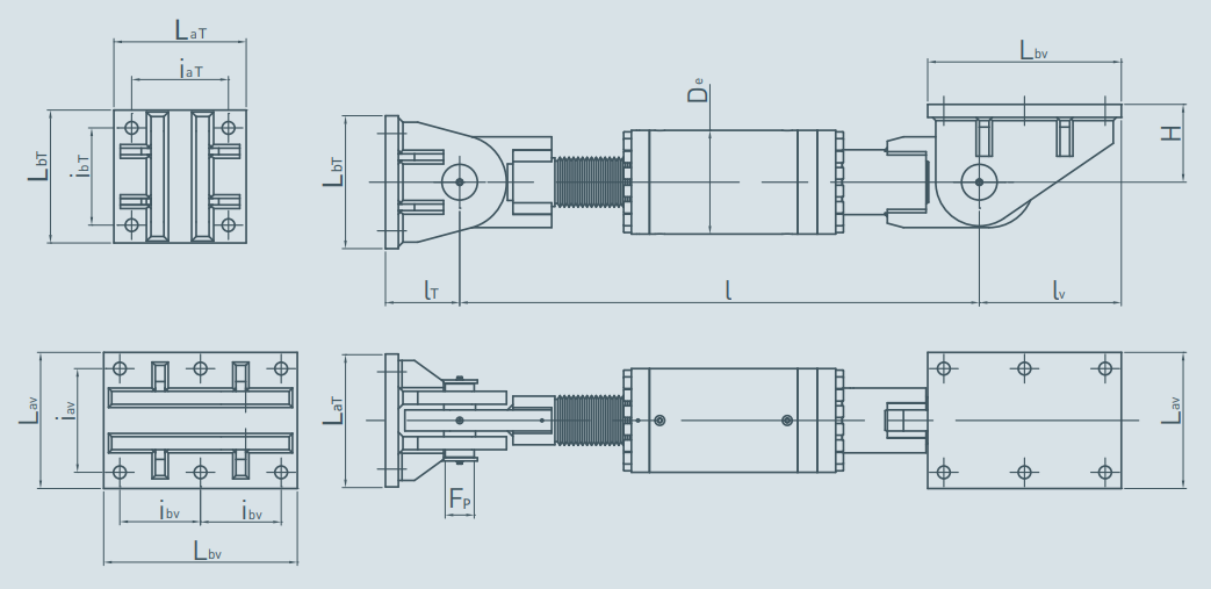


Figure VI-11 : Les dimensions et la disposition des amortisseurs de type TSTD

Tableau VI-22 : Les dimensions et la disposition des amortisseurs de type TSTD

Amortisseur	D	L	l_t	l_v	F_P	L_{aT}	L_{bT}	i_{aT}	i_{bT}	L_{aV}	L_{bV}	i_{aV}	i_{bV}	H
500/±200	185	1650	195	330	60	250	300	190	240	250	400	190	160	200
750/±200	215	1735	220	330	70	300	350	220	275	300	410	220	160	200
1000/±200	250	1820	245	330	80	325	350	230	260	325	420	230	155	200

VI.6.3 Système de fixation

La fixation sera dans l'hourdis inférieur de voussoir sur pile et un plot sur pile de dimensions 87cm x 95cm x 75 cm.

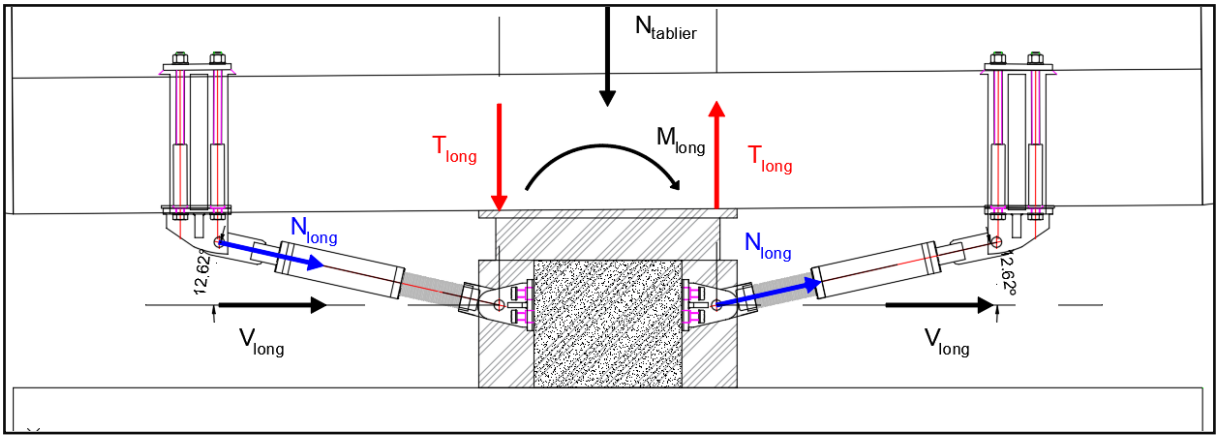


Figure VI-12 : La disposition de l'amortisseur dans la pile 01

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

V_{long} = 7527,95 KN

$T_{long} = V_{long} \times \tan(12.62°)$ = 1685,45 KN

$M_{long} = T_{long} \times 0.87$ = 1466,3415 KN.m

L'aire A_s de la section des armatures est donnée par la formule :

$$A_s = \frac{V_{long} \times \sqrt{3}}{f_e}$$

Ce qui donne une section **A_s = 260,77 cm² ➔ 84 HA 20 avec e = 17.5 cm**

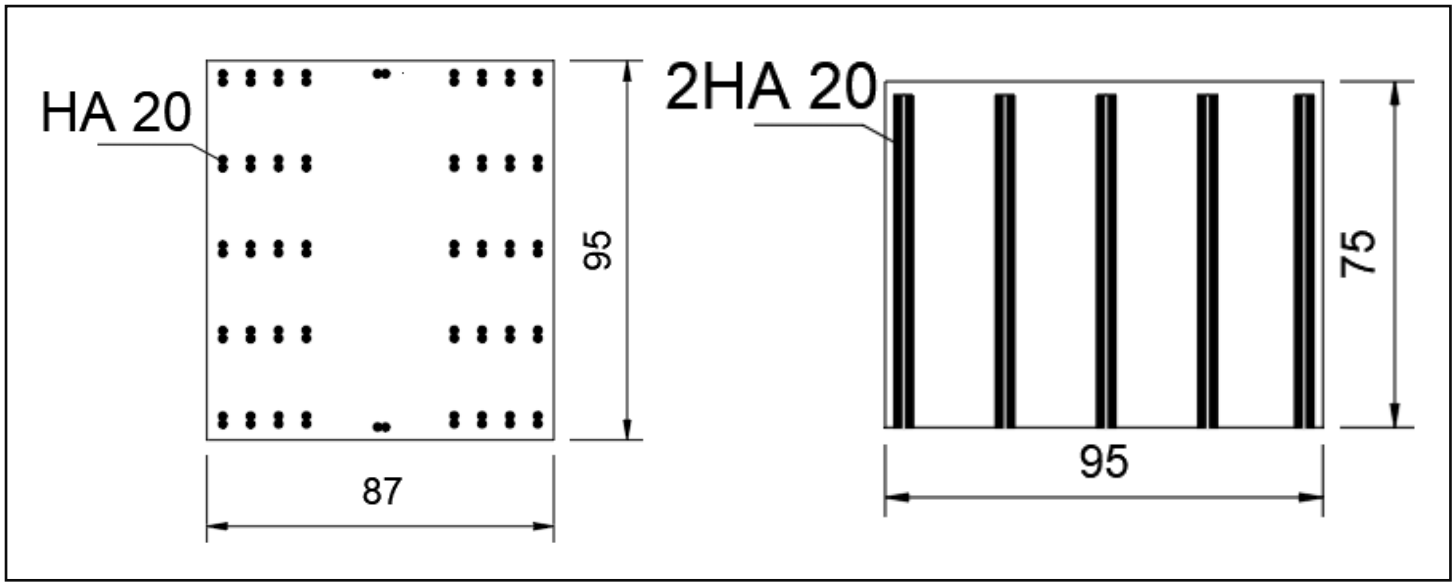


Figure VI-13 : Plan de ferraillage de plot de fixation sur pile

VI.7 JOINT DE CHAUSSEE

Ils assurent le raccord de pont aux chaussées adjacentes, ainsi que la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement de pont.

VI.7.1 Calcul de souffle

Le souffle est le déplacement maximal entre deux points, selon le RPOA le souffle va être calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{W_s}{3}}$$

Avec :

$\mathbf{W_D}$: Souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$\mathbf{W_T}$: Souffle thermique.

$\mathbf{W_s}$: Souffle sismique.

On opte pour deux joints au début et à la fin de l'ouvrage ce qui donne un X = 616.755 m.

Application numérique :

Souffle thermique :

$\mathbf{W_T = \Delta L_T = \varepsilon_t \times |X_i|}$

$\varepsilon_t = \Delta T \times \alpha$ **Avec** $\Delta T = 20\ °C$ et $\alpha = 10^{-5}$ ce qui donne $\boldsymbol{\varepsilon_t = 2 \times 10^{-4}}$

$\mathbf{|X_i| = 616.75\ m}$

➔ $\mathbf{W_T = 12.34\ cm}$

Souffle due au fluage et retrait :

$\mathbf{W_D = \Delta L_{fl+r} = (\varepsilon_{fl} + \varepsilon_r) \times |X_i|}$

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

$\varepsilon_{fl} = k_{fl} \times 10^{-4}$ **Avec** $\mathbf{k_{fl} = 2.5}$; ce qui donne $\boldsymbol{\varepsilon_{fl} = 2.5 \times 10^{-4}}$

$\mathbf{|X_i| = 616.75\ m}$

➔ $\mathbf{W_D = 27.76\ cm}$

Le souffle sismique est calculé lors de l'étude sismique : $\mathbf{W_s = 24,60\ cm}$

Donc : $\mathbf{W = 40,90\ cm}$

VI.7.2 Type de joint

Selon le souffle calculé et à l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC, on choisit le **WP500** qui est de la famille des joints à peigne en console. Ils se composent de couples d'éléments indépendants (peignes) à dents parallèles livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face.

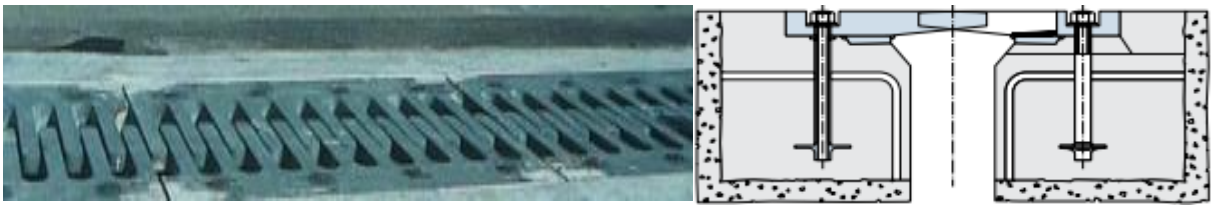


Figure VI-14 : Joint de chaussée de type WP

VI.8 CONCLUSION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception et le comportement de l'ouvrage durant un séisme, la survie de l'ouvrage et même son fonctionnement vis-à-vis les usagers. C'est pourquoi nous avons accordé une attention particulière à leurs choix.

Il reste pour compléter notre travail, l'étude de l'infrastructure, objet du prochain chapitre.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est une étape fondamentale du projet, elle est reliée directement à l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage est la résultante d'une réflexion approfondie qui repose sur un processus progressif et itératif.

VII.2 ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire, qui joue un rôle principal dans le fonctionnement mécanique du tablier. Elle permet de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges au sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux.

VII.2.1 Conception de la pile

Pour notre ouvrage, on a choisi des piles évidées de 6 m x 7 m avec une épaisseur de 1 m.

Tableau VII-1 : Les hauteurs des piles

Appuis	H (m)
C 01	/
P01	40,63
P02	33,67
P03	61,50
P04	64,50
P05	69,50
P06	72,84
P07	72,60
P08	72,48
P09	73,50
P10	31,85
C 02	/

VII.2.1.1 Vérification de la pile vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme :

Selon le BAEL (art 4.4.4) il est possible de tenir compte des effets du 2nd ordre de façon forfaitaire si :

$$\mathbf{L_f/h \leq max\ (15\ ;20e_1/h)} \text{ avec } \mathbf{e_1=e_0+e_a}$$

$\mathbf{l_f}$: longueur du flambement de la pile la plus haute ; $\mathbf{l_f = 2 \times l_0}$

$\mathbf{e_0}$: excentricité du 1er ordre $=M_u/N_u$

$\mathbf{e_a}$: excentricité additionnelle = max (2cm ; l/250)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Tableau VII-2 : Vérification vis-à-vis de l'ELUSF

Pile	Pile 06	Pile 01	Pile 09
l_f (m)	139.96	76.26	142
l_f/h	19.99	10.89	20.28
e_1 (m)	0.329	0.188	0.334
max (15;20e_1/h)	15	15	15

➔ La justification à l'ELUSF est imposée (Dimensionnement des aciers selon les abaques de Walther)

VII.2.2 Evaluation des efforts

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

On va étudie : **Pile 01 – Pile 06 – Pile 09.**

VII.2.2.1 Efforts statiques

❖ **La poussée hydrostatique**

C'est la poussée d'eau exercée sur les parois de la pile, on mit des trous de 1 m de diamètre dans le sens longitudinal pour éliminer la poussée hydrostatique à partir d'une hauteur h et des trous à la base de la pile dans le sens transversal de 10 cm de diamètre afin d'assurer l'évacuation totale d'eau et éliminer son poids sur la semelle dans le cas où le barrage sera vidé, on va la calculer par la formule suivante :

$$\mathbf{F = \frac{1}{2}\gamma_w h^2 b}$$

Avec :

$\boldsymbol{\gamma_w}$ **:** La masse volumique d'eau.

h : La hauteur d'eau

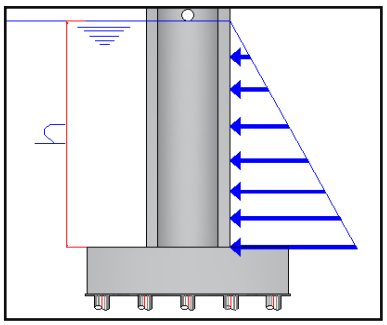


Figure VII-1 : La poussée hydrostatique

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

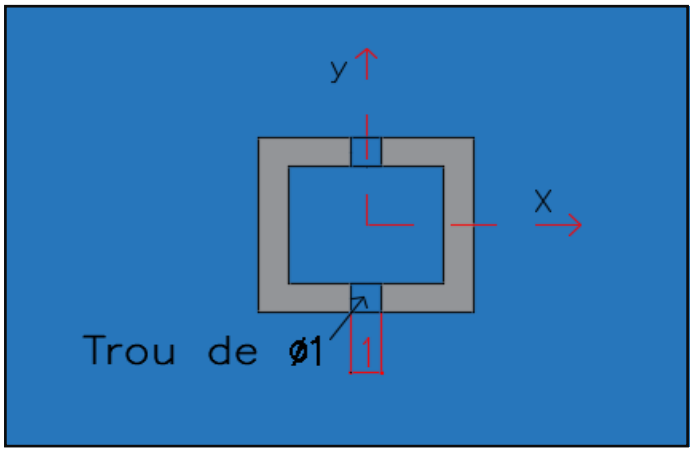


Figure VII-2 : Vue en plan sur pile immergée dans l'eau

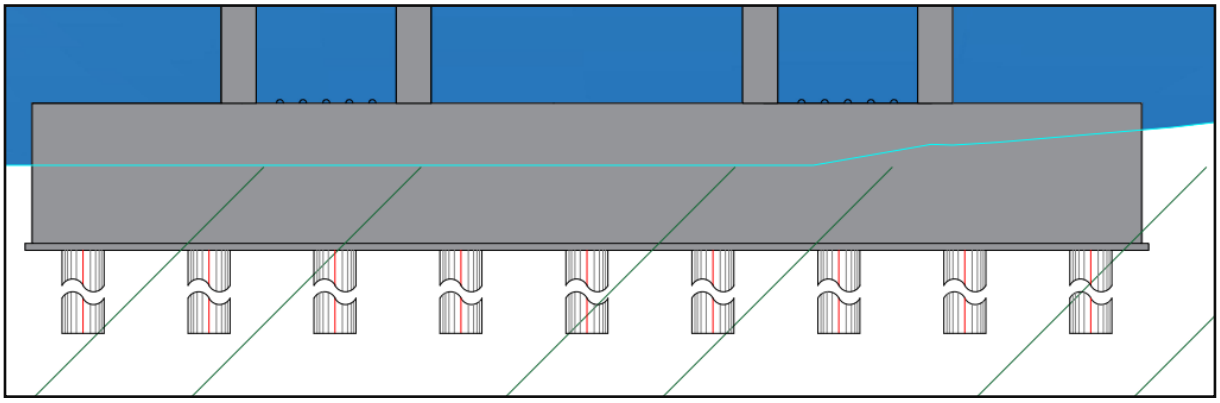


Figure VII-3 : Vue transversale sur la base des piles

❖ Les efforts statiques

Tableau VII-3 : Evaluations des efforts statiques des piles

Sollicitations	Désignations	Pile 01	Pile 06	P09
Vertical (KN)	Chevêtre	2625	2625	2625
	Pile	20971.5	38687	39050
	Tablier	36659.79	38840.36	39654.84
	A(l)	2908.284	2973.47	2928.284
	Bc	1823.91	1767.84	1770.08
	Bt	816.77	790.32	791.48
	Mc 120	3418.53	3965.89	4101.09
	D240	2466.94	2390.86	2393.92
Horizontal (KN)	Freinage Bc	36	36	36
	Freinage A(l)	51.29	51.29	51.29
	Poussé hydrostatique	1499.54	1205.86	1470
Moment (KN.m)	Freinage Bc	1372.68	2532.24	2556
	Freinage A(l)	1955.68	3589.27	3641.59
	Poussé hydrostatique	10597.93	7645.15	10290

VII.2.2.2 Hydrodynamique

Selon Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes partie 2 : Ponts, on prend l'eau comme une masse additionnelle, La masse effective totale d'une pile immergée doit être supposée égale à la somme de :

- La masse réelle de la pile (sans prendre en compte la poussée d'Archimède).
- La masse de l'eau éventuellement contenue à l'intérieur de la pile (pour les piles creuses).
- La masse additionnelle ma de l'eau extérieure entraînée par unité de longueur de pile immergée.

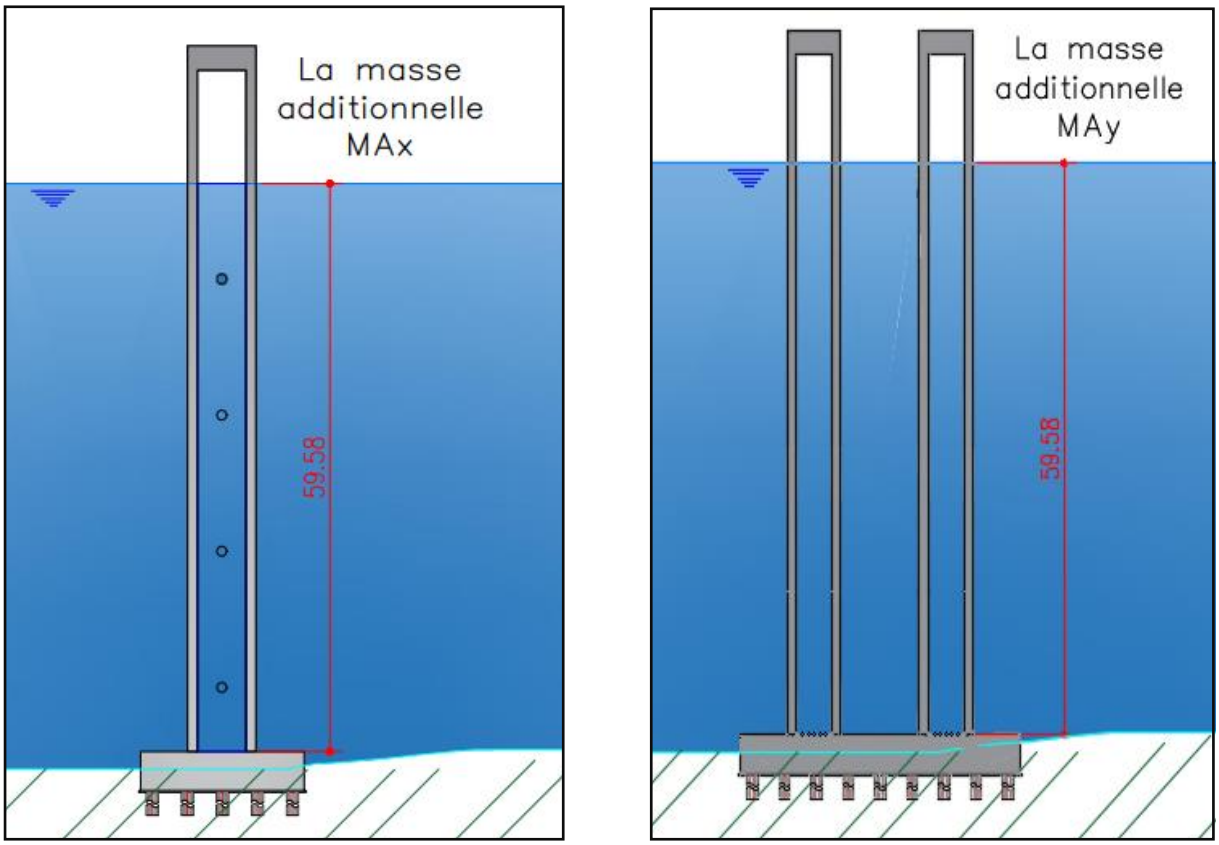
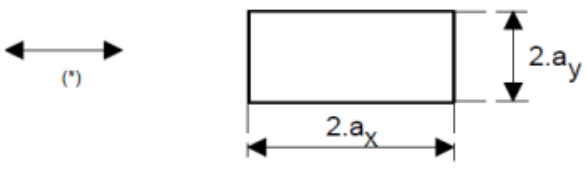


Figure VII-4 : Un dessin illustratif de masse d'eau appliquée sur les piles

Pour une section rectangulaire : $\mathbf{ma_x = k_x \times \rho \times \pi \times a_y^2}$; $\mathbf{ma_y = k_y \times \rho \times \pi \times a_x^2}$



a_y / a_x	k
0,1	2,23
0,2	1,98
0,5	1,70
1,0	1,51
2,0	1,36
5,0	1,21
10,0	1,14
∞	1,00

Figure VII-5 : Schéma de referment pour l'évaluation d'eau entraînée

Tableau VII-4 : Le calcul général des masses

Dimensions	Longitudinal	Transversal
a_x (m)	3.5	3
a_y (m)	3	3.5
A_y/a_x	0.85	1.17
K	1,56	1,48
ma (KN/ml)	440.86	418.25

Tableau VII-5 : Les valeurs des masses engendrées par l'eau extérieur sur les piles

Pile	H(m)	ma_x(KN/ml)	ma_y (kn/ml)	ma_x(kn)	ma_y(kn)
1	26,21	440,86	418,25	11 554,84	10 962,28
2	17,34	440,86	418,25	7 644,44	7 252,42
3	50,94	440,86	418,25	22 457,20	21 305,55
4	53,04	440,86	418,25	23 383,00	22 183,87
5	57,14	440,86	418,25	25 190,51	23 898,69
6	59,58	440,86	418,25	26 266,20	24 919,22
7	58,44	440,86	418,25	25 763,62	24 442,41
8	57,42	440,86	418,25	25 313,95	24 015,80
9	57,45	440,86	418,25	25 327,18	24 028,35
10	12,50	440,86	418,25	5 510,70	5 228,10

Ces masses sont injectées dans ROBOT avant l'étude sismique dans le chapitre précédent, ce qui a donné les efforts montrés ci-dessous.

VII.2.2.3 Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les efforts sont :

Tableau VII-6 : Evaluations des efforts sismiques des piles

Réaction	Combinaison	Pile 01	Pile 06	Pile 09
Effort normal (KN)	G+E1	67290.28	92746.47	93353.33
	G+E2	67290.18	92750.95	93352.88
	G+E3	**68800.96**	**94324.73**	**94521.16**
Moment longitudinal (KN.m)	G+E1	**110753.47**	**196739.83**	**151483.68**
	G+E2	33242.06	59054.84	45021.21
	G+E3	33235.81	59039.08	45003.39
Moment transversal (KN.m)	G+E1	37978.71	70172.13	50437.87
	G+E2	**126515.51**	**204067.6**	**168057.31**
	G+E3	37986.43	70173.86	51293.74

VII.2.2.4 Combinaisons des charges

Les combinaisons à prendre en considération sont :

ELS : G + 1.2 Q

ELU : 1.35 G + 1.6 Q

ELA : G + E

Le tableau ci-dessous résume les cas les plus défavorable pour chaque combinaison :

Tableau VII-7 : Combinaison des efforts

Réaction	Combinaison	Pile 01	Pile 06	Pile 09
Effort normal (KN)	ELS	63746.23	84118.25	85430.93
	ELU	85999.24	113559.63	115331.75
	ELA	**68800.96**	**94324.73**	**94521.16**
Moment longitudinal (KN.m)	ELS	1955.68	3589.27	3641.59
	ELU	3129.08	5742.83	5826.54
	ELA	**110753.47**	**196739.83**	**151483.68**
Moment transversal (KN.m)	ELS	/	/	/
	ELU	/	/	/
	ELA	**126515.51**	**204067.6**	**168057.31**

VII.2.3 Ferraillage de la pile

Le ferraillage 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.

