République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'un viaduc du PK28+880 au PK PK29+200 faisant partie de la liaison reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'Eulma qui se localise 200 au niveau de barrage de Tabellout.

Réaliser par :

- Grine Djassim
- Benaskeur Nizar

encadré par :

Dr. Amieur Mohammed

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi et la force nécessaires pour arriver jusqu'ici.

Je dédie ce travail :

À **mes parents bien-aimés**, pour leur amour, leurs prières, leurs sacrifices et leur soutien inestimable.

À **mes frères et sœurs**, pour leur affection et leurs encouragements constants.

À **toute ma famille**, pour leur présence, leur fierté et leur confiance.

À **mon binôme BENASKEUR Nizar**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure, pour sa collaboration et son sérieux.

À **tous mes amis de l'ENSTP – promotion 2026 (DJAFOUR Mouhamed Akram, HAMLAOUI Yahia , BENAMROCH Rayan , GRAIT aymen , RABAH Rayan , BENMCHICHE YACINE** pour les souvenirs inoubliables, les moments de solidarité et d'amitié.

À **mes amis ADBELWAHABE CHEHAT , LEGHERIBI Aymen, KEROUCHE MOUADE , AYACHE AKRAM** pour leur soutien et leur amitié tout au long de ce parcours.

À tous mes proches, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

À vous… et enfin, à tous ceux qui m'aiment, de près ou de loin.

GRINE Djassim

Dédicace

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi et la force nécessaires pour arriver jusqu'ici.

Je dédie ce travail :

À mes parents bien-aimés, pour leur amour, leurs prières, leurs sacrifices et leur soutien inestimable.

À mes frères et sœurs, pour leur affection et leurs encouragements constants.

À toute ma famille, pour leur présence, leur fierté et leur confiance.

À mon binôme **GRINE Djassim**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure, pour sa collaboration et son sérieux.

À mes collègues **HAMLAOUI Yahia, Ais Mahmoud, GRAIT Aymen,** et **DJAFOUR Akram**, pour les moments de solidarité et d'amitié partagés au sein de l'ENSTP – promotion 2026.

À tous ceux qui ont croisé ma route et laissé une empreinte, qu'ils soient amis, camarades ou simples compagnons de passage.

Benaskeur Nizar

REMERCIEMENTS

Avant tout, je rends grâce à Allah Le Tout-Puissant, source de force, de patience et de sagesse, qui m'a guidé et soutenu tout au long de ce parcours académique.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mon profond respect à mes **chers parents** pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel constant, ainsi que leurs prières qui m'ont accompagné dans chaque étape de mon parcours.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent a **Dr. AMIEUR Mohamed**, mon encadreur, pour sa précieuse orientation, sa disponibilité et ses conseils éclairés tout au long de ce travail. Son accompagnement rigoureux et bienveillant a été d'un apport inestimable dans la réalisation de ce projet.

Je remercie également **mon ami DJAFOUR Mouhamed Akram** , pour son aide précieuse, son soutien technique et moral, ainsi que pour les moments de collaboration enrichissants que nous avons partagés durant la préparation de ce mémoire.

J'exprime aussi ma reconnaissance aux **membres du jury** pour avoir accepté de lire, évaluer et commenter ce travail, ainsi qu'à **l'ensemble des enseignants du département Routes et Ouvrages** pour la qualité de l'enseignement et leur engagement tout au long de notre formation.

Mes remerciements particuliers vont à **Monsieur GUERFI** pour la formation qu'il nous a assurée sur le logiciel **Midas Civil**, qui a grandement facilité notre approche de modélisation et d'analyse structurelle

Je tiens à remercier chaleureusement **le département Routes et Ouvrages**, en particulier **Madame BOUREBIA Amina**, **Monsieur ZOUGGARI Mustapha** et **Madame MOHRI Rachida**

Enfin, je remercie du fond du cœur toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, et qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à la réussite de ce projet.

Djassim

Remerciements

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi et la force nécessaires pour arriver jusqu'ici.

Je dédie ce travail :

À mes parents bien-aimés, pour leur amour, leurs prières, leurs sacrifices et leur soutien inestimable.