Le facteur **β = b / 2 (b + h).**

Pour les conditions d'orientation :

$\frac{1}{6} = 0.167$; $\frac{1}{7} = 0.143$; $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$ ➔ **t_y = 1 m ; h = 7 m ; t_x = 1 m ; b = 6 m**

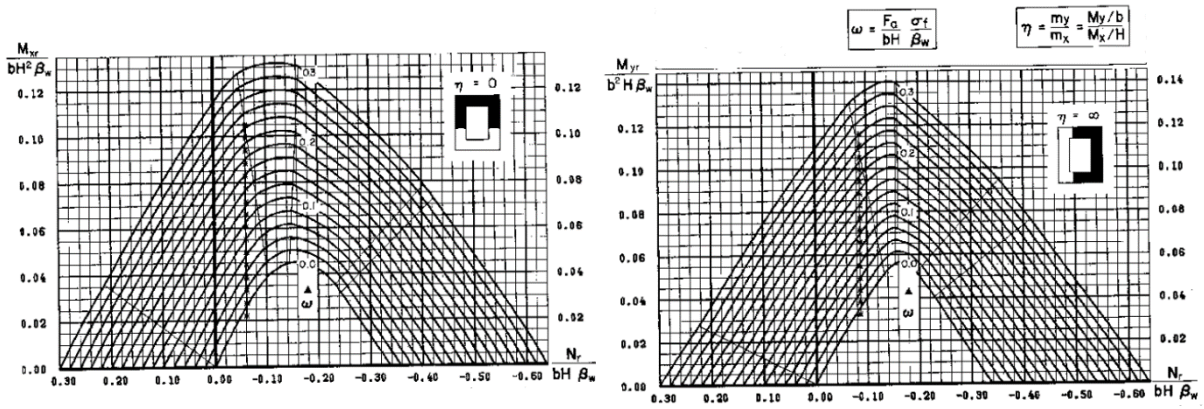


Figure VII-6 : Abaques de WALTHER

❖ **<u>En phase de réalisation pour toutes les piles</u>**

N=36683,6269KN

M=184636, 248 KN.m

$m_x = \frac{Mx}{b \times h^2 \times fc28} = 0.021$; $m_y = \frac{My}{b^2 \times h \times fc28} = 0$; $n = \frac{N}{b \times h \times fc28} = 0.0291$

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

$\eta = my/mx=0$ ➔ $\omega = 0.08$ ➔ $F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = 2016\ cm^2$

F_a (coté b) = 0.23 × F_a=463.68 cm^2 ; F_a (coté h) =0.27 × F_a = 544.32 cm^2

❖ **En phase de service**

Tableau VII-8 : Ferraillage des piles

Désignation	P01		P06		P09	
	ELU	ELA	ELU	ELA	ELU	ELA
N (KN)	85999.24	68800.96	113559.63	94324.73	115331.75	94521.16
M_x (KN.m)	3129.08	110753.47	5742.83	196739.83	5826.54	151483.68
M_y (KN.m)	/	126515.51	/	204067.6	/	168057.31
n	0.068	0.054	0.09	0.074	0.091	0.075
m_x	0.0003	0.012	0.0006	0.022	0.0006	0.017
m_y	0	0.016	0	0.027	0	0.022
ω (η = 0)	0.07	0.08	0.09	0.12	0.09	0.11
ω (η = ∞)	0	**0.1**	0	**0.15**	0	**0.13**
$F_{atot}(cm^2)$	2520		3780		3276	
F_a (coté b)	**579.6**		**869.4**		**753.48**	
F_a (coté h)	**680.4**		**1020.6**		**884.52**	

Choix des barres :

Pile 01 :

Coté b :

De la base de la pile jusqu'à une hauteur de 1.25 m (H=50Ø)

➔ **4 nappes de 30HA25, avec e = 17.5 cm.**

De H=1.25 m jusqu'à la tête du chevêtre

➔ **2 nappes de 30HA25, avec e = 17.5 cm.**

Coté h :

De la base de la pile jusqu'à une hauteur de 1.25 m (H=50Ø)

➔ **4 nappes de 35HA25, avec e = 17.5 cm.**

De H=1.25m jusqu'à la tête du chevêtre

➔ **2 nappes de 35HA25, avec e = 17.5 cm.**

Condition de non-fragilité :

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 428.9\,cm^2$$

Pile 06 :

Coté b : De la base de la pile jusqu'à une hauteur de 1.6 m (H=50Ø)

➔ **4 nappes de 28HA32, avec e = 18.5 cm.**

De H=1.6m jusqu'à la tête du chevêtre

➔ **2 nappes de 28HA32, avec e = 18.5 cm.**

Coté h :

De la base de la pile jusqu'à une hauteur de 1.6 m (H=50Ø)

➔ **4 nappes de 32HA32, avec e = 18.5 cm.**

De H=1.6m jusqu'à la tête du chevêtre

➔ **2 nappes de 32HA32, avec e = 18.5 cm.**

Condition de non-fragilité :

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 428.9\,cm^2$$

Pile 09 :

Coté b : De la base de la pile jusqu'à une hauteur de 1.6 m (H=50Ø)

➔ **4 nappes de 24HA32, avec e = 22 cm.**

De H=1.6m jusqu'à la tête du chevêtre

➔ **2 nappes de 24HA32, avec e = 22 cm.**

Coté h :

De la base de la pile jusqu'à une hauteur de 1.6 m (H=50Ø)

➔ **4 nappes de 28HA32, avec e = 22 cm.**

De H=1.6m jusqu'à la tête du chevêtre

➔ **2 nappes de 28HA32, avec e = 22 cm.**

Condition de non-fragilité :

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 428.9\,cm^2$$

Ferraillage transversal :

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir les barres du ferraillage longitudinal de section A_l,

Selon RPOA $\mathbf{A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t\,(mm)}{100}}$

Selon le BAEL la section minimale : $\mathbf{A_t = \frac{0.4 \times b(cm) \times S_t\,(cm)}{f_{et}}}$

Avec : $\mathbf{St = Min\ (24\emptyset_t\ ;\ 8\emptyset_l\ ;\ 0.25d)}$

Tableau VII-9 : Ferraillage transversal des piles

Dimension	Pile 01		Pile 06		Pile 09	
	Coté b	Coté h	Coté b	Coté h	Coté b	Coté h
A_l (cm^2)	579.6	680.4	869.4	1020.6	753.48	884.52
St (cm)	20	20	25	25	25	25
A_t (cm^2) (RPOA)	**72.45**	**85.05**	**135.84**	**159.46**	**117.73**	**138.2**
A_t (cm^2) (BAEL)	11.2	11.2	14	14	14	14

On prend HA16 avec e = 20 cm.

❖ **Plan de ferraillage du chevêtre et pile 06 :**

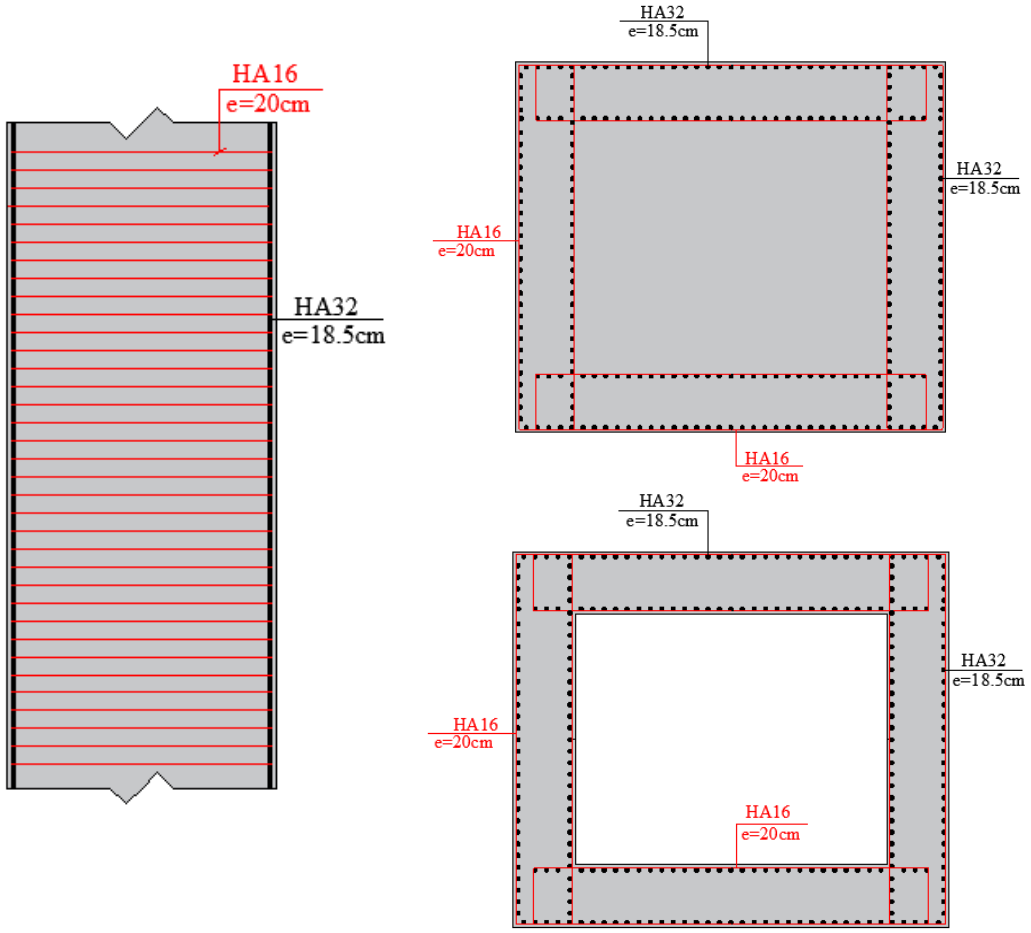


Figure VII-7 : Plan de ferraillage du chevêtre et pile 06

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

VII.2.4 Ferraillage de la semelle

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right) = \text{Arctg}\left(\frac{3.9}{\frac{14.4}{2}-\frac{7}{4}}\right) = 35.58° \leq 45°$$

La méthode des bielles est non applicable alors on utilise la méthode des moments :

$$\mathbf{R_{max} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y y}{\sum y^2} \pm \frac{M_x x}{\sum x^2}}$$

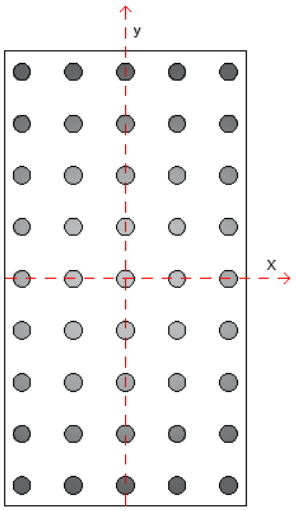


Figure VII-8 : La disposition des pieux

Semelle sous la pile 01 :

Le ferraillage sera fait en flexion simple pour une section de (b_0.h) avec h = 4 m et b_0 = 3.6 m

Armature transversal inferieur :

$$R1 = \frac{137601.92}{45} + \frac{22150694 \times 14.4}{8 \times (14.4^2 + 10.8^2 + 7.2^2 + 3.6^2)} + \frac{253031.02 \times 7.2}{16 \times (7.2^2 + 3.6^2)} = 5840.47KN$$

$$R2 = \frac{137601.92}{45} + \frac{22150694 \times 10.8}{8 \times (14.4^2 + 10.8^2 + 7.2^2 + 3.6^2)} + \frac{253031.02 \times 3.6}{16 \times (7.2^2 + 3.6^2)} = 4705.52KN$$

M=37249.59 KN.m

$$A = \frac{M}{d \times \sigma_s} = \frac{37249.59}{0.9 \times 4 \times 500} = 206.94 cm^2 = 57.48\ cm^2/ml$$

Selon RPOA la section minimale $\rho_g = 0.0015 \times B = 60\ cm^2/ml$

On prend 2 nappes de 7HA25/ml avec e = 15 cm

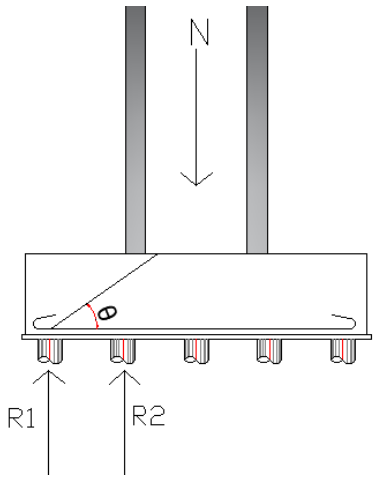


Figure VII-9 : La méthode des moments

Armature longitudinal inferieur :

A'= A/3 = 20 cm²/ml Soit 7HA20 avec e = 14 cm.

Armature transversal supérieur :

A'= A/3 = 20 cm²/ml Soit 7HA20 avec e = 14 cm.

Armature longitudinal supérieur :

Soit HA16 avec e = 15 cm.

Armatures latérales :

HA14 avec e = 20 cm.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Semelle sous pile 06 :

Le ferraillage sera fait en flexion simple pour une section de (b_0.h) avec h = 4 m et b_0 = 3.6 m.

Armature transversal inferieur :

$$R1 = \frac{188649.46}{45} + \frac{393479.66 \times 14.4}{8 \times (14.4^2 + 10.8^2 + 7.2^2 + 3.6^2)} + \frac{408135.2 \times 7.2}{16 \times (7.2^2 + 3.6^2)} = 8848.14KN$$

$$R2 = \frac{188649.46}{45} + \frac{393479.66 \times 10.8}{8 \times (14.4^2 + 10.8^2 + 7.2^2 + 3.6^2)} + \frac{408135.2 \times 3.6}{16 \times (7.2^2 + 3.6^2)} = 6975.59KN$$

M=55975.12 KN.m

$$A = \frac{M}{d \times \sigma_s} = \frac{55975.12}{0.9 \times 4 \times 500} = 310.97cm^2 = 86.38cm^2/ml$$

On prend 2 nappes de 6HA32/ml avec e=15cm

Armature longitudinal inferieur :

A′= A/3 = 28.79 cm²/ml Soit 6HA25 avec e = 15 cm.

Armature transversal supérieur :

A′= A/3 =19.16 cm²/ml Soit 6HA25 avec e = 15 cm.

Armature longitudinal supérieur :

Soit HA16 avec e = 15 cm.

Armatures latérales :

HA14 avec e = 20 cm.

Semelle sous pile 09 :

Le ferraillage sera fait en flexion simple pour une section de (b_0.h) avec h = 4 m et b_0 = 3.6 m

Armature transversal inferieur :

$$R1 = \frac{189042.32}{45} + \frac{302967.36 \times 14.4}{8 \times (14.4^2 + 10.8^2 + 7.2^2 + 3.6^2)} + \frac{336114.62 \times 7.2}{16 \times (7.2^2 + 3.6^2)} = 7937.69KN$$

$$R2 = \frac{189042.32}{45} + \frac{302967.36 \times 10.8}{8 \times (14.4^2 + 10.8^2 + 7.2^2 + 3.6^2)} + \frac{336114.62 \times 3.6}{16 \times (7.2^2 + 3.6^2)} = 6419.97KN$$

M=50463.52 KN.m

$A = \frac{M}{d \times \sigma_s} = \frac{55975.12}{0.9 \times 4 \times 500} = 280.35 cm^2 = 77.87 cm^2/ml$

On prend 2 nappes de 5HA32/ml avec e = 20 cm.

Armature longitudinal inferieur :

A′= A/3 = 25.95 cm²/ml Soit 6HA25 avec e = 15 cm.

Armature transversal supérieur :

A′= A/3= 25.95cm²/ml Soit 6HA25 avec e = 15 cm.

Armature longitudinal supérieur :

Soit HA16 avec e = 15 cm.

Armatures latérales :

HA14 avec e = 20 cm.

VII.2.5 Ferraillage des pieux

- **Actions sur les pieux :**

Effort horizontal maximale en tête de pieu

ELA : H_{max}=2904.62 /45

$H_{max/p}$ = 64.45 KN

Calcul du moment par la formule de WARNER

$$M = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{P}{\lambda} \quad \text{Avec} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 30}{4 \times 34179.56 \times 0.101}} = 0.226$$

λ : est le coefficient d'amortissement de WARNER

$\chi_{\theta M}$ et $\chi_{\theta P}$: donnés par les abaques de WAENER en fonction de λL

L : longueur de pieu

λL =5.65 ➔ $\chi_{\theta M}$=1.63 et $\chi_{\theta P}$=1.42 ➔ M=-248.43 KN.m

- **Ferraillage longitudinale :**

$$m = \frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = 0.006 \; ; \quad n = \frac{N}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = 0.20 \; ; \quad Fa = \frac{\omega \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

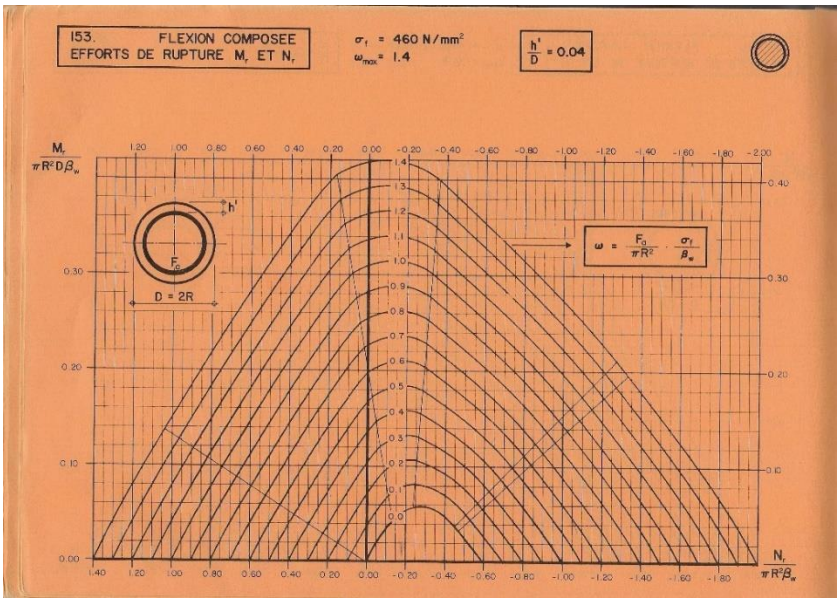


Figure VII-10 : Abaques de WALTHER

ω = 0.2 × Fa = 135.71 cm² ➔ **28 HA25 avec e = 12 cm.**

❖ **Ferraillage transversal :**

A′= A/3 = 45.23 cm² ➔ 30HA14 avec e = 15 cm dans les zones de jonction et e = 25 cm dans les zones courantes.

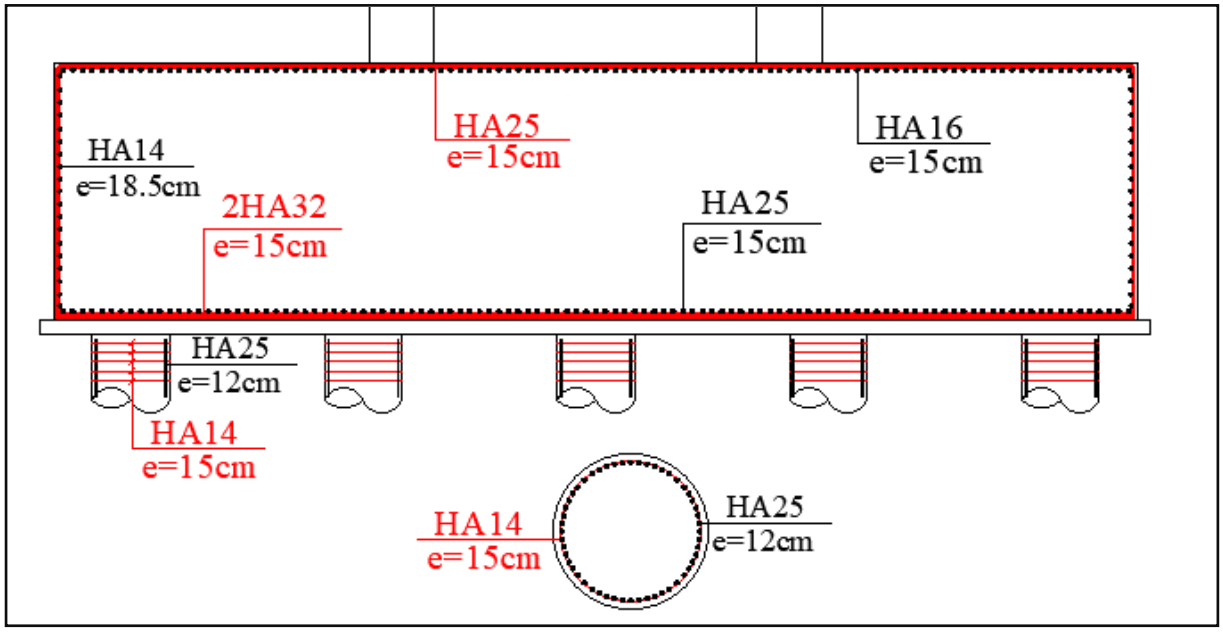


Figure VII-11 : Plan de ferraillage de la semelle et des pieux

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

VII.3 ETUDE DE LA CULEE

VII.3.1 Prédimensionnement

- **Mur garde grève**

La hauteur de mur garde grève est celle du tablier + les appareils d'appuis + dés d'appuis.

H=4.23 m

Selon le guide SETRA piles et palées 73 l'épaisseur est calculé par :

E = max (0.3 ; H/8) = 0.53 m ➔ **E = 0.6 m**

Longueur : **13.11 m**

- **Mur frontal**

Hauteur : H_f = 6.91 – 4.23 = **2.68 m**

L'épaisseur : **E_f = 3.85 m**

- **La semelle**

Épaisseur : **2 m.**

Largeur : **6.85 m.**

Longueur : **14.12 m.**

Béton de propreté : **0,10 m.**

- **Mur en retour**

Le mur en retour à une épaisseur constante égale **0.60 m**, il a une longueur de **6 m** et hauteur de **6.91 m** celle de la culée.

VII.3.2 Evaluation des efforts

VII.3.2.1 Coefficient de poussée K_{ad}

Selon le RPOA 2008, le coefficient de poussée dynamique active peut être calculé suivant la formule Mononobe-Okabe :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \times \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

Avec :

φ : angle de frottement interne **(φ =30°)**

θ : angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

Effort sismique horizontal : $F_h = k_h.G$ Avec $k_h = A$.

Effort sismique vertical : $F_v = (1 \pm k_v)\ G$ Avec $k_v = 0.3\ A$.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

On fait les calculs pour les trois cas :

- 1er cas : cas normal sans séisme.
- 2ème cas : séisme horizontal + vertical vers le haut.
- 3ème cas : séisme horizontal + vertical vers le bas.

Tableau VII-10 : Coefficient de pondération

Action	k_h	k_v	θ	K_{ad}
Normal	0	0	0,00	0,34
Horizontale / Verticale +	0,2	0,06	10,68	0,46
Horizontal / Vertical -	0,2	-0,06	12,01	0,48

VII.3.2.2 Détermination des sollicitations

Le calcul détaillé est dans l'annexe.

❖ **Les efforts due aux charges verticales totales**

Tableau VII-11 : Les efforts due aux charges verticales totales

		$P*K_h$	$P*(1+-K_v)$	/	/	Mr	Ms
Total des efforts	CN	0	15713,05	/	/	1673,95	24818,28
	CS H+V+	3142,61	16655,83	/	/	12718,34	28566,36
	CS H+V-	3142,61	14770,27	/	/	12517,47	25588,17

❖ **Les efforts due aux poussées horizontales totales**

Tableau VII-12 : Les efforts due aux poussées horizontales totales

		$P*K_h$	$P*(1+-K_v)$	/	/	Mr	Ms
Total des efforts	CN	0	3238,99	/	/	10151,85	/
	CS H+V+	4645,10	/	/	/	14558,96	/
	CS H+V-	4298,33	/	/	/	13472,08	/

VII.3.2.3 Vérifications de stabilité

Puisque la culée est sur pieux on ne fait pas des vérifications de stabilité.

VII.3.2.4 Ferraillage de la culée

VII.3.2.4.1 Mur garde grève

Il est soumis à des charges horizontales :

- La poussée des terres
- La poussée de surcharge de remblai
- Effort de freinage

❖ **Poussée des terres**

Le moment est : $\mathbf{M_P = P \times H/3}$ Avec $\mathbf{P = 1/2 \times k_{ad} \times \gamma \times H^2 \times 1}$

Donc : $P = 1/2 \times 0.34 \times 18 \times 4.23^2 \times 1 = \mathbf{54.75\ KN}$

$\mathbf{M_{P\text{-}ELS} = 77.20\ KN.m/ml}$

$\mathbf{M_{P\text{-}ELU} = 104.22\ KN.m/ml}$

❖ **Moment du aux efforts de freinage**

$$\mathbf{M_f = \frac{2\mu \times P \times H}{0.25 + 2H}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\mu}$ = 1.6 à ELU et 1.2 à ELS

P = 60 KN

Ce qui donne :

$\mathbf{M_{f\text{-}ELS} = 69.93\ KN.m/ml}$

$\mathbf{M_{f\text{-}ELU} = 93.25\ KN.m/ml}$

❖ **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur**

$$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0.75+2H}\int_0^H \frac{H-x}{0.25+x}dx} \text{ Avec } \mathbf{K = K_{ad} \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

Avec :

$\boldsymbol{\gamma}$: coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

$\mathbf{b_c}$: coefficient de pondération du système B_c.

$\boldsymbol{\delta}$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

Ce qui donne : $\mathbf{K_{ELU} = 0.52}$ et $\mathbf{K_{ELS} = 0.39}$

$\mathbf{M_{P\text{-}ELS} = 44.2\ KN.m/ml}$

$\mathbf{M_{P\text{-}ELU} = 58.94\ KN.m/ml}$

❖ **Les moments totaux**

$\mathbf{M_{ELS} = M_P + M_f + M_P = 191.33\ KN.m/ml}$

$\mathbf{M_{ELU} = M_P + M_f + M_P = 256.41\ KN.m/ml}$

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

❖ **Le ferraillage**

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 m × 0.6 m.

- Ferraillage principal (côté du remblai) : A_s = 15.2 cm² ; Soit : 5HA20/ml, avec e = 21 cm.

- Armatures de construction (côté du tablier) : $A_s' = A_s/3$ = 5.07 cm^2 ; Soit : 5HA12/ml, avec e = 21 cm.

- Ferraillage transversal : A_{st} = As/4 ; Soit : 5HA10/ml,

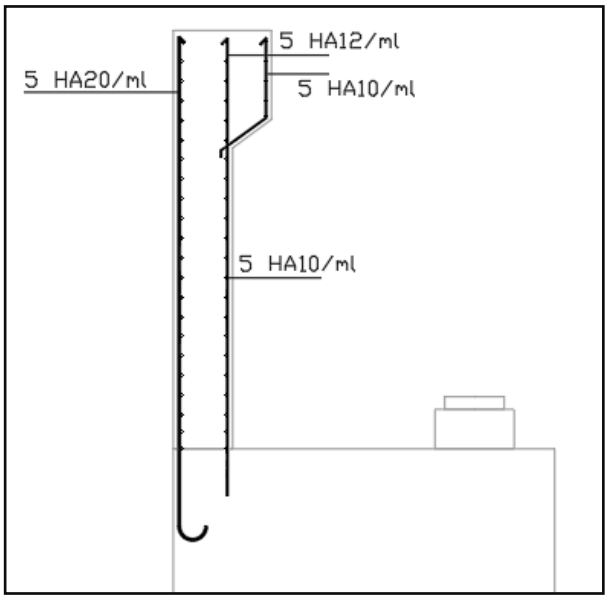


Figure VII-12 : Plan de ferraillage de mur garde grève

VII.3.2.4.2 Mur frontal

❖ **Evaluation des efforts**

Tableau VII-13 : Les efforts agissant sur le mur frontal

Désignation	H(KN)	V(KN)	Bl suivant x	Bl suivant y	Mr	Ms
Poids de remblai	/	4773,4	5,17	4,28	/	24678,48
Poussée des terres	2879,5	/	/	2,3	6622,85	/
Mur frontal	/	3381,72	1,12	1,34	/	3787,53
Mur retour	/	717,37	5,14	4,32	/	3687,28
Mur garde grève	/	965,26	2,67	5,01	/	2577,24
Poids des surcharges	/	712,8	6,04	6,91	/	4305,31
Poussée des sur	359,49	/	/	3,46	1243,84	/
Réaction du tablier	/	8646,82	0	2,68	/	/
Totale	3238,99	19197,37	/	/	7866,69	39035,84

❖ **Le ferraillage**

Le ferraillage se fait en flexion composée tel que :

N = 1464.33 KN/ml

M = 2377.51 KN.m/ml

Ce qui donne un ferraillage principal : $\mathbf{A_s = 38.5\ cm^2}$ ➔ 8 HA 25 /ml avec e = 11 cm.

Ferraillage transversale : $A_{st} = A_s/3 = 12.83\ cm^2$ ➔ 5 HA 25 /ml avec e = 21 cm.

VII.3.2.4.3 Mur en retour

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales :

- Son poids propre.
- Poids des terres des remblais.
- Les charges complémentaires.
- Poids des surcharges.

Utilisant le logiciel ROBOT :

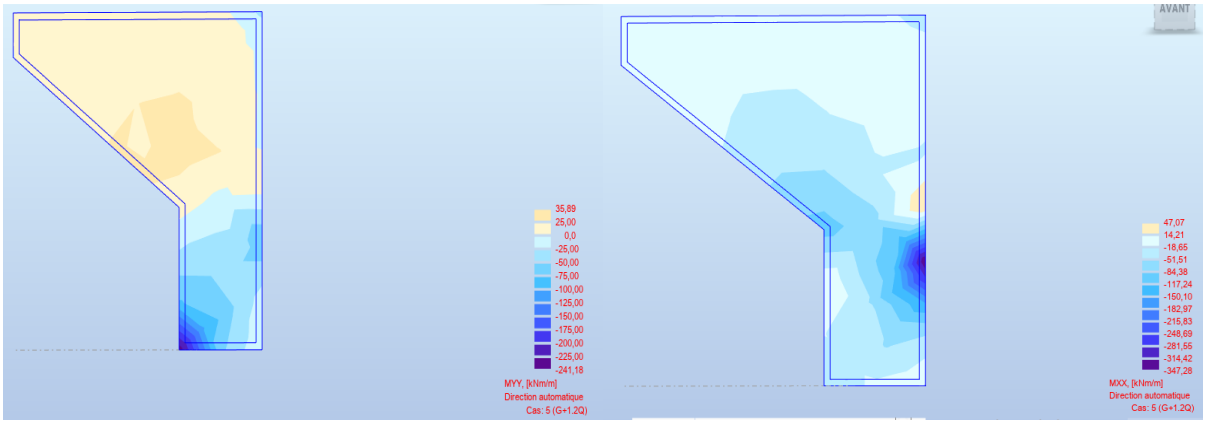


Figure VII-13 : Modèle de calcul de mur en retour

M_{yy} = 125 KN.m/ml ➔ $\mathbf{A_s = 9.8\ cm^2}$ dans le sens vertical.

M_{xx} = 150 KN.m/ml ➔ $\mathbf{A_s = 11.8\ cm^2}$ dans les sens horizontal.

Condition de non-fragilité $A_s \geq 100 \times 100 \times 0.23 \times (2.4/500) =$ **11.04 cm²**

❖ **Le ferraillage**

Tableau VII-14 : Ferraillage du mur en retour

Armatures	As(cm^2)	N / Ø	e
Armature vertical	11.04	4HA16+3HA14	15cm
Armature de construction	3.68	5HA12	20cm
Armature horizontal	11.8	4HA16+3HA14	15cm
Armature de construction	3.93	5HA12	20cm

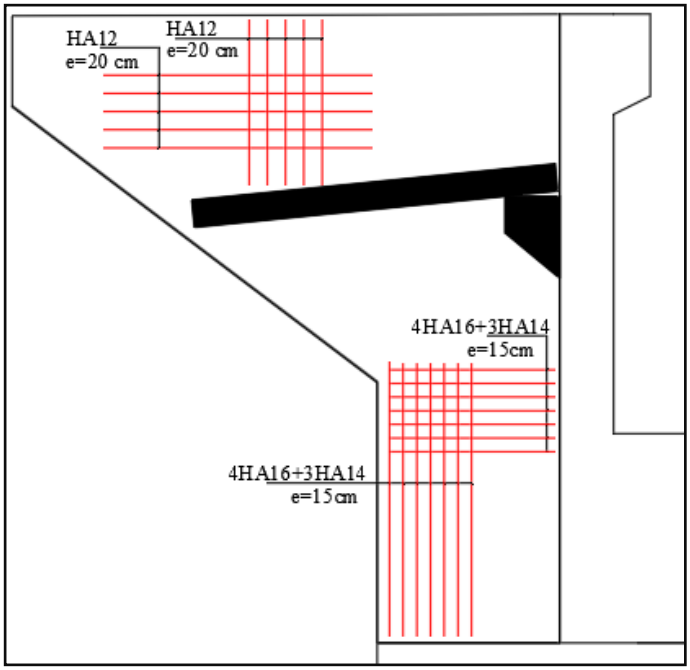


Figure VII-14 : Plan de ferraillage de mur en retour

VII.3.2.4.4 Dalle de transition

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées.

❖ **Calcul des sollicitations**

Tableau VII-15 : Les efforts agissant sur la dalle de transition

Type de charge	Q (KN/ml)	M(KN.m/ml)	V(KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	29.88	59.76	59.76
Surcharges	10	20	20

❖ **Combinaison de charge**

$M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_Q =$ **102.60 KN.m/ml**

$V_{ELS} = V_G + 1.2\ V_Q =$ **102.60 KN/ml**

$M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q =$ **138.11 KN.m/ml**

$V_{ELU} = 1.35\ V_G + 1.6\ V_Q =$ **138.11 KN/ml**

❖ **Le ferraillage**

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 m × 0.3 m.

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

- Ferraillage principal : A_s = 18.8 cm² ; Soit : 6HA20/ml, avec e = 17 cm.

- Armatures de construction : $A_s' = A_s/3$ = 6.27 cm^2 ; Soit : 5HA14/ml, avec e = 22 cm.

- Ferraillage transversal : $A_{st} = As/4$; Soit : 5HA12/ml, avec e = 22 cm.

VII.3.2.4.5 Corbeau

❖ **La réaction due au poids des charges permanentes**

$$\mathbf{R_G = \frac{q \times L}{2}}$$

Avec :

L : Longueur de la dalle de transition.

q : Charges permanentes.

$$\mathbf{R_G = 78,60\ KN/ml}$$

❖ **Réaction des surcharges sur remblai**

$$\mathbf{R_{rem} = \frac{q \times L}{2}}$$

Avec :

L : Longueur de la dalle de transition.

q : Surcharges.

$$\mathbf{R_{rem} = 20,00\ KN/ml}$$

❖ **Combinaison d'action**

$R_{ELS} = R_G + 1.2 \times R_Q$ = 102,60 KN/ml

$R_{ELU} = 1.35 \times R_G + 1.6 \times R_Q$ = 138,11 KN/ml

❖ **Ferraillage**

On utilise le ROBOT EXPERT en compression simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1 m × 0.6 m.

A_s = 12.8 cm^2 ➔ 7 HA 16 / ml

VII.3.2.4.6 Semelle

❖ **Evaluation des efforts**

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Tableau VII-16 : Les efforts agissant sur la semelle

Désignation	H (KN)	V (KN)	MR (KN.m)	MS (KN.m)
CN	3239	15713,05	11825,80	24818,28
CS H+V+	7787,71	16655,83	27277,31	28566,37
CS H+V-	7440,94	14770,27	25989,55	25588,17

Condition normale

N_{max} = 15713,05 KN

M_{max} = 24818,28 – 11825,80 = 12992,48 KN.m

Condition sismique

N_{max} = 16655,83 KN

M_{max} = 28566,37 – 27277,31 = 1289,06 KN.m

❖ **Nombre des pieux**

La résistance à l'enfoncement d'un pieu se fait par :

- Le frottement latéral ;
- La mobilisation de pressions en pointe.

$$\mathbf{Q_{adm}} = \left(\frac{\mathbf{Q_p}}{\mathbf{3}}\right) + \left(\frac{\mathbf{Q_f}}{\mathbf{2}}\right)$$

D'après le rapport géotechnique, le frottement latéral et la pression en pointe sont égaux :

$$\mathbf{Q_p = 3458,40\ KN \text{ et } Q_f = 2547\ KN}$$

Donc : $\mathbf{Q_{adm} = 2426,30\ KN}$

Le nombre des pieux est :

$$N = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{16655,83}{2426,30} = 6,86$$

On prend **8 pieux.**

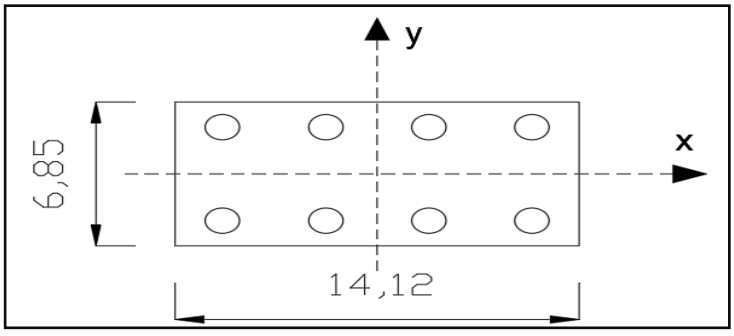


Figure VII-15 : La disposition des pieux

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \times x}{\sum x^2}}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale

$$N_1 = \frac{15713.05}{8} + \frac{12992.48 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 2415.26\ \text{KN} < Q_{adm}$$

$$N_2 = \frac{15713.05}{8} - \frac{12992.48 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 1513\ \text{KN} < Q_{adm}$$

Condition sismique

$$N_1 = \frac{16655.83}{8} + \frac{1289.06 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 2126.74\ \text{KN} < Q_{adm}$$

$$N_2 = \frac{16655.83}{8} - \frac{1289.06 \times 3.6}{4 \times 3.6^2 + 4 \times 3.6^2} = 2037.22\ \text{KN} < Q_{adm}$$

❖ Ferraillage de la semelle

Tableau VII-17 : Vérification de la méthode des bielles.

h (m)	L (m)	b (m)	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	α°
2	4.45	3.85	1.2625	57.74

Puisque α > 55° ➔ la méthode des bielles n'est pas applicable.

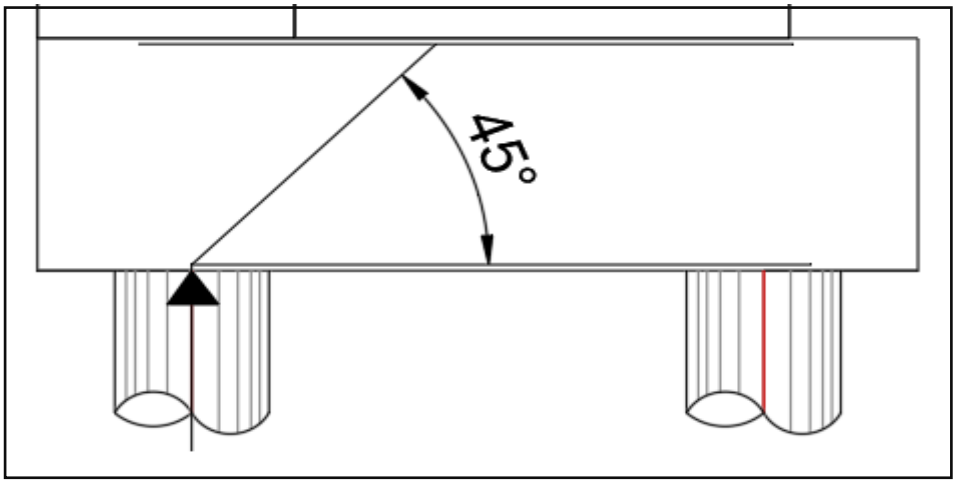


Figure VII-16 : La méthode des moments

Dimensionnement de la semelle :

Entraxe des pieux :

$b' = 4.45 \geq 2.5\phi \geq 2.5 \times 1.2 = 3$ Vérifié

Hauteur de la semelle :

$0.5(b' - \frac{b}{2}) \leq d \leq 0.7(b' - \frac{b}{2})$ $1.35 \leq d \leq 1.89$ Alors H=2m est vérifié

Largeur de la semelle :

$b_s \geq \frac{P_u}{0.2 \times d \times fc28} = 1.54m$ Vérifié

Longueur de la semelle :

$L_s = b' + 2\phi + L_{a,min} + c = 5.85m$; Soit Ls = 6.8 m

Armature transversal inferieur (armature principale dans le sens y) :

Le ferraillage se fait en flexion simple par la méthode des moments pour une section de b_0 x h tel que :

$\mathbf{M_{ser}}$=4588.994 KN.m Alors $\mathbf{A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}}}$ **; h = 2 m ; b_0 = h + D = 3.2 m**

Avec :

$Z = d - \frac{X}{3}$ Et $X = \frac{15\,\overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d$

A_{ser} = 123.36 cm² = 38.55 cm²/ml ➔ 8 HA 25 /ml avec e = 12 cm.

Armatures longitudinales inférieurs (armature de répartition dans le sens x) :

$A_s = A_{ser} / 3$ = 12.85 cm² /ml ➔ 7 HA 16 avec e = 14 cm.

La section totale : A_s = 6.85 × = 96.41 cm² ➔ 48 HA 16

Armatures transversales supérieurs (armature de répartition dans le sens y) :

$A_s = A_{ser} / 3$ = 12.85 cm² /ml ➔ 7 HA 16 avec e = 13 cm.

La section totale : A_s = 14.11 × 14.07 = 198.53 cm² ➔ 99 HA 16

Armatures longitudinales supérieurs (armature de répartition dans le sens x) :

Soit HA 14 avec e = 14 cm.

Armatures latérales

$A_s = A_{ser} / 10$ = 3.86 cm² /ml ➔ 4 HA 12 avec e = 26 cm.

La section totale : $A_s = 2 \times 4.52 = 9.04\ cm^2$ ➔ 8 HA 12

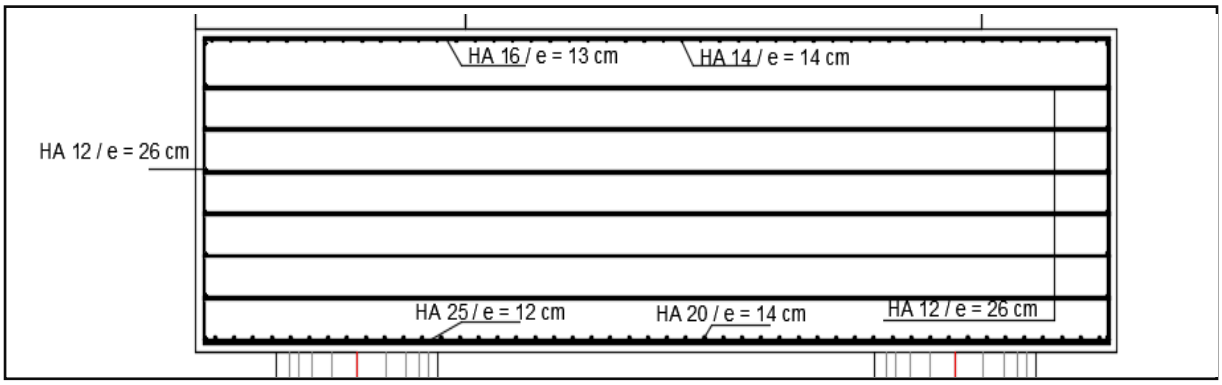


Figure VII-17 : Plan de ferraillage de la semelle

VII.4 CONCLUSION

Dans notre projet le dimensionnement de l'infrastructure se fait dans le cas le plus défavorable qu'est le cas d'un séisme qui donne des efforts importants lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de séismicité élevée ou même moyenne.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, avait pour objectif la conception et l'étude du viaduc V30.2 routier qui fait partie de la Liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'EL EULMA, au-dessus du barrage de Tabellout. Il est décomposé en deux partie :

- La première partie : le choix du type de l'ouvrage. Nous avons compris l'importance de cet exercice, qui est principalement motivé par des considérations techniques et économiques. Parmi celles-ci, l'aspect économique est sans aucun doute le critère principal qui a influencé notre décision en faveur d'un pont caisson à hauteur variable.
- La deuxième partie : le dimensionnement. Grâce à cette deuxième phase d'étude, nous avons pu déterminer les dimensions de la structure ainsi que tous ses éléments structuraux et équipements. Nous avons constaté que le défi majeur de cette phase résidait dans la prise en compte des différentes contraintes et l'évaluation des charges, en particulier les charges sismiques.

Durant ces deux parties, on a pu aboutir :

- A comprendre et analyser les différentes données et de faire le choix de réaliser un pont en caisson de 1233.55 m de longueur et des piles de hauteurs énormes.
- A comprendre le principe ou l'idée générale des phénomènes par exemple la précontrainte, l'hydrodynamique, les piles immergées, les notions et les équipements techniques pour faire face aux séismes.
- A une modélisation et détermination des sollicitations à l'aide du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2023, et le logiciel de dessin AUTOCAD ainsi que le logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.

En conclusion, ce projet nous a permis d'approfondir, de compléter, d'appliquer et de comprendre réellement les connaissances et les informations acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole. De même, renforcer les acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche et comprendre comment appliquer les différents règlements.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] *Appareils d'appuis à pot, utilisation sur les pont, viaducs et structures similaires, Guide technique*, SETRA, 2007.

[2] *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, SETRA, juillet 2007.

[3] Benredouane, M. *Cours béton armé et calcul d'ouvrages en béton armé*, ENSTP, Alger, 2022.

[4] Calgaro JA, Virlogeux M. *Projet et construction des ponts, analyse structurale des tabliers de ponts*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2e éd, 1994.

[5] *Eurocode 2 : calcul des structures en béton,* 1992.

[6] *Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes,* 1998.

[7] Lebet, J.-P. Hirt, M. A. *Pont en acier, conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton, Traité de génie civil, Volume 12*, EPFL Press, Lausanne, 2009.

[8] M. A. Marsac, *Poutres continues de hauteur variable, tables de coefficients de souplesse et de rotations isostatiques d'extrémité,* SETRA, 1970.

[9] *Piles et palées 73, appuis des tabliers, disposition et équipements divers*, SETRA, 1977.

[10] *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, guide de conception*, SETRA, Paris, 2003.

[11] *Ponts mixtes acier-béton, guide de conception durable*, SETRA, Bagneux, 2010.

[12] *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie,* DTR Ministère des travaux publics, 2009.

[13] *Règles parasismiques applicable aux domaines des ouvrages d'art RPOA,* DTR Ministère des travaux publics, 2008.

[14] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites: règles BAEL 91, révisées 99*, Centre Scientifique et Technique du Batiment, Paris, 1999.

[15] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites: règles BPEL 91, révisées 99*, Centre scientifique et technique du bâtiment, Paris, 1999.

[16] Walther, R. *Abaques Pour Le Dimensionnement Des Sections En Béton Armé. [2]. Sections Creuses*, Presses polytechniques romandes, 1980.

ANNEXE A

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

Diagramme des efforts internes longitudinaux :

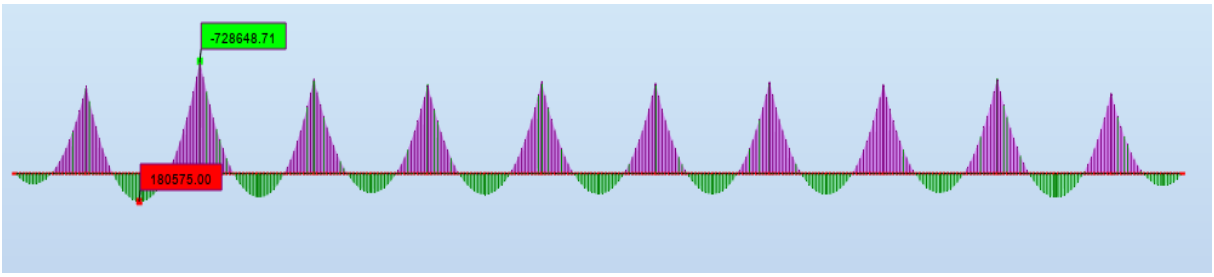


Figure A-1 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

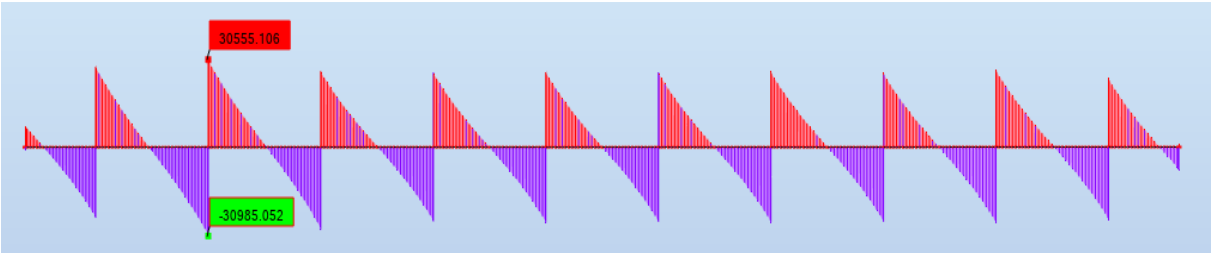


Figure A-2 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

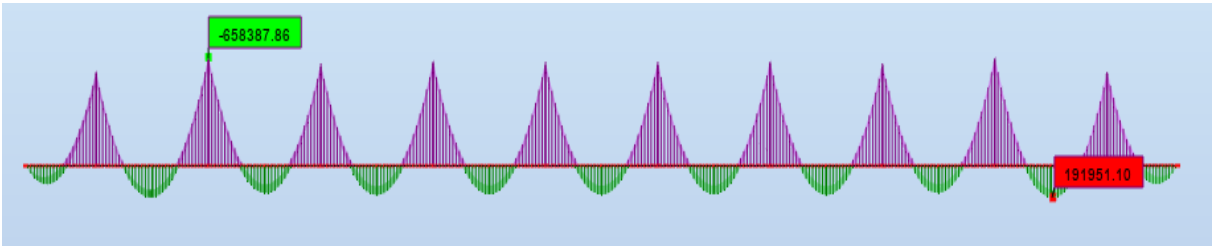


Figure A-3 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6BC.

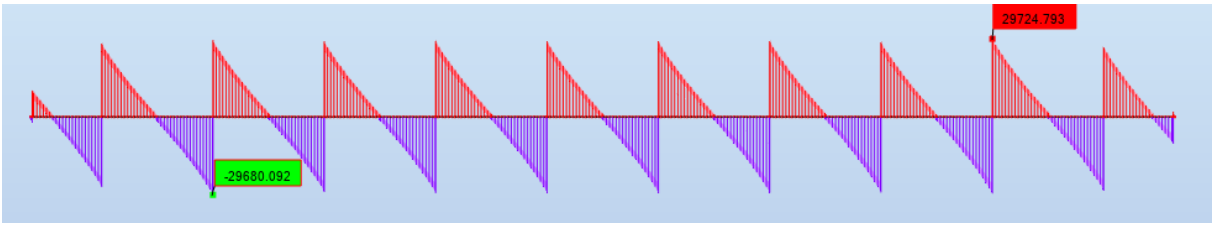


Figure A-4 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6BC.

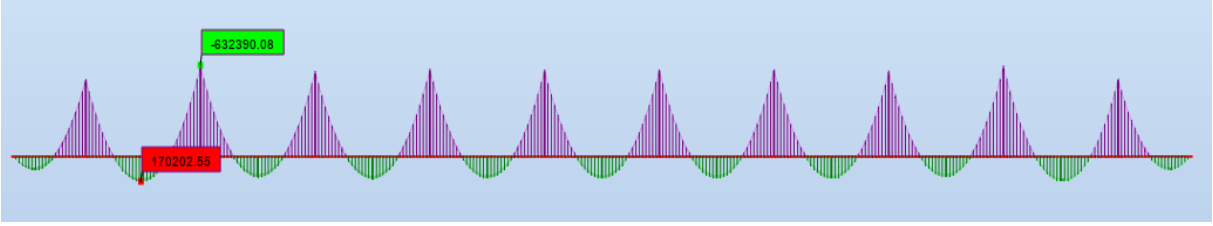


Figure A-5 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6BT.

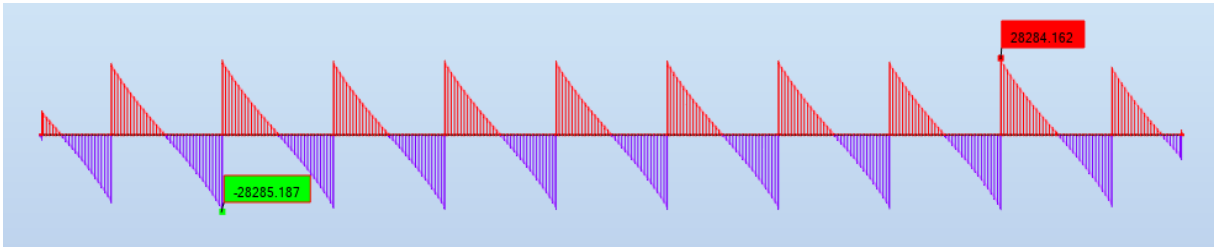


Figure A-6 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6BT.

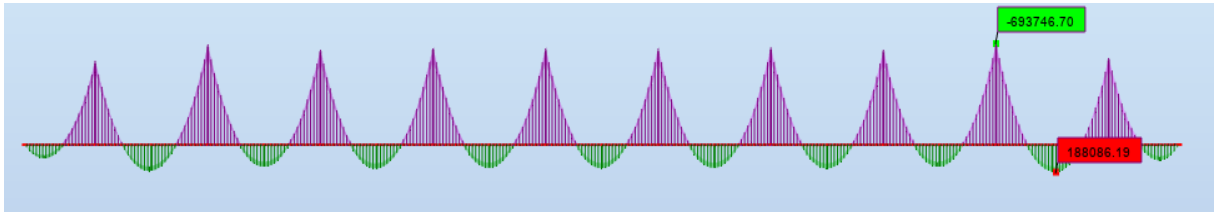


Figure A-7 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.

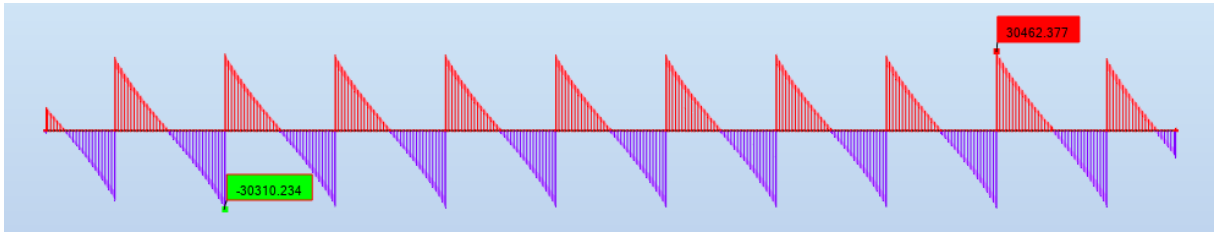


Figure A-8 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.

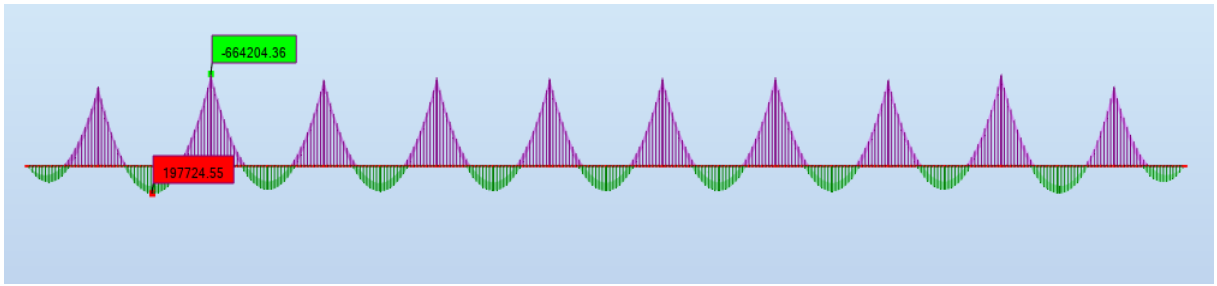


Figure A-9 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

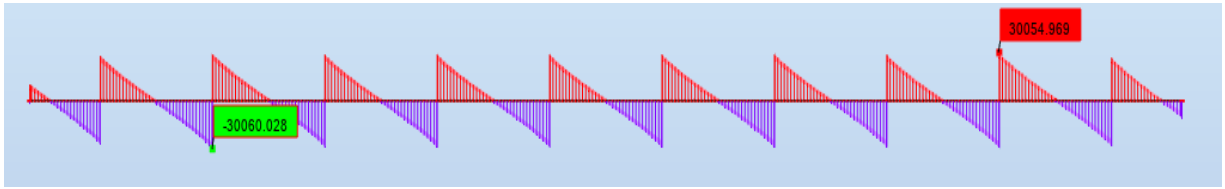


Figure A-10 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

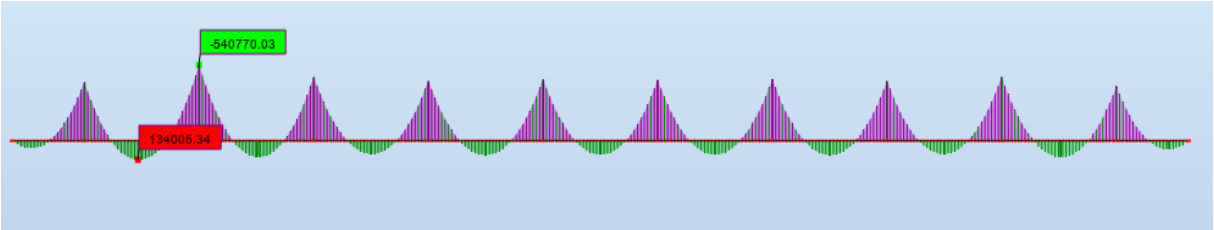


Figure A-11 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(l).

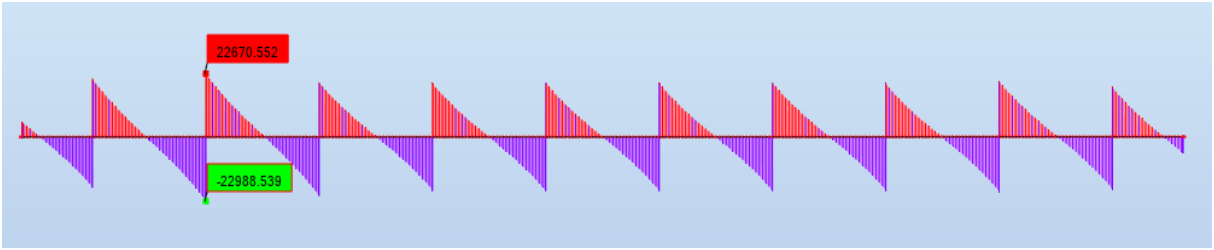


Figure A-12 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(l).

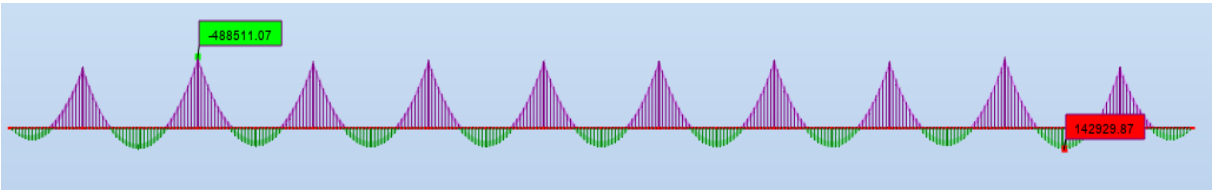


Figure A-13 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2 BC.

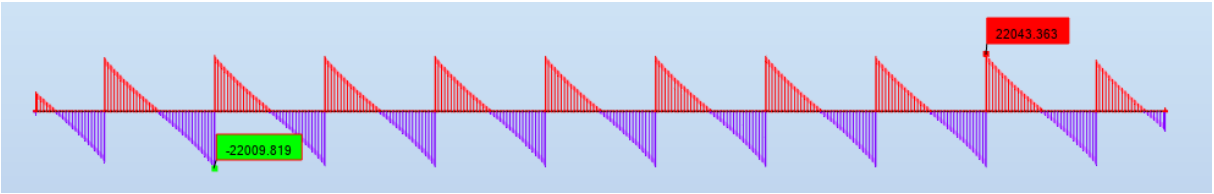


Figure A-14 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2BC.

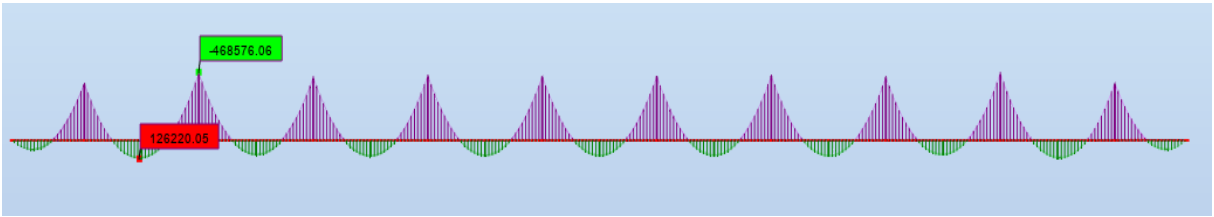


Figure A-15 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2 BT.

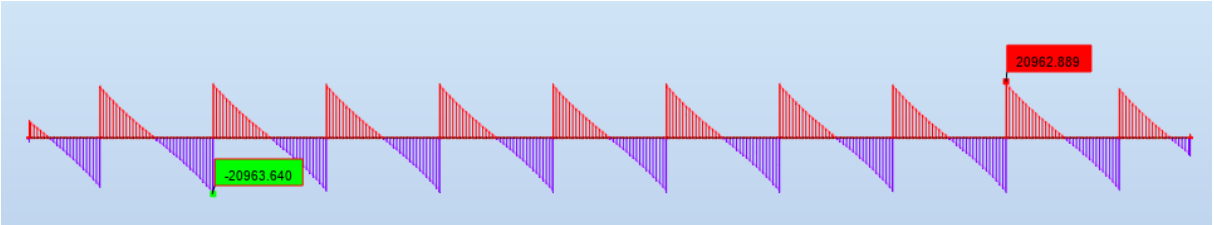


Figure A-16 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2BT.

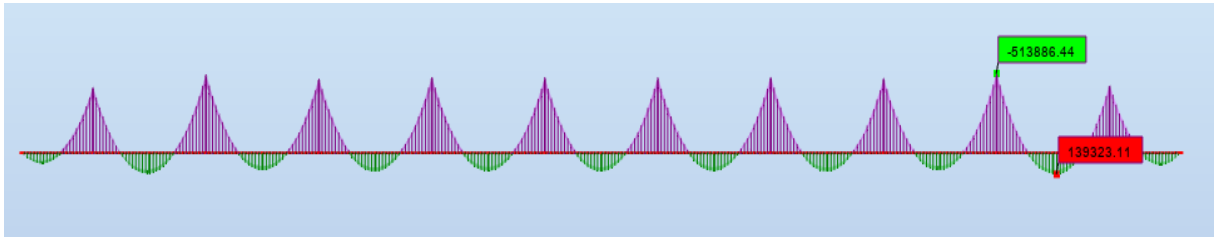


Figure A-17 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.

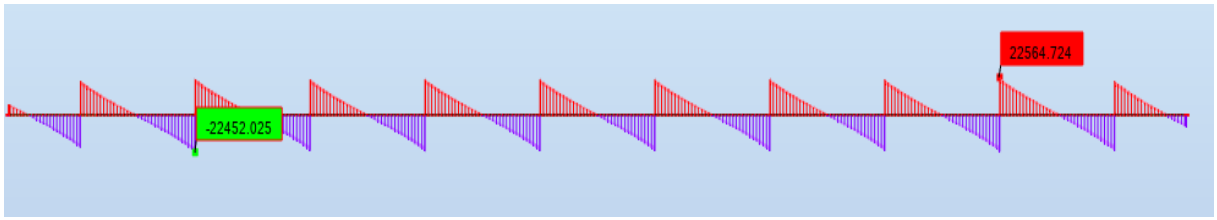


Figure A-18 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+MC120.

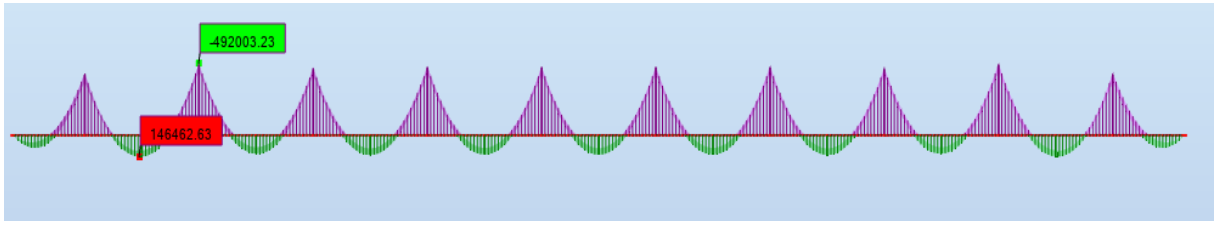


Figure A-19 : Diagramme du Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

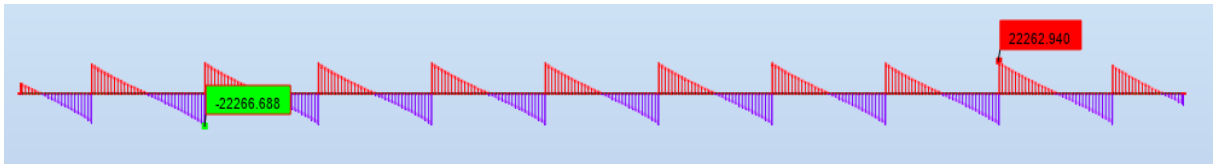


Figure A-20 : Diagramme de l'Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

Diagramme des efforts internes transversaux de VSP

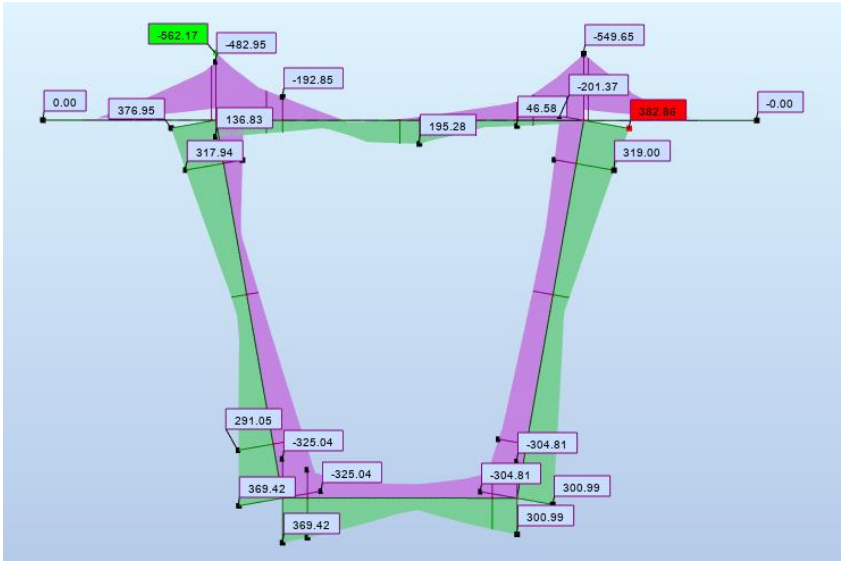


Figure A-21 : Diagramme du Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6BT

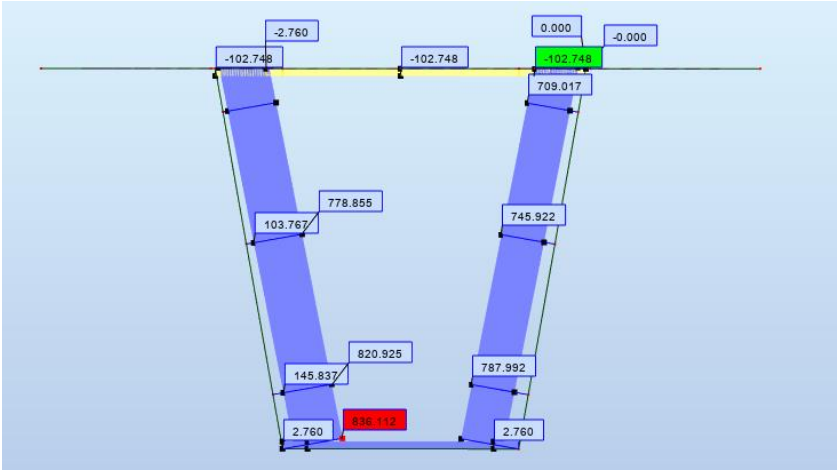


Figure A-22 : Diagramme de l'Effort normale transversal sous la combinaison 1.35G+1.6BT

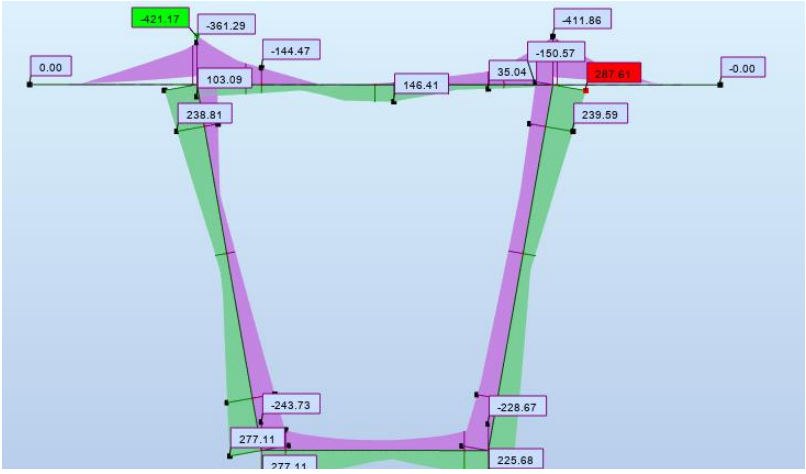


Figure A-23 : Diagramme du Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2BT

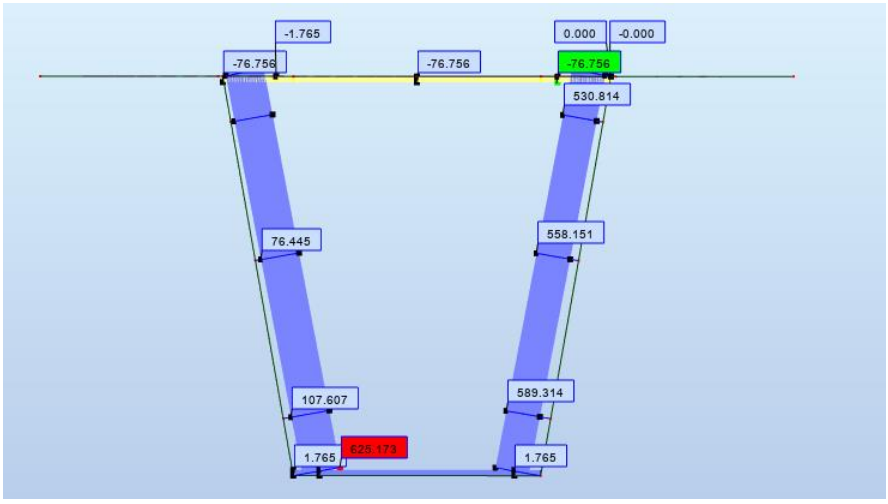


Figure A-24 : Diagramme de l'Effort normale transversal sous la combinaison G+1.2BT

Diagramme des efforts internes transversaux de VC

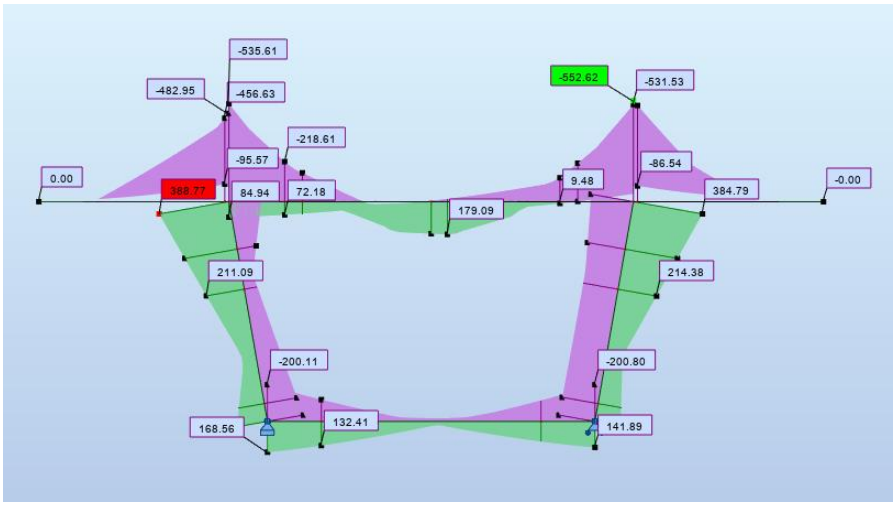


Figure A-25 : Diagramme du Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6BT

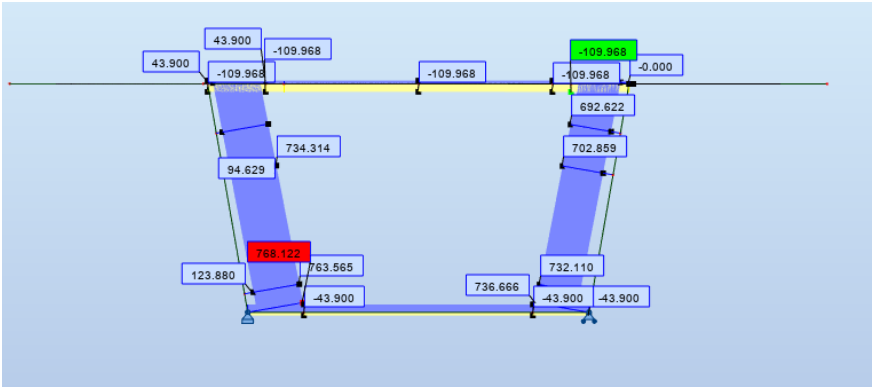


Figure A-26 : Diagramme de l'Effort normale transversal sous la combinaison 1.35G+1.6BT

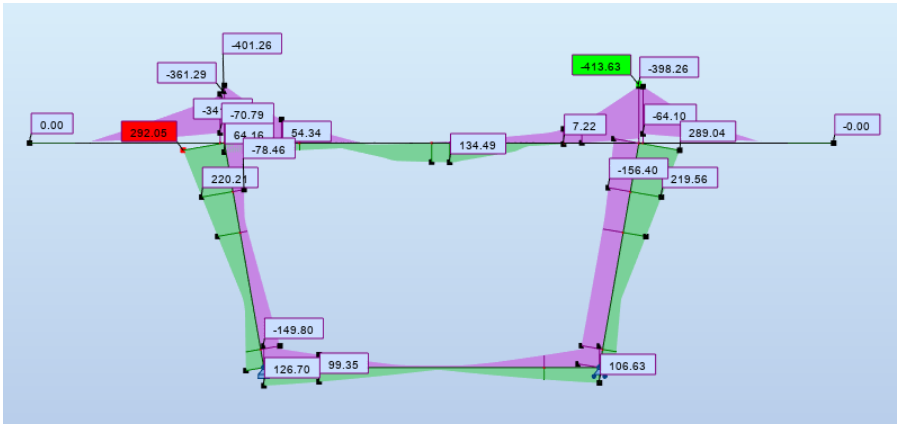


Figure A-27 : Diagramme du Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2BT

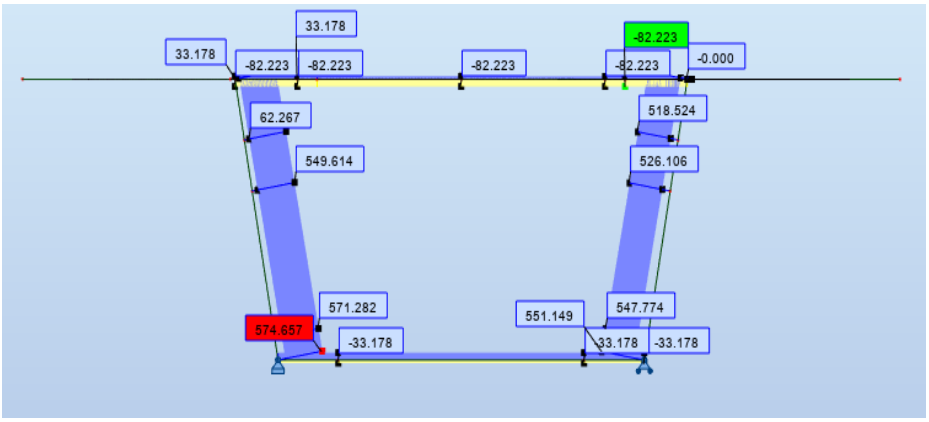


Figure A-28 : Diagramme de l'Effort normale transversal sous la combinaison G+1.2BT

ANNEXE B

TABLEAUX DE CALCUL

$\frac{I_0}{I_1}$	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01
K	0,31950	0,44270	0,61860	0,90365	1,13580	1,33520	1,51190	1,74640	2,08136	2,31450	2,62390	3,06580	3,78175	5,30960
$-\frac{E I_0}{p l^3}\omega'$	0,01656	0,01569	0,01461	0,01319	0,01223	0,01153	0,01098	0,01033	0,00953	0,00905	0,00849	0,00781	0,00693	0,00560
$\frac{E I_0}{p l^3}\omega''$	0,01642	0,01487	0,01306	0,01084	0,00948	0,00854	0,00783	0,00703	0,00612	0,00560	0,00502	0,00435	0,00355	0,00249
$-\frac{E I_0}{p l^3}\omega'$	0,00935	0,00883	0,00819	0,00734	0,00678	0,00636	0,00604	0,00566	0,00521	0,00493	0,00461	0,00422	0,00372	0,00298
$\frac{E I_0}{p l^3}\omega''$	0,01011	0,00911	0,00795	0,00654	0,00569	0,00509	0,00465	0,00416	0,00360	0,00328	0,00292	0,00252	0,00204	0,00141
$\frac{E I_0}{p l^3}\omega''$	0,01340	0,01276	0,01197	0,01096	0,01029	0,00980	0,00942	0,00897	0,00843	0,00811	0,00773	0,00727	0,00666	0,00575
$\frac{E I_0}{p l^3}\omega''$	0,00707	0,00671	0,00627	0,00571	0,00534	0,00508	0,00487	0,00463	0,00434	0,00416	0,00396	0,00372	0,00340	0,00292

Figure B-1 : Tableau de marsac

Tableau B-1 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale

Voussoir	e_i(m)	Câbles	d(m)	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	R_i(m)	α (rad)	Y(x)
V7	0,46	C14	0,25	3,5	0,15	0,71	10,94	0,31	$0,15+0,046x^2$
	0,46	C13	0,5	3,5	0,3	0,96	9,28	0,36	$0,3+0,054x^2$
V8	0,43	C12	0,25	3,5	0,15	0,68	11,56	0,29	$0,15+0,043x^2$
	0,43	C11	0,5	3,5	0,15	0,93	7,85	0,42	$0,15+0,064x^2$
V9	0,4	C10	0,25	3,5	0,15	0,65	12,25	0,28	$0,15+0,041x^2$
	0,4	C9	0,5	3,5	0,15	0,9	8,17	0,40	$0,15+0,061x^2$
V10	0,37	C8	0,25	3,5	0,15	0,62	13,03	0,26	$0,15+0,038x^2$
	0,37	C7	0,5	3,5	0,15	0,87	8,51	0,39	$0,15+0,059x^2$
V11	0,35	C6	0,25	3,5	0,15	0,6	13,61	0,25	$0,15+0,037x^2$
	0,35	C5	0,5	3,5	0,3	0,85	11,14	0,30	$0,3+0,045x^2$
V12	Pas de déviation dans ce voussoir								
V13	0,32	C4	0,25	3,5	0,15	0,57	14,58	0,24	$0,15+0,034x^2$
	0,32	C3	0,5	3,5	0,3	0,82	11,78	0,29	$0,3+0,042x^2$
V14	Pas de déviation dans ce voussoir								
V15	0,3	C2	0,25	3,5	0,15	0,55	15,31	0,22	$0,15+0,033x^2$
	0,3	C1	0,5	3,5	0,3	0,8	12,25	0,28	$0,3+0,0408x^2$
V16	Pas de déviation dans ce voussoir								
Vc	Pas de déviation dans ce voussoir								
V16	0,3	C1	0,5	3,5	0,3	0,8	12,25	0,28	$0,3+0,041x^2$
	0,3	C2	0,25	3,5	0,15	0,55	15,31	0,22	$0,15+0,033x^2$
V15	Pas de déviation dans ce voussoir								
V14	0,31	C3	0,5	3,5	0,3	0,81	12,01	0,28	$0,3+0,042x^2$
	0,31	C4	0,25	3,5	0,15	0,56	14,94	0,23	$0,15+0,034x^2$
V13	Pas de déviation dans ce voussoir								
V12	0,33	C5	0,5	3,5	0,3	0,83	11,56	0,29	$0,3+0,043x^2$
	0,33	C6	0,25	3,5	0,15	0,58	14,24	0,24	$0,15+0,035x^2$

V11	0,35	C7	0,5	3,5	0,15	0,85	8,75	0,38	$0,15+0,057x^2$
	0,35	C8	0,25	3,5	0,15	0,6	13,61	0,25	$0,15+0,037x^2$
V10	0,37	C9	0,5	3,5	0,15	0,87	8,51	0,39	$0,15+0,059x^2$
	0,37	C10	0,25	3,5	0,15	0,62	13,03	0,26	$0,15+0,038x^2$
V9	0,4	C11	0,5	3,5	0,15	0,9	8,17	0,40	$0,15+0,061x^2$
	0,4	C12	0,25	3,5	0,15	0,65	12,25	0,28	$0,15+0,041x^2$
V8	0,43	C13	0,5	3,5	0,3	0,93	9,72	0,35	$0,3+0,051x^2$
	0,43	C14	0,25	3,5	0,15	0,68	11,56	0,29	$0,15+0,043x^2$

Tableau B-2 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive

Voussoir	e_i(m)	Câbles	d(m)	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	R_i(m)	α (rad)	Y(x)
1/4 VSC	0,3	C8	0,25	4,32	0,15	0,55	23,33	0,18	$0,15+0,021x^2$
	0,3	C7	0,5	4,32	0,15	0,8	14,36	0,29	$0,15+0,035x^2$
1/4 VSC	0,3	C6	0,25	4,32	0,15	0,55	23,33	0,18	$0,15+0,021x^2$
	0,3	C5	0,5	4,32	0,3	0,8	18,66	0,23	$0,3+0,027x^2$
1/4 VSC	0,3	C4	0,25	4,32	0,15	0,55	23,33	0,18	$0,15+0,021x^2$
	0,3	C3	0,5	4,32	0,3	0,8	18,66	0,23	$0,3+0,027x^2$
1/4 VSC	0,3	C2	0,25	4,32	0,15	0,55	23,33	0,18	$0,15+0,021x^2$
	0,3	C1	0,5	4,32	0,3	0,8	18,66	0,23	$0,3+0,027x^2$
V16	Pas de déviation dans ce voussoir								
V15	Pas de déviation dans ce voussoir								
V14	Pas de déviation dans ce voussoir								
V13	Pas de déviation dans ce voussoir								
V12	0,33	C1	0,5	3,5	0,3	0,83	11,56	0,29	$0,3+0,043x^2$
	0,33	C2	0,25	3,5	0,15	0,58	14,24	0,24	$0,15+0,035x^2$
V11	0,35	C3	0,5	3,5	0,3	0,85	11,14	0,30	$0,3+0,045x^2$
	0,35	C4	0,25	3,5	0,15	0,6	13,61	0,25	$0,15+0,037x^2$
V10	Pas de déviation dans ce voussoir								
V09	0,4	C5	0,5	3,5	0,3	0,9	10,21	0,33	$0,3+0,049x^2$
	0,4	C6	0,25	3,5	0,15	0,65	12,25	0,28	$0,15+0,041x^2$
V08	0,43	C7	0,5	3,5	0,15	0,93	7,85	0,42	$0,15+0,064x^2$
	0,43	C8	0,25	3,5	0,15	0,68	11,56	0,29	$0,15+0,043x^2$

Tableau B-3 : Pertes par frottements

x(m)	Câbles	L(m)	Θ(rad)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05
3,5	2xC0+2xC1	3,5	0,0000	5,20	0					
7	4xC2	3,5	0,1864	48,44	43,39	0				
10,5	4xC2	3,5	0,1864	53,47	48,44	43,39	0			
14	4xC3	3,5	0,4140	103,31	98,46	93,59	88,70	0		
17,5	4xC3	3,5	0,4140	108,15	103,31	98,46	93,59	88,70	0	
21	4xC4	3,5	0,6358	155,02	150,34	145,65	140,95	136,22	131,48	0
24,5	4xC4	3,5	0,6358	159,67	155,02	150,34	145,65	140,95	136,22	131,48
28	4xC5	3,5	0,5463	147,62	142,92	138,21	133,47	128,73	123,96	119,18
31,5	4xC5	3,5	0,5463	152,31	147,62	142,92	138,21	133,47	128,73	123,96
35	4xC6	3,5	0,8470	211,84	207,36	202,87	198,37	193,85	189,31	184,76
38,5	4xC6	3,5	0,8470	216,30	211,84	207,36	202,87	198,37	193,85	189,31
42	4xC7	3,5	0,7574	204,75	200,25	195,73	191,20	186,66	182,09	177,52
45,5	4xC7	3,5	0,7574	209,23	204,75	200,25	195,73	191,20	186,66	182,09
49	4xC8	3,5	1,0440	263,82	259,53	255,22	250,90	246,56	242,21	237,84
52,5	4xC8	3,5	1,0440	268,10	263,82	259,53	255,22	250,90	246,56	242,21
56	4xC8	3,5	1,0440	272,36	268,10	263,82	259,53	255,22	250,90	246,56
59,5	4xC8	3,5	1,0440	276,60	272,36	268,10	263,82	259,53	255,22	250,90
Pertes par frottement moyennes			**Mpa**	**168,01**	**163,38**	**166,59**	**170,55**	**172,17**	**174,40**	**173,82**
			%	**11,29**	**10,98**	**11,20**	**11,46**	**11,57**	**11,72**	**11,68**

FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15	FIN V16
0										
114,38	0									
119,18	114,38	0								
180,19	175,60	171,00	0							
184,76	180,19	175,60	171,00	0						
172,92	168,31	163,68	159,04	154,38	0					
177,52	172,92	168,31	163,68	159,04	154,38	0				
233,46	229,06	224,64	220,21	215,77	211,31	206,83	0			
237,84	233,46	229,06	224,64	220,21	215,77	211,31	206,83	0		
242,21	237,84	233,46	229,06	224,64	220,21	215,77	211,31	206,83	0	
246,56	242,21	237,84	233,46	229,06	224,64	220,21	215,77	211,31	206,83	0
173,54	**175,40**	**178,18**	**175,14**	**171,87**	**171,05**	**170,82**	**158,48**	**139,38**	**103,42**	**0**
11,66	**11,79**	**11,97**	**11,77**	**11,55**	**11,50**	**11,48**	**10,65**	**9,37**	**6,95**	**0**

Tableau B-4 : Pertes par recul d'ancrage

x(m)	Câbles	L(m)	Θ(rad)	k	d(m)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03
3,5	2xC0+2xC1	3,5	0,000000	0,00100	15,98	37,142	26,726			
7	4xC2	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	16,310	138,289		
10,5	4xC2	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	50,219	138,289	
14	4xC3	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	50,219	138,289
17,5	4xC3	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	50,219
21	4xC4	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
24,5	4xC4	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
28	4xC5	3,5	0,096839	0,00487	7,24	0	0	0	0	0
31,5	4xC5	3,5	0,096839	0,00487	7,24	0	0	0	0	0
35	4xC6	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
38,5	4xC6	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
42	4xC7	3,5	0,096839	0,00487	7,24	0	0	0	0	0
45,5	4xC7	3,5	0,096839	0,00487	7,24	0	0	0	0	0
49	4xC8	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
52,5	4xC8	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
56	4xC8	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
59,5	4xC8	3,5	0,186383	0,00846	5,50	0	0	0	0	0
Pertes par recul d'ancarge					**Mpa**	**2,185**	**2,532**	**11,782**	**12,567**	**13,465**
					%	**0,147**	**0,170**	**0,792**	**0,845**	**0,905**

FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15	FIN V16
138,289												
50,219	138,289											
0	50,219	138,289										
0	3,464	54,227	104,990									
0	0	3,464	54,227	104,990								
0	0	0	0	50,219	138,289							
0	0	0	0	0	50,219	138,289						
0	0	0	0	0	0	54,227	104,990					
0	0	0	0	0	0	3,464	54,227	104,990				
0	0	0	0	0	0	0	0	50,219	138,289			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	50,219	138,289		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50,219	138,289	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50,219	138,289
14,501	**15,998**	**17,816**	**15,922**	**17,245**	**23,996**	**27,997**	**26,536**	**31,042**	**47,127**	**62,836**	**94,254**	**138,289**
0,975	**1,075**	**1,197**	**1,070**	**1,159**	**1,613**	**1,882**	**1,783**	**2,086**	**3,167**	**4,223**	**6,334**	**9,294**

Tableau B-5 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
N câbles	32	32	28	28	24	24	20	20
Les pertes précédentes	11,44	11,15	11,99	12,31	12,48	12,69	12,76	12,86
P(MN)	120,18	120,57	104,51	104,13	89,08	88,86	74,00	73,91
ν(m)	3,24	3,24	3,08	2,82	2,63	2,46	2,30	2,16
d_{moy} (m)	0,23	0,23	0,20	0,20	0,20	0,20	0,21	0,21
e_{moy} (m)	3,01	3,01	2,88	2,62	2,43	2,25	2,09	1,94
I(m^4)	102,74	102,74	90,65	76,38	66,05	57,11	49,72	43,20
S(m^2)	13,88	13,88	13,66	12,92	12,50	12,09	11,73	11,38
Mp (KN.m)	461327,70	403403,40	351697	304061,2	260318,6	220341,4	184011,4	151220,3
σ_{bi}(Mpa)	5,73	7,49	6,04	6,99	5,51	6,56	5,07	6,15
$\Delta\sigma_e$(Mpa)	**15,14**	**19,78**	**15,95**	**18,46**	**14,55**	**17,32**	**13,39**	**16,22**
$\Delta\sigma_e$(%)	**1,02**	**1,33**	**1,07**	**1,24**	**0,98**	**1,16**	**0,90**	**1,09**

FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15	FIN V16
16	16	12	12	8	8	4	4	4	4
12,86	13,13	13,38	13,43	13,28	13,57	13,82	13,59	13,28	9,29
59,13	58,94	44,08	44,05	29,42	29,32	14,62	14,66	14,71	15,39
2,03	1,91	1,81	1,72	1,64	1,58	1,54	1,50	1,48	1,48
0,23	0,23	0,20	0,20	0,23	0,23	0,15	0,15	0,15	0,15
1,80	1,68	1,60	1,51	1,41	1,35	1,39	1,35	1,33	1,33
37,95	33,59	29,89	26,83	24,48	22,58	21,27	20,31	19,63	19,51
11,05	10,78	10,51	10,26	10,08	9,91	9,81	9,72	9,64	9,63
121863,80	95849,36	73094,83	53521,78	37063,91	23666,85	13288,65	5899,75	1474,59	0
4,61	5,63	4,07	5,03	3,18	3,91	1,95	2,44	2,75	2,99
12,16	**14,88**	**10,73**	**13,28**	**8,39**	**10,32**	**5,14**	**6,43**	**7,25**	**7,88**
0,82	**1,00**	**0,72**	**0,89**	**0,56**	**0,69**	**0,35**	**0,43**	**0,49**	**0,53**

Tableau B-6 : Pertes par retrait de béton

Zone climatique	ε_r	E_p (Mpa)	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
En Algérie en nord	0,0002	190000	38	2,55

Tableau B-7 : Pertes par fluage

Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
N câbles	32	32	28	28	24	24	20	20
Pertes instantanées	12,46	12,48	13,06	13,55	13,45	13,86	13,66	13,95
P(MN)	118,80	118,77	103,24	102,66	88,09	87,67	73,23	72,98
ν(m)	3,24	3,24	3,08	2,82	2,63	2,46	2,30	2,16
d_{moy} (m)	0,23	0,23	0,20	0,20	0,20	0,20	0,21	0,21
e_{moy} (m)	3,01	3,01	2,88	2,62	2,43	2,25	2,09	1,94
I(m^4)	102,74	102,74	90,65	76,38	66,05	57,11	49,72	43,20
S(m^2)	13,88	13,88	13,66	12,92	12,50	12,09	11,73	11,38
Mp (KN.m)	461327,70	403403,40	351697	304061,2	260318,6	220341,4	184011,4	151220,3
σ_{bi}(Mpa)	5,51	7,20	5,83	6,75	5,34	6,36	4,94	5,98
$\Delta\sigma_{fl}$(Mpa)	**72,78**	**95,08**	**76,97**	**89,06**	**70,53**	**83,94**	**65,20**	**78,99**
$\Delta\sigma_{fl}$(%)	**4,89**	**6,39**	**5,17**	**5,99**	**4,74**	**5,64**	**4,38**	**5,31**

FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15	FIN V16
16	16	12	12	8	8	4	4	4	4
13,67	14,13	14,10	14,32	13,84	14,26	14,16	14,02	13,77	9,82
58,57	58,26	43,71	43,60	29,23	29,09	14,56	14,58	14,63	15,30
2,03	1,91	1,81	1,72	1,64	1,58	1,54	1,50	1,48	1,48
0,23	0,23	0,20	0,20	0,23	0,23	0,15	0,15	0,15	0,15
1,80	1,68	1,60	1,51	1,41	1,35	1,39	1,35	1,33	1,33
37,95	33,59	29,89	26,83	24,48	22,58	21,27	20,31	19,63	19,51
11,05	10,78	10,51	10,26	10,08	9,91	9,81	9,72	9,64	9,63
121863,80	95849,36	73094,83	53521,78	37063,91	23666,85	13288,65	5899,75	1474,59	0
4,51	5,51	4,00	4,95	3,14	3,87	1,93	2,42	2,73	2,97
59,54	**72,80**	**52,80**	**65,29**	**41,49**	**51,04**	**25,53**	**31,98**	**36,04**	**39,20**
4,00	**4,89**	**3,55**	**4,39**	**2,79**	**3,43**	**1,72**	**2,15**	**2,42**	**2,63**

Tableau B-8 : Pertes par relaxation

Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
N câbles	32	32	28	28	24	24	20	20
Pertes instantanées	12,46	12,48	13,06	13,55	13,45	13,86	13,66	13,95
σ_i(Mpa)	1302,67	1302,31	1293,68	1286,42	1287,82	1281,78	1284,79	1280,42
μ	0,70	0,70	0,70	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
$\Delta\sigma_p$(Mpa)	**52,83**	**52,78**	**51,53**	**50,48**	**50,68**	**49,82**	**50,25**	**49,63**
$\Delta\sigma_p$(%)	**3,55**	**3,55**	**3,46**	**3,39**	**3,41**	**3,35**	**3,38**	**3,34**

FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10	FIN V11	FIN V12	FIN V13	FIN V14	FIN V15	FIN V16
16	16	12	12	8	8	4	4	4	4
13,67	14,13	14,10	14,32	13,84	14,26	14,16	14,02	13,77	9,82
1284,52	1277,70	1278,13	1274,86	1282,03	1275,82	1277,26	1279,35	1283,08	1341,83
0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69	0,72
50,21	**49,24**	**49,30**	**48,84**	**49,86**	**48,98**	**49,18**	**49,48**	**50,01**	**58,65**
3,37	**3,31**	**3,31**	**3,28**	**3,35**	**3,29**	**3,31**	**3,33**	**3,36**	**3,94**

Tableau B-9 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide

Section	x(m)	n_f	P_f(MN)	n_c	P_c(MN)	e_f(m)	d′(m)	e_c(m)	M (KN.m)	σ_{sup} Mpa	σ_{inf} Mpa
Début VSC	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1/4 VSC	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8025,5	0,6	-0,9
Axe VSC	7	0,0	0,0	4,0	8,0	0,0	0,2	2,0	22601,5	1,3	0,1
3/4 VSC	10,5	0,0	0,0	8,0	16,1	0,0	0,2	2,0	34227,2	1,8	1,4
Fin Clavage	14	0,0	0,0	12,0	24,1	0,0	0,2	2,0	42902,7	2,1	3,1
Fin V16	17,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	48291,4	4,7	4,7
Fin V15	20,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	51293,3	4,9	4,3
Fin V14	24,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	51331,4	4,8	4,3
Fin V13	27,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,4	0,2	2,1	48380,3	4,5	4,7
Fin V12	31,23	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,1	42410,3	6,5	4,8
Fin V11	34,73	8,0	25,5	12,0	24,1	1,4	0,2	2,2	33379,5	6,1	3,2
Fin V10	38,23	12,0	38,2	8,0	16,1	1,5	0,2	2,2	21233,4	8,1	1,3
Fin V9	41,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	5905,8	7,0	2,6
Fin V8	45,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-12681,7	8,5	1,3
Fin V7	48,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-34611,2	7,6	0,5
Fin V6	52,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-59975,3	8,8	1,4
Fin V5	55,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-88878,3	7,5	2,8
Fin V4	59,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-121428,7	8,5	3,6
Fin V3	62,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-157744,2	7,2	4,7
Fin V2	66,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-197953,0	8,2	5,3
Fin V1	69,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-242232,6	7,0	6,0
Fin VSP	73,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-290729,1	7,8	6,8
Axe VSP P1	76,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-343557,2	6,2	8,7
Fin VSP	80,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-287645,0	7,9	6,7
Fin V1	83,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-236064,4	7,2	5,7
Fin V2	87,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-188700,7	8,6	4,9
Fin V3	90,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-145407,9	7,7	4,1
Fin V4	94,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-106008,2	9,2	2,7
Fin V5	97,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-70373,8	8,3	1,7
Fin V6	101,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-38386,7	9,8	0,0
Fin V7	104,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-9938,5	8,6	0,9
Fin V8	108,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	15075,1	9,8	1,4
Fin V9	111,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	36746,6	8,5	2,3
Fin V10	115,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	55158,4	9,5	3,1
Fin V11	118,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	70388,5	7,8	4,7
Fin V12	122,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	82503,4	8,8	3,4
Fin V13	125,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	91557,5	6,8	5,4
Fin V14	129,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	97592,7	7,4	4,6
Fin V15	132,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	100638,7	7,4	6,9
Fin V16	136,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	100720,9	7,4	6,8
Vc P1-P2	136,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	100461,5	4,8	7,5
Fin V16	137,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	100202,2	7,4	6,9
Fin V15	140,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	96489,6	7,4	4,7
Fin V14	144,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	89813,3	6,8	5,5
Fin V13	147,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	80147,6	6,4	4,0
Fin V12	151,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	67463,2	7,8	4,9
Fin V11	154,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	51717,8	6,9	4,0
Fin V10	158,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	32857,3	8,4	2,7
Fin V9	161,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	10815,1	7,3	2,2
Fin V8	165,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-14486,9	8,4	1,4
Fin V7	168,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-43130,9	7,2	1,1
Fin V6	172,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-75209,4	8,0	2,4
Fin V5	175,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-110827,0	6,5	4,1

Fin V4	179,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-150091,8	7,3	5,1
Fin V3	182,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-193121,8	5,8	6,5
Fin V2	186,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-240045,1	6,7	7,2
Fin V1	189,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-291039,2	5,4	7,9
Fin VSP	193,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-346250,3	6,1	8,8
Axe VSP P2	196,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-405792,8	4,2	11,0
Fin VSP	200,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-347357,1	6,1	8,8
Fin V1	203,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-293252,9	5,3	7,9
Fin V2	207,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-243365,5	6,5	7,3
Fin V3	210,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-197549,1	5,6	6,7
Fin V4	214,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-155625,9	7,0	5,4
Fin V5	217,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-117467,9	6,2	4,5
Fin V6	221,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-82957,2	7,6	2,9
Fin V7	224,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-51985,4	6,4	3,9
Fin V8	228,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-24448,2	7,5	4,4
Fin V9	231,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	-253,1	6,3	5,5
Fin V10	235,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	20682,3	7,3	6,3
Fin V11	238,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	38436,0	5,6	7,8
Fin V12	242,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	53074,5	6,7	6,5
Fin V13	245,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	64652,2	4,9	8,2
Fin V14	249,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	73211,0	5,6	7,3
Fin V15	252,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	78780,5	5,7	9,4
Fin V16	256,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	81386,3	5,9	9,0
Vc P2-P3	256,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	81487,5	3,3	9,6
Fin V16	257,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	81588,7	5,9	9,0
Fin V15	260,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	80399,7	6,2	6,5
Fin V14	264,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	76246,9	5,8	7,0
Fin V13	267,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	69104,9	5,6	5,1
Fin V12	271,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	58944,0	7,2	5,8
Fin V11	274,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	45722,3	6,5	4,6
Fin V10	278,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	29385,3	8,2	3,0
Fin V9	281,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	9866,8	7,2	2,3
Fin V8	285,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-12911,7	8,5	1,3
Fin V7	288,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-39032,1	7,4	0,9
Fin V6	292,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-68587,0	8,3	2,0
Fin V5	295,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-101681,0	6,9	3,6
Fin V4	299,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-138422,2	7,8	4,5
Fin V3	302,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-178928,7	6,4	5,8
Fin V2	306,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-223328,3	7,3	6,4
Fin V1	309,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-271798,8	6,0	7,1
Fin VSP	313,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-324486,3	6,8	8,0
Axe VSP P3	316,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-381505,3	5,0	10,1
Fin VSP	320,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-324049,7	6,8	8,0
Fin V1	323,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-270925,6	6,0	7,1
Fin V2	327,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-222018,5	7,3	6,4
Fin V3	330,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-177182,2	6,5	5,7
Fin V4	334,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-136239,1	7,9	4,4
Fin V5	337,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-99061,3	7,0	3,4
Fin V6	341,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-65530,7	8,5	1,8
Fin V7	344,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-35539,1	7,3	2,8
Fin V8	348,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-8982,1	8,4	3,2
Fin V9	351,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	14232,9	7,1	4,2
Fin V10	355,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	34188,1	8,1	5,1
Fin V11	358,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	50961,6	6,4	6,6
Fin V12	362,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	64620,0	7,5	5,3
Fin V13	365,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	75217,5	5,6	7,1

Fin V14	369,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	82796,2	6,3	6,2
Fin V15	372,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	87385,5	6,4	8,4
Fin V16	376,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	89011,2	6,5	8,2
Vc P3-P4	376,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	88972,3	3,9	8,8
Fin V16	377,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	88933,5	6,5	8,2
Fin V15	380,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	86764,3	6,7	5,8
Fin V14	384,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	81631,4	6,2	6,4
Fin V13	387,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	73509,2	5,9	4,7
Fin V12	391,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	62368,2	7,5	5,4
Fin V11	394,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	48166,3	6,7	4,3
Fin V10	398,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	30849,1	8,3	2,9
Fin V9	401,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	10350,4	7,3	2,2
Fin V8	405,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-13408,1	8,5	1,3
Fin V7	408,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-40508,7	7,3	1,0
Fin V6	412,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-71043,8	8,2	2,2
Fin V5	415,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-105117,9	6,7	3,8
Fin V4	419,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-142839,3	7,6	4,7
Fin V3	422,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-184325,9	6,2	6,0
Fin V2	426,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-229705,8	7,1	6,7
Fin V1	429,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-279156,5	5,8	7,4
Fin VSP	433,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-332824,1	6,5	8,3
Axe VSP P4	436,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-390823,2	4,7	10,4
Fin VSP	440,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-333003,6	6,5	8,3
Fin V1	443,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-279515,4	5,8	7,4
Fin V2	447,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-230244,2	7,0	6,7
Fin V3	450,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-185043,9	6,1	6,1
Fin V4	454,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-143736,8	7,6	4,8
Fin V5	457,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-106194,9	6,7	3,8
Fin V6	461,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-72300,3	8,2	2,2
Fin V7	464,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-41944,6	6,9	3,2
Fin V8	468,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-15023,6	8,1	3,7
Fin V9	471,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	8555,5	6,8	4,7
Fin V10	475,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	28874,7	7,8	5,5
Fin V11	478,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	46012,4	6,1	7,1
Fin V12	482,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	60034,8	7,2	5,7
Fin V13	485,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	70996,3	5,3	7,6
Fin V14	489,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	78939,1	6,0	6,7
Fin V15	492,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	83892,5	6,1	8,8
Fin V16	496,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	85882,2	6,3	8,5
Vc P4-P5	496,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	85895,4	3,7	9,1
Fin V16	497,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	85908,5	6,3	8,5
Fin V15	500,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	84103,4	6,5	6,1
Fin V14	504,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	79334,6	6,0	6,6
Fin V13	507,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	71576,4	5,8	4,9
Fin V12	511,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	60799,4	7,3	5,6
Fin V11	514,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	46961,6	6,6	4,5
Fin V10	518,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	30008,5	8,3	3,0
Fin V9	521,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	9873,9	7,2	2,3
Fin V8	525,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-13520,7	8,5	1,4
Fin V7	528,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-40257,2	7,3	0,9
Fin V6	532,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-70428,2	8,3	2,1
Fin V5	535,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-104138,3	6,8	3,7
Fin V4	539,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-141495,6	7,6	4,6
Fin V3	542,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-182618,2	6,2	6,0
Fin V2	546,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-227633,9	7,1	6,6
Fin V1	549,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-276720,6	5,9	7,3

Fin VSP	553,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-330024,1	6,6	8,2
Axe VSP P5	556,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-387659,2	4,8	10,3
Fin VSP	560,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-329931,9	6,6	8,2
Fin V1	563,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-276536,2	5,9	7,3
Fin V2	567,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-227357,4	7,1	6,6
Fin V3	570,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-182249,5	6,3	5,9
Fin V4	574,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-141034,7	7,7	4,6
Fin V5	577,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-103585,2	6,8	3,7
Fin V6	581,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-69783,0	8,3	2,1
Fin V7	584,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-39519,7	7,0	3,1
Fin V8	588,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-12691,0	8,2	3,5
Fin V9	591,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	10795,7	6,9	4,5
Fin V10	595,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	31022,5	7,9	5,3
Fin V11	598,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	48067,8	6,3	6,9
Fin V12	602,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	61997,8	7,4	5,5
Fin V13	605,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	72866,9	5,5	7,4
Fin V14	609,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	80717,3	6,2	6,5
Fin V15	612,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	85578,3	6,2	8,6
Fin V16	616,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	87475,6	6,4	8,3
Vc P5-P6	616,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	87475,6	3,8	9,0
Fin V16	617,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	87475,6	6,4	8,3
Fin V15	620,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	85578,1	6,6	5,9
Fin V14	624,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	80716,8	6,1	6,5
Fin V13	627,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	72866,3	5,8	4,7
Fin V12	631,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	61996,9	7,4	5,4
Fin V11	634,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	48066,7	6,7	4,4
Fin V10	638,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	31021,2	8,3	2,9
Fin V9	641,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	10794,2	7,3	2,2
Fin V8	645,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-12692,7	8,5	1,3
Fin V7	648,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-39521,6	7,4	0,9
Fin V6	652,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-69785,0	8,3	2,1
Fin V5	655,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-103587,5	6,8	3,7
Fin V4	659,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-141037,2	7,7	4,6
Fin V3	662,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-182252,1	6,3	5,9
Fin V2	666,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-227360,3	7,1	6,6
Fin V1	669,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-276539,3	5,9	7,3
Fin VSP	673,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-329935,2	6,6	8,2
Axe VSP P6	676,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-387662,7	4,8	10,3
Fin VSP	680,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-330027,3	6,6	8,2
Fin V1	683,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-276723,5	5,9	7,3
Fin V2	687,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-227636,5	7,1	6,6
Fin V3	690,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-182620,5	6,2	6,0
Fin V4	694,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-141497,6	7,6	4,6
Fin V5	697,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-104140,0	6,8	3,7
Fin V6	701,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-70429,6	8,3	2,1
Fin V7	704,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-40258,3	7,0	3,1
Fin V8	708,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-13521,5	8,1	3,6
Fin V9	711,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	9873,4	6,9	4,6
Fin V10	715,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	30008,3	7,9	5,4
Fin V11	718,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	46961,7	6,2	7,0
Fin V12	722,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	60799,8	7,3	5,7
Fin V13	725,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	71577,1	5,4	7,5
Fin V14	729,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	79335,6	6,1	6,6
Fin V15	732,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	84104,7	6,1	8,8
Fin V16	736,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	85910,2	6,3	8,5
Vc P6-P7	736,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	85897,0	3,7	9,1

Fin V16	737,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	85883,9	6,3	8,5
Fin V15	740,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	83894,5	6,5	6,1
Fin V14	744,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	78941,4	6,0	6,7
Fin V13	747,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	70998,9	5,7	4,9
Fin V12	751,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	60037,7	7,3	5,6
Fin V11	754,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	46015,6	6,5	4,6
Fin V10	758,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	28878,3	8,2	3,1
Fin V9	761,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	8559,3	7,2	2,4
Fin V8	765,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-15019,4	8,4	1,5
Fin V7	768,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-41940,2	7,3	1,1
Fin V6	772,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-72295,5	8,2	2,2
Fin V5	775,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-106189,9	6,7	3,8
Fin V4	779,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-143731,5	7,6	4,8
Fin V3	782,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-185038,3	6,1	6,1
Fin V2	786,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-230238,3	7,0	6,7
Fin V1	789,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-279509,2	5,8	7,4
Fin VSP	793,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-332997,0	6,5	8,3
Axe VSP P7	796,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-390816,4	4,7	10,4
Fin VSP	800,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-332817,9	6,5	8,3
Fin V1	803,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-279151,0	5,8	7,4
Fin V2	807,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-229701,0	7,1	6,7
Fin V3	810,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-184321,9	6,2	6,0
Fin V4	814,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-142835,9	7,6	4,7
Fin V5	817,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-105115,2	6,7	3,8
Fin V6	821,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-71041,8	8,2	2,2
Fin V7	824,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-40507,3	7,0	3,1
Fin V8	828,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-13407,5	8,1	3,6
Fin V9	831,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	10350,4	6,9	4,6
Fin V10	835,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	30848,4	7,9	5,4
Fin V11	838,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	48164,9	6,3	6,9
Fin V12	842,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	62366,1	7,4	5,5
Fin V13	845,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	73506,5	5,5	7,3
Fin V14	849,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	81628,0	6,2	6,4
Fin V15	852,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	86760,2	6,3	8,5
Fin V16	856,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	88928,7	6,5	8,2
Vc P7-P8	856,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	88967,4	3,9	8,8
Fin V16	857,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	89006,2	6,5	8,2
Fin V15	860,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	87379,9	6,7	5,7
Fin V14	864,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	82789,8	6,3	6,2
Fin V13	867,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	75210,4	6,0	4,5
Fin V12	871,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	64612,3	7,6	5,2
Fin V11	874,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	50953,2	6,9	4,1
Fin V10	878,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	34179,0	8,5	2,6
Fin V9	881,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	14223,1	7,5	1,9
Fin V8	885,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-8992,6	8,7	1,0
Fin V7	888,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-35550,3	7,6	0,6
Fin V6	892,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-65542,5	8,5	1,8
Fin V5	895,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-99073,8	7,0	3,4
Fin V4	899,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-136252,3	7,9	4,4
Fin V3	902,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-177196,1	6,5	5,7
Fin V2	906,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-222033,0	7,3	6,4
Fin V1	909,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-270940,8	6,0	7,1
Fin VSP	913,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-324065,6	6,8	8,0
Axe VSP P8	916,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-381521,9	5,0	10,1
Fin VSP	920,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-324501,2	6,8	8,0
Fin V1	923,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-271812,0	6,0	7,1

Fin V2	927,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-223339,8	7,3	6,4
Fin V3	930,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-178938,4	6,4	5,8
Fin V4	934,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-138430,2	7,8	4,5
Fin V5	937,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-101687,3	6,9	3,6
Fin V6	941,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-68591,6	8,3	2,0
Fin V7	944,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-39035,0	7,1	3,0
Fin V8	948,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-12912,8	8,2	3,5
Fin V9	951,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	9867,3	6,9	4,6
Fin V10	955,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	29387,5	7,8	5,5
Fin V11	958,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	45726,2	6,1	7,1
Fin V12	962,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	58949,7	7,2	5,9
Fin V13	965,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	69112,2	5,2	7,8
Fin V14	969,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	76256,0	5,8	7,0
Fin V15	972,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	80410,5	5,8	9,2
Fin V16	976,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	81601,2	5,9	9,0
Vc P8-P9	976,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	81500,3	3,3	9,6
Fin V16	977,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	81399,3	5,9	9,0
Fin V15	980,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	78795,2	6,1	6,7
Fin V14	984,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	73227,4	5,6	7,3
Fin V13	987,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	64670,3	5,3	5,6
Fin V12	991,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	53094,3	6,8	6,4
Fin V11	994,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	38457,5	6,0	5,3
Fin V10	998,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	20705,5	7,7	3,8
Fin V9	1001,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	-228,1	6,6	3,1
Fin V8	1005,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-24421,6	7,9	2,2
Fin V7	1008,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-51957,0	6,7	1,8
Fin V6	1012,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-82927,1	7,6	2,9
Fin V5	1015,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-117436,1	6,2	4,5
Fin V4	1019,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-155592,4	7,0	5,4
Fin V3	1022,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-197513,9	5,6	6,7
Fin V2	1026,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-243328,6	6,5	7,3
Fin V1	1029,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-293214,2	5,3	7,9
Fin VSP	1033,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-347316,7	6,1	8,8
Axe VSP P9	1036,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-405750,8	4,2	11,0
Fin VSP	1040,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-346212,5	6,1	8,8
Fin V1	1043,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-291005,9	5,4	7,9
Fin V2	1047,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-240016,1	6,7	7,2
Fin V3	1050,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-193097,2	5,8	6,5
Fin V4	1054,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-150071,5	7,3	5,1
Fin V5	1057,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-110811,0	6,5	4,1
Fin V6	1061,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-75197,9	8,0	2,4
Fin V7	1064,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-43123,7	6,8	3,3
Fin V8	1068,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-14484,0	8,1	3,7
Fin V9	1071,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	10813,6	6,9	4,5
Fin V10	1075,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	32851,4	8,0	5,2
Fin V11	1078,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	51707,6	6,5	6,5
Fin V12	1082,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	67448,6	7,7	5,0
Fin V13	1085,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	80128,7	6,0	6,6
Fin V14	1089,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	89790,0	6,8	5,5
Fin V15	1092,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	96462,0	7,0	7,3
Fin V16	1096,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	100170,2	7,4	6,9
Vc P9-P10	1096,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	100428,9	4,8	7,5
Fin V16	1097,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	100687,6	7,4	6,8
Fin V15	1100,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	100601,0	7,7	4,2
Fin V14	1104,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	97550,7	7,4	4,6
Fin V13	1107,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	91511,1	7,2	2,7

Fin V12	1111,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	82452,7	8,9	3,3
Fin V11	1114,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	70333,5	8,2	2,2
Fin V10	1118,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	55098,9	9,9	0,7
Fin V9	1121,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	36682,9	8,9	0,0
Fin V8	1125,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	15006,9	10,1	-0,9
Fin V7	1128,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-10011,0	9,0	-1,2
Fin V6	1132,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-38463,5	9,8	0,0
Fin V5	1135,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-70455,0	8,3	1,7
Fin V4	1139,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-106093,8	9,2	2,7
Fin V3	1142,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-145497,8	7,7	4,1
Fin V2	1146,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-188795,0	8,6	4,9
Fin V1	1149,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-236163,1	7,2	5,7
Fin VSP	1153,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-287748,0	7,9	6,7
Axe VSP P10	1156,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-343664,6	6,2	8,7
Fin VSP	1160,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-290819,8	7,8	6,8
Fin V1	1163,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-242306,5	7,0	6,0
Fin V2	1167,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-198010,2	8,2	5,3
Fin V3	1170,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-157784,8	7,2	4,7
Fin V4	1174,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-121452,5	8,5	3,6
Fin V5	1177,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-88885,5	7,5	2,8
Fin V6	1181,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-59965,7	8,8	1,4
Fin V7	1184,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-34585,0	7,6	0,5
Fin V8	1188,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-12638,8	8,5	1,3
Fin V9	1191,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	5965,4	7,0	2,6
Fin V10	1195,23	12,0	38,2	8,0	16,1	1,5	0,2	2,2	21309,8	8,1	1,3
Fin V11	1198,73	8,0	25,5	12,0	24,1	1,4	0,2	2,2	33472,6	6,1	3,3
Fin V12	1202,23	8,0	25,5	16,0	32,2	1,3	0,2	2,1	42520,1	6,4	4,9
Fin V13	1205,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,4	0,2	2,1	48506,8	4,5	4,6
Fin V14	1209,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,4	0,2	2,0	51474,6	4,8	4,3
Fin V15	1212,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	51453,2	4,9	4,3
Fin V16	1216,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	48468,0	4,7	4,6
Fin clavage	1219,51	0,0	0,0	12,0	24,1	0,0	0,2	2,0	42991,8	2,1	3,1
1/4 VSC	1223,01	0,0	0,0	8,0	16,1	0,0	0,2	2,0	34290,8	1,8	1,4
Axe VSC	1226,51	0,0	0,0	4,0	8,0	0,0	0,2	2,0	22639,6	1,3	0,1
3/4 VSC	1230,01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8038,2	0,6	-0,9
Fin VSC	1233,51	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Note : Les valeurs ne sont pas tous égaux, c'est juste qu'on ait arrondie les chiffres pour les pouvoir mettre dans le tableau.

Tableau B-10 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge

Section	x(m)	n_f	P_f(MN)	n_c	P_c(MN)	e_f(m)	d′(m)	e_c(m)	MD240+ (KN.m)	σ_{sup} Mpa	σ_{inf} Mpa
Début VSC	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1/4 VSC	3,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	12508,6	0,9	-1,4
Axe VSC	7	0,0	0,0	4,0	8,0	0,0	0,2	2,0	35200,2	2,3	-1,3
3/4 VSC	10,5	0,0	0,0	8,0	16,1	0,0	0,2	2,0	53717,4	3,3	-0,8
Fin Clavage	14	0,0	0,0	12,0	24,1	0,0	0,2	2,0	68020,4	4,0	0,3
Fin V16	17,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	77545,0	6,9	1,3
Fin V15	20,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	83879,2	7,3	0,6
Fin V14	24,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	86088,5	7,4	0,5
Fin V13	27,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,4	0,2	2,1	84157,1	7,1	0,9
Fin V12	31,23	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,1	78129,0	9,0	1,2
Fin V11	34,73	8,0	25,5	12,0	24,1	1,4	0,2	2,2	67977,3	8,4	-0,1

Fin V10	38,23	12,0	38,2	8,0	16,1	1,5	0,2	2,2	53680,7	10,1	-1,6
Fin V9	41,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	35216,5	8,8	0,1
Fin V8	45,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	12549,7	10,0	-0,7
Fin V7	48,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-14365,2	8,7	-0,9
Fin V6	52,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-45587,4	9,5	0,5
Fin V5	55,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-81167,6	7,8	2,3
Fin V4	59,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-121206,1	8,5	3,5
Fin V3	62,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-165583,9	6,9	5,1
Fin V2	66,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-210055,9	7,8	5,8
Fin V1	69,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-259013,1	6,5	6,6
Fin VSP	73,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-312601,5	7,1	7,6
Axe VSP P1	76,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-370935,7	5,3	9,7
Fin VSP	80,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-309844,4	7,2	7,5
Fin V1	83,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-253498,9	6,6	6,4
Fin V2	87,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-201784,7	8,1	5,5
Fin V3	90,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-154555,6	7,4	4,6
Fin V4	94,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-110127,6	9,0	2,9
Fin V5	97,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-67122,0	8,5	1,5
Fin V6	101,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-28302,6	10,4	-0,6
Fin V7	104,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	6427,7	9,5	-0,2
Fin V8	108,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	37182,4	11,0	-0,4
Fin V9	111,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	64017,1	10,2	0,0
Fin V10	115,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	86990,6	11,5	0,2
Fin V11	118,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	106177,1	10,2	1,2
Fin V12	122,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	121615,3	11,5	-0,6
Fin V13	125,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	133319,0	9,8	0,9
Fin V14	129,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	141350,6	10,6	-0,3
Fin V15	132,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	145677,2	10,7	1,7
Fin V16	136,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	146340,9	10,8	1,6
Vc P1-P2	136,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	146097,3	8,2	2,3
Fin V16	137,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	145853,8	10,8	1,7
Fin V15	140,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	141776,4	10,8	-0,5
Fin V14	144,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	134011,3	10,1	0,6
Fin V13	147,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	122503,0	9,4	-0,6
Fin V12	151,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	107254,3	10,6	0,8
Fin V11	154,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	88187,1	9,4	0,5
Fin V10	158,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	65303,4	10,5	-0,3
Fin V9	161,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	38496,0	9,0	-0,1
Fin V8	165,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	7739,9	9,7	-0,3
Fin V7	168,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-27070,6	8,0	0,0
Fin V6	172,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-65989,5	8,5	1,8
Fin V5	175,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-109130,2	6,5	4,0
Fin V4	179,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-156577,6	7,0	5,5
Fin V3	182,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-207339,1	5,3	7,2
Fin V2	186,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-259574,3	5,9	8,1
Fin V1	189,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-316294,6	4,5	8,8
Fin VSP	193,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-377646,2	5,1	10,0
Axe VSP P2	196,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-443743,6	3,0	12,4
Fin VSP	200,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-379700,0	5,0	10,0
Fin V1	203,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-320402,1	4,4	9,0
Fin V2	207,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-265735,5	5,7	8,3
Fin V3	210,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-214228,2	5,0	7,5
Fin V4	214,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-163692,1	6,7	5,9
Fin V5	217,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-117531,5	6,1	4,5
Fin V6	221,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-75628,8	8,0	2,5
Fin V7	224,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-37899,6	7,1	2,9

Fin V8	228,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	-4227,2	8,7	2,9
Fin V9	231,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	25438,1	7,8	3,3
Fin V10	235,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	51205,1	9,2	3,5
Fin V11	238,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	73093,1	7,9	4,5
Fin V12	242,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	91207,1	9,4	2,5
Fin V13	245,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	105535,8	7,8	3,9
Fin V14	249,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	116161,8	8,8	2,5
Fin V15	252,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	123055,5	9,0	4,3
Fin V16	256,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	126287,9	9,3	3,9
Vc P2-P3	256,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	126410,0	6,7	4,5
Fin V16	257,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	126532,1	9,3	3,9
Fin V15	260,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	125009,1	9,6	1,4
Fin V14	264,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	119819,5	9,0	2,1
Fin V13	267,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	110894,3	8,6	0,7
Fin V12	271,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	98252,6	10,0	1,7
Fin V11	274,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	81820,8	8,9	1,1
Fin V10	278,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	61591,9	10,3	0,1
Fin V9	281,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	37475,1	8,9	-0,1
Fin V8	285,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	9439,1	9,8	-0,4
Fin V7	288,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-22622,9	8,3	-0,3
Fin V6	292,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-58755,2	8,8	1,4
Fin V5	295,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-99091,0	7,0	3,4
Fin V4	299,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-143689,4	7,6	4,8
Fin V3	302,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-191499,0	5,9	6,4
Fin V2	306,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-240917,6	6,6	7,2
Fin V1	309,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-294821,4	5,2	8,0
Fin VSP	313,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-353356,4	5,9	9,1
Axe VSP P3	316,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-416637,3	3,9	11,4
Fin VSP	320,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-353687,4	5,9	9,1
Fin V1	323,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-294715,8	5,2	8,0
Fin V2	327,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-240274,5	6,7	7,2
Fin V3	330,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-190318,4	5,9	6,3
Fin V4	334,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-141350,6	7,7	4,6
Fin V5	337,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-96264,6	7,1	3,2
Fin V6	341,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-55431,5	9,0	1,1
Fin V7	344,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-18799,0	8,1	1,6
Fin V8	348,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	13777,9	9,7	1,5
Fin V9	351,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	42328,4	8,8	1,9
Fin V10	355,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	66976,0	10,2	2,1
Fin V11	358,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	87734,9	8,9	3,0
Fin V12	362,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	104709,5	10,4	1,1
Fin V13	365,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	117894,1	8,7	2,5
Fin V14	369,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	127371,5	9,6	1,3
Fin V15	372,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	133113,2	9,8	3,2
Fin V16	376,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	135192,0	10,0	2,9
Vc P3-P4	376,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	135149,3	7,4	3,5
Fin V16	377,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	135106,5	10,0	2,9
Fin V15	380,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	132431,1	10,1	0,6
Fin V14	384,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	126087,6	9,5	1,4
Fin V13	387,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	116013,3	9,0	0,1
Fin V12	391,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	102223,4	10,2	1,3
Fin V11	394,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	84649,3	9,1	0,8
Fin V10	398,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	63281,0	10,4	-0,1
Fin V9	401,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	38030,1	8,9	-0,1
Fin V8	405,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	8864,7	9,8	-0,4
Fin V7	408,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-24322,4	8,2	-0,2

Fin V6	412,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-61573,9	8,7	1,5
Fin V5	415,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-103026,1	6,8	3,6
Fin V4	419,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-148734,1	7,3	5,0
Fin V3	422,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-197638,0	5,6	6,7
Fin V2	426,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-248171,3	6,4	7,5
Fin V1	429,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-303189,7	5,0	8,3
Fin VSP	433,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-362839,4	5,6	9,4
Axe VSP P4	436,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-427234,9	3,5	11,8
Fin VSP	440,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-363185,3	5,6	9,4
Fin V1	443,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-303732,0	4,9	8,4
Fin V2	447,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-248909,8	6,3	7,6
Fin V3	450,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-198572,9	5,6	6,7
Fin V4	454,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-149769,3	7,3	5,1
Fin V5	457,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-104266,2	6,8	3,7
Fin V6	461,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-63015,3	8,6	1,6
Fin V7	464,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-25969,0	7,8	2,1
Fin V8	468,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	7021,7	9,3	2,0
Fin V9	471,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	35984,0	8,5	2,4
Fin V10	475,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	61040,8	9,8	2,6
Fin V11	478,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	82208,4	8,5	3,6
Fin V12	482,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	99590,2	10,0	1,7
Fin V13	485,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	113181,2	8,4	3,0
Fin V14	489,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	123064,3	9,3	1,8
Fin V15	492,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	129211,3	9,5	3,6
Fin V16	496,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	131695,0	9,7	3,3
Vc P4-P5	496,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	131710,1	7,1	3,9
Fin V16	497,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	131725,1	9,7	3,3
Fin V15	500,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	129454,9	9,9	0,9
Fin V14	504,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	123516,2	9,3	1,7
Fin V13	507,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	113847,6	8,8	0,3
Fin V12	511,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	100463,5	10,1	1,5
Fin V11	514,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	83296,0	9,0	0,9
Fin V10	518,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	62334,8	10,3	0,0
Fin V9	521,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	37492,0	8,9	-0,1
Fin V8	525,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	8735,2	9,8	-0,4
Fin V7	528,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-24042,5	8,2	-0,2
Fin V6	532,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-60883,8	8,7	1,5
Fin V5	535,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-101925,3	6,9	3,6
Fin V4	539,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-147221,7	7,4	5,0
Fin V3	542,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-195713,5	5,7	6,6
Fin V2	546,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-245836,0	6,5	7,4
Fin V1	549,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-300443,6	5,0	8,2
Fin VSP	553,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-359682,5	5,7	9,3
Axe VSP P5	556,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-423667,1	3,6	11,6
Fin VSP	560,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-359596,6	5,7	9,3
Fin V1	563,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-300252,6	5,1	8,2
Fin V2	567,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-245539,8	6,5	7,4
Fin V3	570,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-195312,2	5,7	6,6
Fin V4	574,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-146702,8	7,4	4,9
Fin V5	577,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-101303,4	6,9	3,5
Fin V6	581,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-60156,2	8,8	1,4
Fin V7	584,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-23214,1	7,9	1,9
Fin V8	588,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	9672,3	9,5	1,8
Fin V9	591,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	38530,1	8,6	2,2
Fin V10	595,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	63481,9	10,0	2,4
Fin V11	598,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	84544,4	8,7	3,4

Fin V12	602,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	101820,8	10,2	1,4
Fin V13	605,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	115306,3	8,5	2,8
Fin V14	609,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	125083,8	9,4	1,5
Fin V15	612,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	131125,2	9,6	3,4
Fin V16	616,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	133503,1	9,9	3,1
Vc P5-P6	616,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	133503,1	7,3	3,7
Fin V16	617,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	133503,1	9,9	3,1
Fin V15	620,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	131127,1	10,0	0,7
Fin V14	624,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	125082,7	9,4	1,6
Fin V13	627,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	115308,5	8,9	0,2
Fin V12	631,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	101818,8	10,2	1,3
Fin V11	634,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	84546,0	9,1	0,8
Fin V10	638,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	63479,5	10,4	-0,1
Fin V9	641,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	38531,4	9,0	-0,1
Fin V8	645,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	9669,7	9,8	-0,5
Fin V7	648,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-23212,9	8,3	-0,3
Fin V6	652,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-60158,9	8,8	1,4
Fin V5	655,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-101305,0	6,9	3,5
Fin V4	659,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-146705,7	7,4	4,9
Fin V3	662,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-195315,4	5,7	6,6
Fin V2	666,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-245543,3	6,5	7,4
Fin V1	669,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-300256,3	5,1	8,2
Fin VSP	673,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-359600,6	5,7	9,3
Axe VSP P6	676,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-423670,9	3,6	11,6
Fin VSP	680,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-359685,9	5,7	9,3
Fin V1	683,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-300446,7	5,0	8,2
Fin V2	687,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-245838,8	6,5	7,4
Fin V3	690,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-195716,0	5,7	6,6
Fin V4	694,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-147223,9	7,4	5,0
Fin V5	697,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-101928,4	6,9	3,6
Fin V6	701,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-60885,0	8,7	1,5
Fin V7	704,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-24047,2	7,9	1,9
Fin V8	708,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	8735,0	9,4	1,9
Fin V9	711,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	37488,4	8,5	2,3
Fin V10	715,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	62335,6	9,9	2,5
Fin V11	718,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	83293,4	8,6	3,5
Fin V12	722,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	100464,9	10,1	1,6
Fin V13	725,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	113845,5	8,4	3,0
Fin V14	729,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	123518,0	9,3	1,7
Fin V15	732,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	129454,3	9,5	3,6
Fin V16	736,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	131727,0	9,7	3,3
Vc P6-P7	736,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	131712,0	7,1	3,9
Fin V16	737,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	131696,9	9,7	3,3
Fin V15	740,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	129215,8	9,9	0,9
Fin V14	744,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	123066,3	9,3	1,8
Fin V13	747,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	113187,1	8,8	0,4
Fin V12	751,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	99592,5	10,1	1,6
Fin V11	754,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	82214,9	9,0	1,0
Fin V10	758,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	61043,9	10,2	0,1
Fin V9	761,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	35991,4	8,8	0,1
Fin V8	765,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	7025,7	9,7	-0,2
Fin V7	768,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-25960,9	8,1	-0,1
Fin V6	772,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-63010,2	8,6	1,6
Fin V5	775,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-104259,8	6,8	3,7
Fin V4	779,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-149763,2	7,3	5,1
Fin V3	782,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-198566,7	5,6	6,7

Fin V2	786,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-248903,3	6,3	7,6
Fin V1	789,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-303725,1	4,9	8,4
Fin VSP	793,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-363178,1	5,6	9,4
Axe VSP P7	796,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-427227,0	3,5	11,8
Fin VSP	800,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-362832,3	5,6	9,4
Fin V1	803,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-303183,4	5,0	8,3
Fin V2	807,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-248165,7	6,4	7,5
Fin V3	810,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-197633,2	5,6	6,7
Fin V4	814,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-148730,1	7,3	5,0
Fin V5	817,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-103024,5	6,8	3,6
Fin V6	821,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-61571,2	8,7	1,5
Fin V7	824,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-24324,3	7,8	2,0
Fin V8	828,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	8866,2	9,4	1,9
Fin V9	831,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	38027,1	8,6	2,2
Fin V10	835,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	63281,2	10,0	2,4
Fin V11	838,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	84645,0	8,7	3,3
Fin V12	842,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	102222,1	10,2	1,4
Fin V13	845,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	116007,3	8,6	2,7
Fin V14	849,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	126084,3	9,5	1,4
Fin V15	852,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	132424,8	9,7	3,3
Fin V16	856,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	135101,2	10,0	2,9
Vc P7-P8	856,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	135143,8	7,4	3,5
Fin V16	857,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	135186,4	10,0	2,9
Fin V15	860,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	133109,3	10,2	0,5
Fin V14	864,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	127363,8	9,6	1,3
Fin V13	867,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	117889,2	9,1	-0,1
Fin V12	871,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	104700,0	10,4	1,0
Fin V11	874,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	87728,4	9,3	0,5
Fin V10	878,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	66965,0	10,6	-0,4
Fin V9	881,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	42320,7	9,2	-0,5
Fin V8	885,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	13765,7	10,0	-0,8
Fin V7	888,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-18809,9	8,5	-0,6
Fin V6	892,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-55444,7	9,0	1,1
Fin V5	895,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-96280,2	7,1	3,2
Fin V4	899,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-141365,0	7,7	4,6
Fin V3	902,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-190332,0	5,9	6,3
Fin V2	906,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-240288,8	6,7	7,2
Fin V1	909,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-294730,7	5,2	8,0
Fin VSP	913,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-353705,5	5,9	9,1
Axe VSP P8	916,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-416656,1	3,9	11,4
Fin VSP	920,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-353373,3	5,9	9,1
Fin V1	923,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-294836,4	5,2	8,0
Fin V2	927,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-240930,6	6,6	7,2
Fin V3	930,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-191510,0	5,9	6,4
Fin V4	934,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-143698,1	7,6	4,8
Fin V5	937,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-99101,8	7,0	3,4
Fin V6	941,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-58759,9	8,8	1,4
Fin V7	944,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-22629,6	7,9	1,8
Fin V8	948,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	9438,5	9,4	1,8
Fin V9	951,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	37472,7	8,5	2,3
Fin V10	955,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	61595,5	9,9	2,6
Fin V11	958,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	81822,4	8,5	3,6
Fin V12	962,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	98259,9	9,9	1,8
Fin V13	965,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	110900,4	8,2	3,3
Fin V14	969,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	119830,5	9,0	2,1
Fin V15	972,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	125022,8	9,2	4,1

Fin V16	976,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	126546,7	9,3	3,9
Vc P8-P9	976,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	126424,9	6,7	4,5
Fin V16	977,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	126303,0	9,3	3,9
Fin V15	980,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	123076,3	9,4	1,6
Fin V14	984,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	116180,8	8,8	2,5
Fin V13	987,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	105560,5	8,2	1,2
Fin V12	991,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	91230,3	9,5	2,4
Fin V11	994,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	73122,2	8,3	1,9
Fin V10	998,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	51232,9	9,6	1,0
Fin V9	1001,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	25466,1	8,2	1,0
Fin V8	1005,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	-4194,5	9,0	0,6
Fin V7	1008,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-37868,3	7,5	0,8
Fin V6	1012,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-75591,0	8,0	2,5
Fin V5	1015,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-117495,3	6,1	4,5
Fin V4	1019,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-163649,5	6,7	5,9
Fin V3	1022,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-214187,6	5,0	7,5
Fin V2	1026,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-265694,3	5,7	8,3
Fin V1	1029,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-320359,0	4,4	9,0
Fin VSP	1033,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-379655,0	5,0	10,0
Axe VSP P9	1036,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-443696,7	3,0	12,4
Fin VSP	1040,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-377604,1	5,1	10,0
Fin V1	1043,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-316257,4	4,5	8,8
Fin V2	1047,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-259541,9	6,0	8,0
Fin V3	1050,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-207311,5	5,3	7,2
Fin V4	1054,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-156552,2	7,0	5,5
Fin V5	1057,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-109114,4	6,5	4,0
Fin V6	1061,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-65974,9	8,5	1,8
Fin V7	1064,73	16,0	51,0	4,0	8,0	1,8	0,2	2,5	-27065,3	7,7	2,2
Fin V8	1068,23	16,0	51,0	8,0	16,1	1,7	0,2	2,4	7744,1	9,4	1,9
Fin V9	1071,73	12,0	38,2	12,0	24,1	1,6	0,2	2,3	38491,2	8,6	2,2
Fin V10	1075,23	12,0	38,2	16,0	32,2	1,5	0,2	2,2	65297,4	10,1	2,2
Fin V11	1078,73	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,2	88179,9	8,9	3,0
Fin V12	1082,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,3	0,2	2,1	107238,4	10,5	0,9
Fin V13	1085,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	122486,0	9,0	2,0
Fin V14	1089,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,4	0,2	2,1	133985,9	10,1	0,6
Fin V15	1092,73	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	141750,3	10,4	2,2
Fin V16	1096,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	145819,9	10,8	1,7
Vc P9-P10	1096,73	0,0	0,0	28,0	56,3	0,0	0,2	2,0	146062,9	8,2	2,3
Fin V16	1097,23	4,0	12,7	28,0	56,3	1,3	0,2	2,0	146305,8	10,8	1,6
Fin V15	1100,73	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,0	145642,0	11,1	-0,9
Fin V14	1104,23	4,0	12,7	24,0	48,3	1,3	0,2	2,1	141308,4	10,6	-0,2
Fin V13	1107,73	4,0	12,7	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	133277,2	10,2	-1,7
Fin V12	1111,23	8,0	25,5	20,0	40,2	1,4	0,2	2,1	121567,2	11,6	-0,7
Fin V11	1114,73	8,0	25,5	16,0	32,2	1,4	0,2	2,2	106122,7	10,6	-1,3
Fin V10	1118,23	12,0	38,2	12,0	24,1	1,5	0,2	2,2	86937,5	11,9	-2,2
Fin V9	1121,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	63958,0	10,5	-2,3
Fin V8	**1125,23**	**16,0**	**51,0**	**4,0**	**8,0**	**1,7**	**0,2**	**2,4**	**37111,8**	**11,4**	**-2,6**
Fin V7	1128,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	6364,0	9,8	-2,4
Fin V6	1132,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-28378,2	10,3	-0,6
Fin V5	1135,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-67209,8	8,5	1,5
Fin V4	1139,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-110217,7	9,0	3,0
Fin V3	1142,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-154663,9	7,4	4,6
Fin V2	1146,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-201898,2	8,1	5,5
Fin V1	1149,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-253617,7	6,6	6,4
Fin VSP	1153,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-309968,3	7,2	7,5
Axe VSP P10	1156,73	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-371064,9	5,3	9,7

Fin VSP	1160,23	32,0	101,9	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0	-312710,8	7,1	7,6
Fin V1	1163,73	28,0	89,2	0,0	0,0	2,9	0,0	0,0	-259102,6	6,4	6,6
Fin V2	1167,23	28,0	89,2	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	-210125,6	7,8	5,8
Fin V3	1170,73	24,0	76,4	0,0	0,0	2,4	0,0	0,0	-165633,8	6,9	5,1
Fin V4	1174,23	24,0	76,4	0,0	0,0	2,3	0,0	0,0	-121244,8	8,5	3,5
Fin V5	1177,73	20,0	63,7	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-81179,6	7,8	2,3
Fin V6	1181,23	20,0	63,7	0,0	0,0	1,9	0,0	0,0	-45573,6	9,5	0,5
Fin V7	1184,73	16,0	51,0	0,0	0,0	1,8	0,0	0,0	-14342,9	8,7	-0,9
Fin V8	1188,23	16,0	51,0	4,0	8,0	1,7	0,2	2,4	12598,5	10,0	-0,7
Fin V9	1191,73	12,0	38,2	8,0	16,1	1,6	0,2	2,3	35291,5	8,8	0,1
Fin V10	1195,23	12,0	38,2	8,0	16,1	1,5	0,2	2,2	53776,2	10,1	-1,6
Fin V11	1198,73	8,0	25,5	12,0	24,1	1,4	0,2	2,2	68092,7	8,4	-0,1
Fin V12	1202,23	8,0	25,5	16,0	32,2	1,3	0,2	2,1	78269,4	8,9	1,2
Fin V13	1205,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,4	0,2	2,1	84337,2	7,1	0,8
Fin V14	1209,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,4	0,2	2,0	86285,5	7,4	0,4
Fin V15	1212,73	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	84099,7	7,3	0,6
Fin V16	1216,23	4,0	12,7	16,0	32,2	1,3	0,2	2,0	77805,6	6,9	1,2
Fin clavage	1219,51	0,0	0,0	12,0	24,1	0,0	0,2	2,0	68125,5	4,0	0,2
1/4 VSC	1223,01	0,0	0,0	8,0	16,1	0,0	0,2	2,0	53789,8	3,3	-0,8
Axe VSC	1226,51	0,0	0,0	4,0	8,0	0,0	0,2	2,0	35250,7	2,3	-1,4
3/4 VSC	1230,01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	12523,1	0,9	-1,4
Fin VSC	1233,51	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Note : Les valeurs ne sont pas tous égaux, c'est juste qu'on ait arrondie les chiffres pour les pouvoir mettre dans le tableau, et on a calculé pour les trois cas Al3, D240+ ,D240- mais on mis dans le tableau le cas défavorable qu'est le D240+.

Tableau B-11 : Modes propres Résultats Robot structural Analysis 2019

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées			Masse modale		
			Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)
1	0,24	4,17	49,57	0	0	49,57	0	0
2	0,36	2,81	49,57	34,42	0	0	34,42	0
3	0,38	2,63	49,57	34,87	0	0	0,45	0
4	0,43	2,34	49,57	49,48	0	0	14,6	0
5	0,49	2,06	49,57	51,08	0	0	1,6	0
6	0,57	1,74	49,57	54,49	0	0	3,4	0
7	0,64	1,56	49,57	54,49	0	0	0	0
8	0,71	1,41	49,57	54,49	0	0	0	0
9	0,73	1,38	49,57	54,49	0	0	0	0
10	0,77	1,29	52,19	54,49	0	2,62	0	0
11	0,78	1,28	54,45	54,49	0	2,26	0	0
12	0,79	1,27	59,09	54,49	0	4,64	0	0
13	0,82	1,21	62,86	54,49	0	3,77	0	0
14	0,85	1,18	62,86	54,49	0,05	0	0	0,04
15	0,86	1,17	62,86	55,91	0,05	0	1,42	0

16	0,93	1,07	66,34	55,91	0,05	3,48	0	0
17	0,94	1,06	66,34	65,45	0,05	0	9,54	0
18	1	1	66,34	65,45	0,05	0	0	0
19	1,01	0,99	69,77	65,45	0,05	3,42	0	0
20	1,16	0,86	69,77	65,45	0,23	0	0	0,18
21	1,18	0,85	69,77	65,59	0,23	0	0,14	0
22	1,31	0,77	69,77	66,41	0,23	0	0,82	0
23	1,34	0,74	69,77	66,41	0,23	0	0	0
24	1,44	0,69	69,77	66,41	0,23	0	0	0
25	1,5	0,67	69,77	67,38	0,23	0	0,97	0
26	1,53	0,65	69,77	67,38	1,06	0	0	0,84
27	1,66	0,6	69,77	67,45	1,06	0	0,07	0
28	1,72	0,58	69,77	67,45	1,06	0	0	0
29	1,86	0,54	69,77	68,59	1,06	0	1,15	0
30	1,9	0,53	69,77	68,59	15,88	0	0	14,82
31	2,07	0,48	69,77	68,74	15,88	0	0,15	0
32	2,25	0,44	72,02	68,74	15,88	2,25	0	0
33	2,28	0,44	72,02	69,46	15,88	0	0,72	0
34	2,32	0,43	72,02	69,46	16,46	0	0	0,58
35	2,33	0,43	72,02	69,46	30,14	0	0	13,68
36	2,45	0,41	72,02	69,51	30,14	0	0,05	0
37	2,47	0,4	73,46	69,51	30,14	1,44	0	0
38	2,56	0,39	73,46	75,91	30,14	0	6,39	0
39	2,68	0,37	75,52	75,91	30,14	2,06	0	0
40	2,71	0,37	75,52	78,01	30,14	0	2,1	0
41	2,9	0,35	75,52	78,01	30,14	0	0	0
42	2,92	0,34	75,52	78,01	30,14	0	0	0
43	2,99	0,33	75,52	78,02	30,14	0	0,01	0
44	3,01	0,33	76,24	78,02	30,14	0,72	0	0
45	3,1	0,32	76,24	78,02	30,33	0	0	0,19
46	3,12	0,32	76,24	81,19	30,33	0	3,18	0
47	3,2	0,31	76,24	81,24	30,33	0	0,05	0
48	3,34	0,3	76,24	81,24	30,33	0	0	0
49	3,47	0,29	76,24	81,47	30,33	0	0,23	0
50	3,6	0,28	76,24	81,47	30,46	0	0	0,13
51	3,75	0,27	76,24	81,49	30,46	0	0,02	0
52	3,86	0,26	76,24	81,49	30,46	0	0	0
53	3,87	0,26	77,71	81,49	30,46	1,48	0	0
54	3,9	0,26	79	81,49	30,46	1,28	0	0
55	3,97	0,25	79	81,49	30,46	0,01	0	0
56	3,97	0,25	80,47	81,49	30,46	1,47	0	0

57	3,99	0,25	81,92	81,49	30,46	1,44	0	0
58	4,13	0,24	81,92	81,49	30,53	0	0	0,07
59	4,14	0,24	81,92	82,65	30,53	0	1,16	0
60	4,27	0,23	81,92	82,65	30,53	0	0	0
61	4,35	0,23	83,34	82,65	30,53	1,42	0	0
62	4,38	0,23	83,34	82,65	30,53	0	0	0
63	4,52	0,22	83,34	82,65	30,53	0	0	0
64	4,6	0,22	83,34	82,65	30,56	0	0	0,03
65	4,75	0,21	83,34	82,65	30,57	0	0	0
66	4,78	0,21	83,34	83,8	30,57	0	1,15	0
67	5,04	0,2	84,66	83,8	30,57	1,32	0	0
68	5,27	0,19	84,66	83,83	30,57	0	0,03	0
69	5,53	0,18	85,91	83,83	30,57	1,25	0	0
70	5,63	0,18	85,96	83,83	30,57	0,05	0	0
71	5,71	0,17	85,96	83,91	30,57	0	0,08	0
72	6,21	0,16	85,96	83,97	30,57	0	0,06	0
73	6,53	0,15	85,96	83,97	30,59	0	0	0,02
74	6,64	0,15	85,96	83,97	30,59	0	0	0
75	6,7	0,15	85,96	84	30,59	0	0,04	0
76	6,83	0,15	85,96	84	30,67	0	0	0,08
77	7,03	0,14	85,99	84	30,67	0,03	0	0
78	7,08	0,14	85,99	84	30,69	0	0	0,02
79	7,18	0,14	85,99	84	30,69	0	0	0
80	7,35	0,14	85,99	84	30,85	0	0	0,16
81	7,63	0,13	85,99	84	30,93	0	0	0,08
82	7,64	0,13	85,99	84,01	30,93	0	0,01	0
83	7,89	0,13	85,99	84,01	31,38	0	0	0,45
84	8,01	0,12	85,99	84,11	31,38	0	0,09	0
85	8,12	0,12	85,99	84,11	34,33	0	0	2,94
86	8,22	0,12	85,99	84,13	34,33	0	0,02	0
87	8,31	0,12	85,99	84,13	44,84	0	0	10,51
88	8,33	0,12	86,15	84,13	44,84	0,17	0	0
89	8,58	0,12	86,15	84,13	49,35	0	0	4,52
90	8,68	0,12	86,15	84,22	49,35	0	0,1	0

Tableau B-12 : Evaluation des déplacements des tabliers suivant l'axe X

Pile	Cas	Ux (cm)
Pile 01	G+E1	4,8

Pile 01	G+E2	1,4
Pile 01	G+E3	1,4
Pile 02	G+E1	3,5
Pile 02	G+E2	1
Pile 02	G+E3	1
Pile 03	G+E1	11,8
Pile 03	G+E2	3,6
Pile 03	G+E3	3,6
Pile 04	G+E1	12,7
Pile 04	G+E2	3,8
Pile 04	G+E3	3,8
Pile 05	G+E1	14,2
Pile 05	G+E2	4,3
Pile 05	G+E3	4,3
Pile 06	G+E1	24,6
Pile 06	G+E2	7,4
Pile 06	G+E3	7,4
Pile 07	G+E1	14,7
Pile 07	G+E2	4,4
Pile 07	G+E3	4,4
Pile 08	G+E1	14,7
Pile 08	G+E2	4,4
Pile 08	G+E3	4,4
Pile 09	G+E1	14,9
Pile 09	G+E2	4,5
Pile 09	G+E3	4,5
Pile 10	G+E1	1,5
Pile 10	G+E2	0,5
Pile 10	G+E3	0,5

Tableau B-13 : les sollicitations agissant sur la culée

Désignation	P(KN)	P*K_h	P*(1+-K_v)	Bl suivant x	Bl suivant y	Mr	Ms
Poids de remblai	4773,4	0	4773,4	3,56	6,28	0	16993,304
	4773,4	954,68	5059,804	3,56	6,28	5995,3904	18012,9022
	4773,4	954,68	4486,996	3,56	6,28	5995,3904	15973,7058
Poussée des terres	2879,5	0	2879,5	/	2,97	8552,115	/
	3895,8	4129,548	/	/	2,97	12264,7576	/
	4065,18	3821,2692	/	/	2,97	11349,1695	/
Semelle	4836,1	0	4836,1	0	1	0	0
	4836,1	967,22	5126,266	0	1	967,22	0
	4836,1	967,22	4545,934	0	1	967,22	0
Mur frontal	3381,72	0	3381,72	0,495	3,34	1673,9514	0
	3381,72	676,344	3584,6232	0,495	3,34	1774,38848	2258,98896

	3381,72	676,344	3178,8168	0,495	3,34	1573,51432	2258,98896
Mur retour	717,37	0	717,37	3,52	6,32	0	2525,1424
	717,37	143,474	760,4122	3,52	6,32	906,75568	2676,65094
	717,37	143,474	674,3278	3,52	6,32	906,75568	2373,63386
Mur garde grève	965,26	0	965,26	1,06	7,01	0	1023,1756
	965,26	193,052	1023,1756	1,06	7,01	1353,29452	1084,56614
	965,26	193,052	907,3444	1,06	7,01	1353,29452	961,785064
Poids des surcharges	712,8	0	712,8	4,42	8,91	0	3150,576
	712,8	142,56	755,568	4,42	8,91	1270,2096	3339,61056
	712,8	142,56	670,032	4,42	8,91	1270,2096	2961,54144
Poussée des surcharges	359,49	0	359,49	/	4,45	1599,7305	/
	486,37	515,5522	/	/	4,45	2294,20729	/
	507,51	477,0594	/	/	4,45	2122,91433	/
Dalle de transition	326,4	0	326,4	3,45	6,91	0	1126,08
	326,4	65,28	345,984	3,45	6,91	451,0848	1193,6448
	326,4	65,28	306,816	3,45	6,91	451,0848	1058,5152

ANNEXE C

FERRAILLAGE

Ferraillage de VSP

Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en flexion simple)

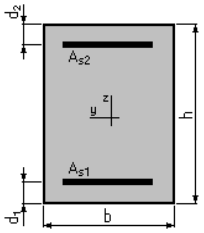
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-86,02	-523,10
Etat **L**imite de **S**ervice	-63,72	-391,53
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 22,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -86,02 (kN*m) M_{min} = -523,10 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)
Bras de levier: Z = 72,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,91 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -63,72 (kN*m) M_{min} = -391,53 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,5 (cm)
Bras de levier: Z = 68,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VSP

Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en flexion simple)

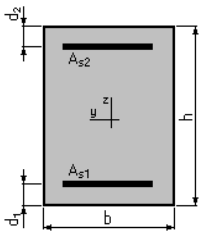
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	110,67	-255,52
Etat **L**imite de **S**ervice	83,16	-191,43
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 25,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)
théorique ρ = 1,02 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 110,67 (kN*m) M_{min} = -255,52 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)
Bras de levier: Z = 32,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,20 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 91,2 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 83,16 (kN*m) M_{min} = -191,43 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,2 (cm)
Bras de levier: Z = 30,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 246,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 78,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP

Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en flexion simple)

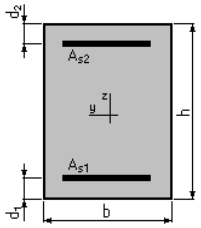
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 24,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	190,48	-15,32
Etat **L**imite de **S**ervice	142,81	-8,36
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 36,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 3,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 2,08 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 190,48 (kN*m) M_{min} = -15,32 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 9,4 (cm)
Bras de levier: Z = 15,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 142,81 (kN*m) M_{min} = -8,36 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)
Bras de levier: Z = 15,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 5,1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 7,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

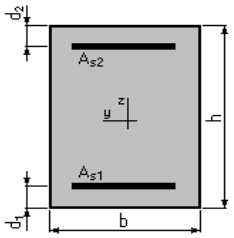
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	741,95	319,00
2.	ELS	555,42	239,59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,73 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 741,95 (kN) M = 319,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,43 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,7 (cm)
Bras de levier: Z = 36,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,79 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 237,5 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 555,42 (kN) M = 239,59 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,3 (cm)
Bras de levier: Z = 34,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 104,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

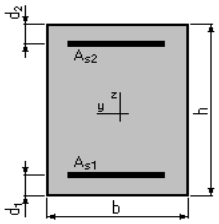
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	741,95	-207,39
2.	ELS	555,42	-155,21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,29 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 741,95 (kN) M = -207,39 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 36,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,58 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 202,3 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 555,42 (kN) M = -155,21 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,3 (cm)
Bras de levier: Z = 35,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 89,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VSP
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A2 en Flexion Composée)

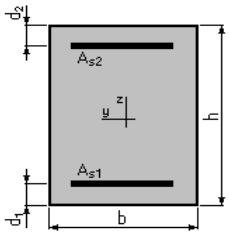
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	778,86	137,10
2.	ELS	582,76	102,89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,26 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 778,86 (kN) M = 137,10 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 3,95 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 19,4 (cm)
Bras de levier: Z = 32,2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,71 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 582,76 (kN) M = 102,89 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 3,64
Position de l'axe neutre: y = 21,7 (cm)
Bras de levier: Z = 32,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 14,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 51,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A2 en Flexion Composée)

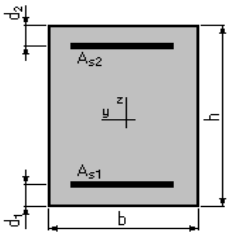
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	778,86	-233,49
2.	ELS	582,76	-174,80

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,37 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 778,86 (kN) M = -233,49 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,51 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)
Bras de levier: Z = 36,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,71 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 223,5 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 582,76 (kN) M = -174,80 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,7 (cm)
Bras de levier: Z = 35,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 95,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

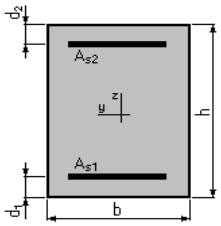
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	820,92	266,69
2.	ELS	613,92	218,32

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,57 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 820,92 (kN) M = 266,69 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,72 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)
Bras de levier: Z = 36,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,25 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 319,4 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 613,92 (kN) M = 218,32 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,4 (cm)
Bras de levier: Z = 34,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 105,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VSP
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

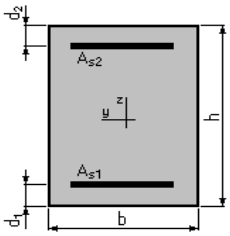
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	820,92	-235,70
2.	ELS	613,92	-196,29

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,45 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 820,92 (kN) M = -235,70 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,85 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10,1 (cm)
Bras de levier: Z = 35,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,40 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 345,0 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 613,92 (kN) M = -196,29 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,1 (cm)
Bras de levier: Z = 35,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 101,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VSP
Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

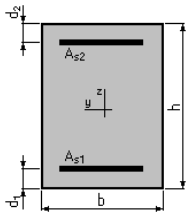
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	328,21	-234,42
Etat **L**imite de **S**ervice	245,97	-176,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,5 (cm2)
théorique ρ = 0,32 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 328,21 (kN*m) M_{min} = -234,42 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,0 (cm)
Bras de levier: Z = 73,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,57 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 245,97 (kN*m) M_{min} = -176,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,0 (cm)
Bras de levier: Z = 70,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 19,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 19,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VC

Hourdis supérieur (Calcul de Section S1 en flexion simple)

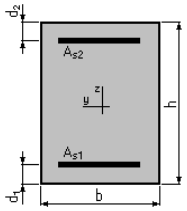
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-86,54	-526,78
Etat **L**imite de **S**ervice	-64,10	-394,29
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 23,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,31 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -86,54 (kN*m) M_{min} = -526,78 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)
Bras de levier: Z = 72,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,92 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -64,10 (kN*m) M_{min} = -394,29 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,6 (cm)
Bras de levier: Z = 68,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC

Hourdis supérieur (Calcul de Section S2 en flexion simple)

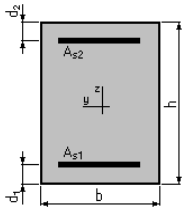
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	81,37	-210,99
Etat **L**imite de **S**ervice	61,19	-158,08
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)
théorique ρ = 0,81 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 81,37 (kN*m) M_{min} = -210,99 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 32,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,86 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 32,9 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 61,19 (kN*m) M_{min} = -158,08 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,4 (cm)
Bras de levier: Z = 31,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 247,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 67,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC

Hourdis supérieur (Calcul de Section S3 en flexion simple)

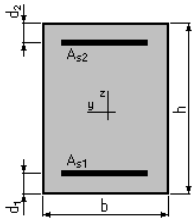
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 24,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	175,64	-8,39
Etat **L**imite de **S**ervice	131,68	-6,34
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 33,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 3,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)
théorique ρ = 1,92 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 175,64 (kN*m) M_{min} = -8,39 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8,6 (cm)
Bras de levier: Z = 15,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 131,68 (kN*m) M_{min} = -6,34 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,5 (cm)
Bras de levier: Z = 15,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 4,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 5,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

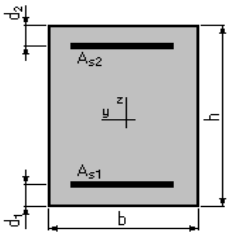
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	724,08	293,07
2.	ELS	542,03	220,21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 14,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,64 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 724,08 (kN) M = 293,07 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,44 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)
Bras de levier: Z = 36,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,70 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 222,4 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 542,03 (kN) M = 220,21 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,1 (cm)
Bras de levier: Z = 35,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 100,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VC
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

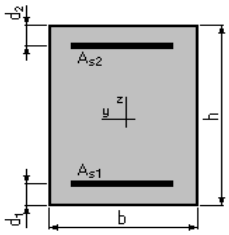
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	724,08	-250,89
2.	ELS	542,03	-187,80

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 10,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,47 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 724,08 (kN) M = -250,89 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,47 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 36,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,60 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 204,2 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 542,03 (kN) M = -187,80 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,7 (cm)
Bras de levier: Z = 35,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 95,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A2 en Flexion Composée)

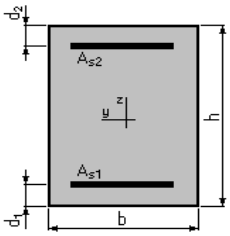
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	734,31	214,38
2.	ELS	549,61	161,10

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 7,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,32 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 734,31 (kN) M = 214,38 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 36,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,59 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 202,6 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 549,61 (kN) M = 161,10 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,3 (cm)
Bras de levier: Z = 35,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 90,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VC
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A2 en Flexion Composée)

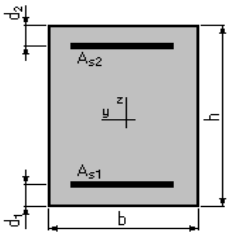
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	734,31	-233,49
2.	ELS	549,61	-174,80

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,39 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 734,31 (kN) M = -233,49 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,50 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 36,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,59 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 203,3 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 549,61 (kN) M = -174,80 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,5 (cm)
Bras de levier: Z = 35,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 93,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

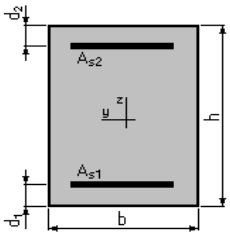
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	763,57	141,30
2.	ELS	571,28	106,26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,26 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 763,57 (kN) M = 141,30 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 3,70 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 17,8 (cm)
Bras de levier: Z = 32,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 4,36 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 571,28 (kN) M = 106,26 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 3,04
Position de l'axe neutre: y = 20,4 (cm)
Bras de levier: Z = 33,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 16,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 52,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de VC
Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A3 en Flexion Composée)

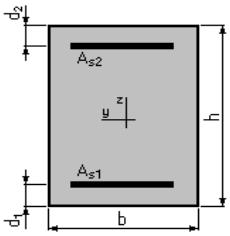
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	763,57	-192,27
2.	ELS	571,28	-143,92

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225,0 (cm2)
théorique ρ = 0,26 (%)
minimum ρ_{min} = 0,26 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 763,57 (kN) M = -192,27 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,83 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 9,3 (cm)
Bras de levier: Z = 36,3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,05 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 283,4 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 571,28 (kN) M = -143,92 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,16
Position de l'axe neutre: y = 15,0 (cm)
Bras de levier: Z = 35,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 216,3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 86,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de VC
Hourdis inférieur (Calcul de Section I1 en Flexion Simple)

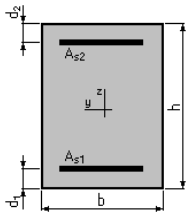
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	132,41	-119,20
Etat **L**imite de **S**ervice	99,35	-86,55
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 18,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 15,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,6 (cm2)
théorique ρ = 1,37 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 132,41 (kN*m) M_{min} = -119,20 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)
Bras de levier: Z = 23,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,51 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 99,35 (kN*m) M_{min} = -86,55 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,6 (cm)
Bras de levier: Z = 22,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 44,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de Mur garde grève
Calcul de section en flexion simple

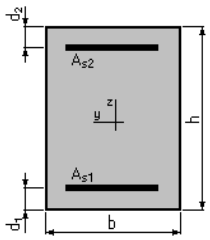
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	256,41	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	191,33	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 15,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,8 (cm2)
théorique ρ = 0,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 256,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,9 (cm)
Bras de levier: Z = 53,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,97 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 191,33 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,7 (cm)
Bras de levier: Z = 50,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

DIAB Mohammed
ZOUAI Sofiane

Ferraillage de Mur frontal
Calcul de section en flexion composée

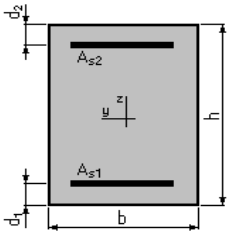
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 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 (cm)
h = 385,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	1464,33	2377,51

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 38,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 38,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 77,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1925,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 1464,33 (kN) M = 2377,51 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,48
Position de l'axe neutre: y = 175,6 (cm)
Bras de levier: Z = 321,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 7,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 18,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de Mur en retour dans le sens horizontal
Calcul de section en flexion simple

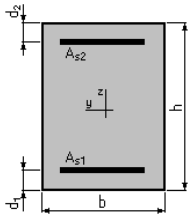
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	150,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 11,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,21 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 150,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,3 (cm)
Bras de levier: Z = 50,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de Mur en retour dans le sens vertical
Calcul de section en flexion simple

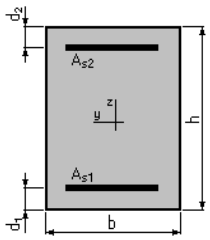
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	125,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,8 (cm2)
théorique ρ = 0,18 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 125,00 (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 = 51,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 24,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition
Calcul de section en flexion simple

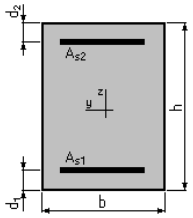
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	138,11	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	102,60	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 18,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)
théorique ρ = 0,75 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 138,11 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,0 (cm)
Bras de levier: Z = 22,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,16 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 102,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,4 (cm)
Bras de levier: Z = 21,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de corbeau
Calcul de section en compression

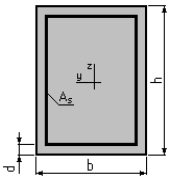
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d = 5,0 (cm)



3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	102,60
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 6000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 5684,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 1800000,0	(cm4)	Inertie	I_z = 5000000,0	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 17,3	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	λ_y = 17,3		Elancement	λ_z = 10,4	
	α = 0,00		N_u (béton seul)	= 0,00	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 12,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 12,8 (cm2)
Section maximum	$A_{s\ max}$ = 300,0 (cm2)
théorique	ρ = 0,32 (%)
minimum	ρ_{min} = 0,21 (%)
maximum	ρ_{max} = 5,00 (%)

ANNEXE D

CATALOGUES

D.1 Type d'ancrage

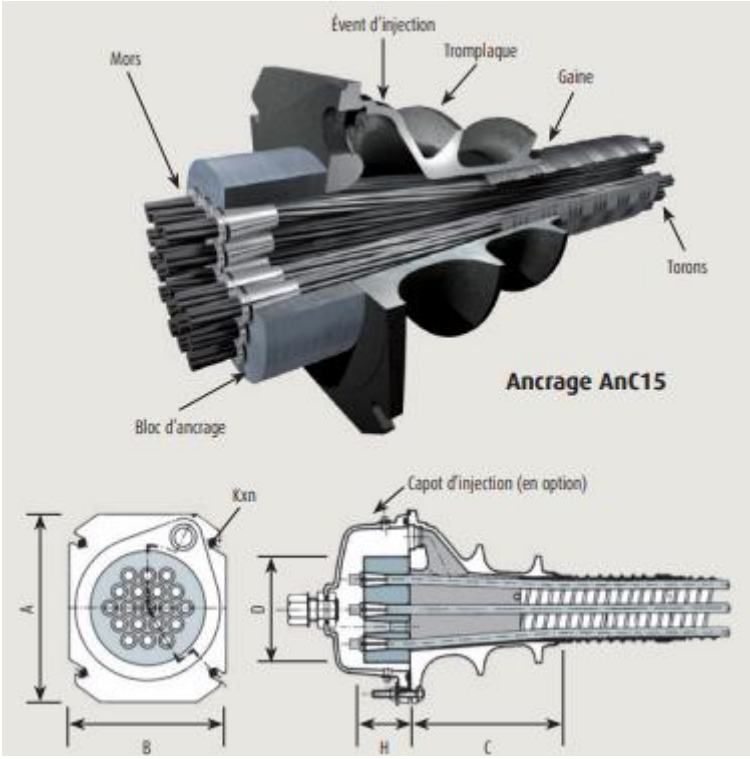


Figure D-1 : Plaque d'ancrage de type C

Tableau D-1 : Dimensions de la plaque d'ancrage

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

D.2 Les armatures d'ancrage

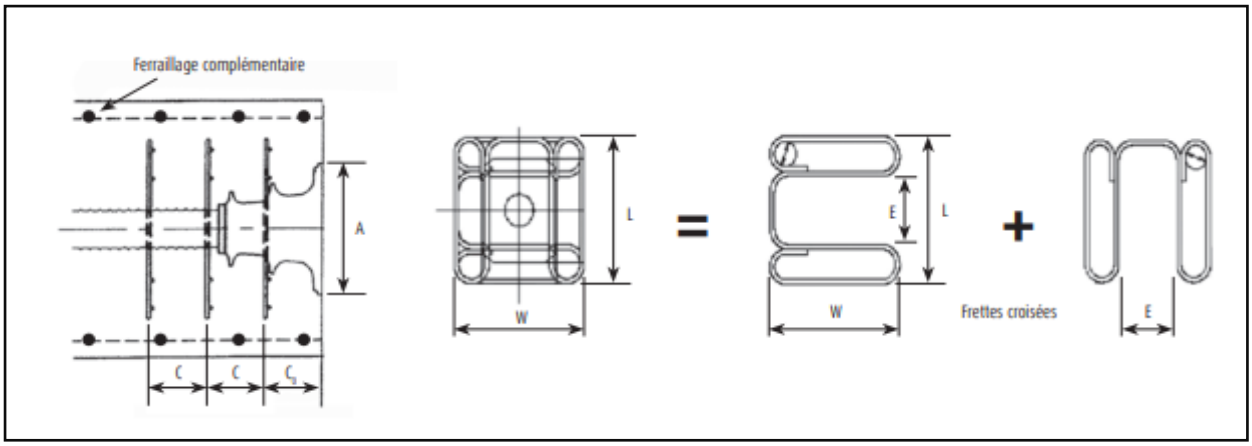


Figure D-2 : Détails des armatures

Tableau D-2 : Armatures de chaque type d'ancrage

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4
22C15	3	170	140	20	118	215	570	130	16	6
25C15	3	200	160	20	135	220	610	175	20	5
27C15	3	175	170	20	130	250	630	130	20	6
31C15	3	210	150	20	130	255	670	140	20	6
37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6

D.3 Les appareils d'appuis

Agom V-Max Fixed Bearings

Fixed bearing type AGPF (*Vertical load - Horizontal longitudinal load - Horizontal transversal load*).
For example *AGPF 500-75-75* means: Vertical load $N_{,Rd}$ = 500 kN, Horizontal longitudinal load $V_{x,Rd}$ = 75 kN, Horizontal transversal load $V_{y,Rd}$ = 75 kN.

Bearing type	Bearing Dimensions						Weight
	ØB	H	nZ	ØZ	LZ	A	W
	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
V-Max AGPF 500-75-75	210	56	2	30	122	290	23
V-Max AGPF 1000-150-150	220	56	2	30	122	300	24
V-Max AGPF 1500-225-225	260	60	2	40	140	360	38
V-Max AGPF 2000-300-300	300	62	2	40	140	400	45
V-Max AGPF 2500-375-375	340	69	2	50	188	460	74
V-Max AGPF 3000-450-450	366	69	4	40	140	466	99
V-Max AGPF 4000-600-600	426	81	4	40	140	526	127
V-Max AGPF 5000-750-750	476	85	4	50	188	596	197
V-Max AGPF 6000-900-900	516	88	4	50	188	636	217
V-Max AGPF 7000-1050-1050	560	96	4	60	235	700	300
V-Max AGPF 8000-1200-1200	600	95	4	60	235	740	318
V-Max AGPF 9000-1350-1350	640	104	4	60	235	780	362
V-Max AGPF 10000-1500-1500	676	113	4	60	235	816	409
V-Max AGPF 12000-1800-1800	736	111	4	70	282	896	537
V-Max AGPF 14000-2100-2100	810	128	4	80	330	990	788
V-Max AGPF 16000-2400-2400	850	142	4	80	330	1030	885
V-Max AGPF 18000-2700-2700	900	142	4	80	330	1080	940
V-Max AGPF 20000-3000-3000	970	151	4	90	375	1170	1244
V-Max AGPF 22500-3375-3375	1020	159	4	90	375	1220	1361
V-Max AGPF 25000-3750-3750	1080	167	4	100	420	1300	1705
V-Max AGPF 27500-4125-4125	1140	185	4	100	420	1360	1957
V-Max AGPF 30000-4500-4500	1180	174	6	90	375	1380	2269
V-Max AGPF 35000-5250-5250	1280	191	6	100	420	1500	3033
V-Max AGPF 40000-6000-6000	1370	199	6	100	420	1590	3318
V-Max AGPF 45000-6750-6750	1470	217	8	100	420	1690	4400
V-Max AGPF 50000-7500-7500	1550	225	8	100	420	1770	4762

Figure D-3 : Les appareils d'appuis à pot fixe

Agom V-Max Guided Bearings

Guided bearing type AGPL (*Vertical load / Horizontal longitudinal movement - Horizontal transversal load*).
For example: *AGPL 500/100-75* means: Vertical load $N_{,Rd}$ = 500 kN, horizontal longitudinal movement $V_{x,d}$ = 100 (±50) mm, horizontal transversal load $V_{y,Rd}$ = 75 kN. In case of AGPT bearings, the movement is along transversal axis and the horizontal load along the longitudinal one.

Bearing type	Bearing Dimensions													Weight
	ØB [mm]	H [mm]	nZ	ØZ [mm]	LZ [mm]	A [mm]	C [mm]	D [mm]	nU	ØU [mm]	LU [mm]	E [mm]	F [mm]	W [kg]
V-Max AGPL 500/100-75	210	79	2	30	122	290	210	340	4	30	122	150	280	34
V-Max AGPL 1000/100-150	220	79	2	30	122	300	220	340	4	30	122	160	280	36
V-Max AGPL 1500/100-225	260	82	2	40	140	360	260	370	4	30	122	200	310	50
V-Max AGPL 2000/100-300	300	83	2	40	140	400	300	390	4	40	140	220	310	60
V-Max AGPL 2500/100-375	340	90	2	50	188	460	340	420	4	40	140	260	340	87
V-Max AGPL 3000/100-450	366	95	4	40	140	466	366	440	4	40	140	286	360	109
V-Max AGPL 4000/100-600	426	107	4	40	140	526	380	510	4	40	140	300	430	145
V-Max AGPL 5000/100-750	476	111	4	50	188	596	430	550	4	50	188	330	450	206
V-Max AGPL 6000/100-900	516	119	4	50	188	636	470	590	4	50	188	370	490	244
V-Max AGPL 7000/100-1050	560	127	4	60	235	700	510	600	4	60	235	390	480	316
V-Max AGPL 8000/100-1200	600	128	4	60	235	740	550	630	4	60	235	430	510	348
V-Max AGPL 9000/100-1350	640	130	4	60	235	780	580	680	4	60	235	460	560	390
V-Max AGPL 10000/100-1500	676	140	4	60	235	816	600	720	4	60	235	480	600	444
V-Max AGPL 12000/100-1800	736	147	4	70	282	896	680	770	4	70	282	540	630	598
V-Max AGPL 14000/100-2100	810	171	4	80	330	990	730	830	4	80	330	570	670	838
V-Max AGPL 16000/100-2400	850	174	4	80	330	1030	780	880	4	80	330	620	720	933
V-Max AGPL 18000/100-2700	900	184	4	80	330	1080	800	910	4	80	330	640	750	1040
V-Max AGPL 20000/100-3000	970	201	4	90	375	1170	850	970	4	90	375	670	790	1343
V-Max AGPL 22500/100-3375	1020	199	4	90	375	1220	890	1020	4	90	375	710	840	1429
V-Max AGPL 25000/100-3750	1080	208	4	100	420	1300	940	1080	4	100	420	740	880	1753
V-Max AGPL 27500/100-4125	1140	236	4	100	420	1360	980	1140	4	100	420	780	940	2078
V-Max AGPL 30000/100-4500	1180	234	6	90	375	1380	1100	1220	8	80	375	940	1060	2412
V-Max AGPL 35000/100-5250	1280	249	6	100	420	1500	1170	1320	8	90	420	990	1140	3120
V-Max AGPL 40000/100-6000	1370	260	6	100	420	1590	1260	1370	8	90	420	1080	1190	3516
V-Max AGPL 45000/100-6750	1470	284	8	100	420	1690	1340	1470	8	100	420	1140	1270	4325
V-Max AGPL 50000/100-7500	1550	294	8	100	420	1770	1410	1550	8	100	420	1210	1350	4843

Figure D-4 : Les appareils d'appui à pot glissant guidé

Agom V-Max Free Sliding Bearings

Free sliding bearing type AGPM (*Vertical load / Horizontal longitudinal movement / Horizontal transversal movement*).
For example: AGPM 500/100/20 means: Vertical load $N_{,Rd}$ = 500 kN, Horizontal longitudinal movement $V_{x,d}$ = 100 (±50) mm , Horizontal transversal movement $V_{y,d}$ = 20 (±10) mm.

Bearing type	Bearing Dimensions													Weight
	ØB	H	nZ	ØZ	LZ	A	C	D	nU	ØU	LU	E	F	W
	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
V-Max AGPM 500/100/20	210	64	2	30	122	290	210	340	4	30	122	150	280	28
V-Max AGPM 1000/100/20	220	64	2	30	122	300	220	340	4	30	122	160	280	30
V-Max AGPM 1500/100/20	234	68	2	30	122	314	234	350	4	30	122	174	290	33
V-Max AGPM 2000/100/20	270	68	2	30	122	350	270	360	4	30	122	210	300	39
V-Max AGPM 2500/100/20	310	77	2	30	122	390	310	380	4	30	122	250	320	53
V-Max AGPM 3000/100/20	330	77	2	30	122	410	330	400	4	30	122	270	340	58
V-Max AGPM 4000/100/20	390	82	2	30	122	470	390	450	4	30	122	330	390	80
V-Max AGPM 5000/100/20	434	95	2	30	122	514	434	490	4	30	122	374	430	112
V-Max AGPM 6000/100/20	470	94	2	40	140	570	470	520	4	30	122	410	460	131
V-Max AGPM 7000/100/20	506	99	2	40	140	606	506	550	4	30	122	446	490	155
V-Max AGPM 8000/100/20	540	103	2	40	140	640	540	580	4	30	122	480	520	177
V-Max AGPM 9000/100/20	580	113	2	40	140	680	540	610	4	30	122	480	550	214
V-Max AGPM 10000/100/20	614	117	2	40	140	714	570	640	4	30	122	510	580	245
V-Max AGPM 12000/100/20	670	117	2	50	188	790	620	690	4	40	140	540	610	292
V-Max AGPM 14000/100/20	730	131	2	50	188	850	680	740	4	40	140	600	660	385
V-Max AGPM 16000/100/20	776	131	2	50	188	896	720	780	4	40	140	640	700	424
V-Max AGPM 18000/100/20	826	143	4	40	140	926	760	820	4	40	140	680	740	529
V-Max AGPM 20000/100/20	874	147	4	40	140	974	800	860	4	40	140	720	780	596
V-Max AGPM 22500/100/20	920	166	4	50	188	1040	840	900	4	50	188	740	800	781
V-Max AGPM 25000/100/20	980	165	4	50	188	1100	890	950	4	50	188	790	850	855
V-Max AGPM 27500/100/20	1036	174	4	50	188	1156	930	990	4	50	188	830	890	988
V-Max AGPM 30000/100/20	1074	175	4	50	188	1194	970	1020	4	50	188	870	920	1058
V-Max AGPM 35000/100/20	1170	196	4	60	235	1310	1050	1100	4	60	235	930	980	1418
V-Max AGPM 40000/100/20	1250	205	4	60	235	1390	1120	1170	4	60	235	1000	1050	1660
V-Max AGPM 45000/100/20	1330	215	4	60	235	1470	1180	1230	4	60	235	1060	1110	1952
V-Max AGPM 50000/100/20	1400	224	4	60	235	1540	1240	1290	4	60	235	1120	1170	2223

Figure D-5 : Les appareils d'appui à pot glissant libre

D.4 Amortisseurs

TYPICAL DIMENSIONS FOR BRIDGES

DEVICE	F (ULS)	d (ULS)	D	L	L_t	L_v	F_p	L_{aT}	L_{bT}	i_{aT}	i_{bT}	N°	L_{aV}	L_{bV}	i_{aV}	i_{bV}	N°	H
	[kN]	[±mm]	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)
TSTD 500/±200	500	200	185	1650	195	330	60	250	300	190	240	4 M24	250	400	190	160	6 M30	200
TSTD 500/±300	500	300	185	2175	195	330	60	250	300	190	240	4 M24	250	400	190	160	6 M30	200
TSTD 750/±200	750	200	215	1735	220	330	70	300	350	220	275	4 M30	300	410	220	160	6 M36	200
TSTD 750/±300	750	300	220	2275	220	330	70	300	350	220	275	4 M30	300	410	220	160	6 M36	200
TSTD 1000/±200	1000	200	250	1820	245	330	80	325	350	230	260	4 M36	325	420	230	155	6 M42	200
TSTD 1000/±300	1000	300	250	2350	245	330	80	325	350	230	260	4 M36	325	420	230	155	6 M42	200
TSTD 1250/±200	1250	200	290	1905	265	430	90	350	400	260	310	4 M36	350	530	260	205	6 M48	250
TSTD 1250/±300	1250	300	290	2435	265	430	90	350	400	260	310	4 M36	350	530	260	205	6 M48	250
TSTD 1500/±200	1500	200	300	1955	280	425	90	400	450	290	345	4 M42	400	530	290	205	6 M48	250
TSTD 1500/±300	1500	300	300	2485	280	425	90	400	450	290	345	4 M42	400	530	290	205	6 M48	250
TSTD 2000/±200	2000	200	350	2080	325	505	110	450	500	330	380	4 M48	450	630	330	170	8 M48	275
TSTD 2000/±300	2000	300	350	2610	325	505	110	450	500	330	380	4 M48	450	630	330	170	8 M48	275
TSTD 2500/±200	2500	200	390	2165	350	535	120	450	550	340	220	6 M42	450	680	340	190	8 M48	300
TSTD 2500/±300	2500	300	390	2700	350	535	120	450	550	340	220	6 M42	450	680	340	190	8 M48	300
TSTD 2500/±400	2500	400	390	3230	350	535	120	450	550	340	220	6 M42	450	680	340	190	8 M48	300
TSTD 3000/±200	3000	200	430	2300	400	585	140	500	600	380	240	6 M48	500	740	380	200	8 M56	350
TSTD 3000/±300	3000	300	430	2830	400	585	140	500	600	380	240	6 M48	500	740	380	200	8 M56	350
TSTD 3000/±400	3000	400	430	3360	400	585	140	500	600	380	240	6 M48	500	740	380	200	8 M56	350
TSTD 4000/±200	4000	200	500	2440	450	710	160	550	650	430	175	8 M48	550	890	430	190	10 M56	350
TSTD 4000/±300	4000	300	500	2970	450	710	160	550	650	430	175	8 M48	550	890	430	190	10 M56	350
TSTD 4000/±400	4000	400	500	3500	450	710	160	550	650	430	175	8 M48	550	890	430	190	10 M56	350
TSTD 5000/±200	5000	200	580	2620	495	940	180	600	750	480	210	8 M48	600	1140	480	200	12 M56	450
TSTD 5000/±300	5000	300	580	3150	495	940	180	600	750	480	210	8 M48	600	1140	480	200	12 M56	450
TSTD 5000/±400	5000	400	580	3680	495	940	180	600	750	480	210	8 M48	600	1140	480	200	12 M56	450

Figure D-6 : Les dimensions des amortisseurs de TENSA (TSTD) pour les ponts