À mes frères et sœurs, pour leur affection et leurs encouragements constants.

À toute ma famille, pour leur présence, leur fierté et leur confiance.

À mon binôme **GRINE Djassim**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure, pour sa collaboration et son sérieux.

À mes collègues **HAMLAOUI Yahia**, **DJAFOUR Akram** et **GRAIT Aymen**, pour les moments de solidarité et d'amitié partagés au sein de l'ENSTP – promotion 2026.

À tous ceux qui ont croisé ma route et laissé une empreinte, qu'ils soient amis, camarades ou simples compagnons de passage — vous savez qui vous êtes.

Et mes sincères remerciements vont à **Dr. AMIEUR Mohamed**, mon encadreur, pour son encadrement, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Benaskeur Nizar

ملخص

PK28+880 الكيلومتريتين النقطتين بين الواقع ،V28.8 العلوي للجسر شاملين وتصميم دراسة إعداد إلى العمل هذا يهدف عند ،العلمة عبر غرب-شرق السيار والطريق (جن جن) جيجل ميناء بين الربط مشروع إطار في وذلك ،PK29+200و -فولاذي مختلط وجسر ،المتتاليين بالذراعين بالإنشاء صندوقي جسر :إنشائية خيارات ثلاثة تحليل تم .تابلوت سد مستوى تقنياً الأمثل الحل اختيار تم ،المعايير متعدد منهج اعتماد وبعد .Bow-string نوع من معدني وجسر ،الجسور ثنائي خرساني الاستجابة وتحليل المسبقة الجهود حساب ذلك في بما ،التحتي والهيكل العلوي الهيكل تصميم الدراسة شملت .واقتصادياً .المعتمدة الجزائرية بالمعايير التقيد مع ،الزلزالية

الرئيسية الكلمات : التحتي الهيكل ،العلوي الهيكل ،الزلازل تحليل ،المتتالي التذراع ،الإجهاد مسبقة خرسانة.

Résumé

Ce travail porte sur l'étude et le dimensionnement du viaduc V28.8, situé entre les points kilométriques PK28+880 et PK29+200, dans le cadre de la liaison entre le port de Djen Djen et l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma, en franchissement du barrage de Tabellout. Trois variantes structurelles ont été analysées et comparées : un pont-caisson en béton précontraint construit par encorbellements successifs, un pont mixte acier-béton bipoutres, et un pont métallique de type Bow-string. Sur la base d'une analyse multicritères, la solution la plus appropriée a été retenue. L'étude a porté sur le dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte et l'analyse sismique, conformément aux normes en vigueur en Algérie.

Mots-clés : Béton précontraint, encorbellements successifs, analyse sismique, superstructure, infrastructure.

Abstract

This work presents a comprehensive study and design of viaduct V28.8, located between kilometer points PK28+880 and PK29+200, as part of the link connecting the port of Djen Djen to the East-West highway at El Eulma, crossing the Tabellout dam. Three structural alternatives were analyzed and compared: a prestressed concrete box girder bridge built by balanced cantilever, a composite steel-concrete twin-girder bridge, and a bow-string steel bridge. Based on a multi-criteria approach, the most suitable solution was selected. The study covered the design of both the superstructure and substructure, including prestressing calculations and seismic analysis, in accordance with Algerian standards and regulations.

Keywords: Prestressed concrete, balanced cantilever, seismic analysis, superstructure, substructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 2
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3
I.1. INTRODUCTION 4
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 4
I.2.1. Situation de l'ouvrage 4
I.2.1.1. Objectif de la réalisation de cet ouvrage 4
I.2.1.2. Obstacle à franchir 5
I.2.2. Les données de l'ouvrage 5
I.2.2.1. Tracé en plan 5
I.2.2.2. Profil en long 5
I.2.2.3. Profil en travers 6
I.2.3. Les données naturelles 6
I.2.3.1. Topographie 6
I.2.3.2. Climat 6
I.1.1.1. Sismicité 6
I.2.3.3. Hydrologie de site 7
I.2.3.4. Géologie de site 7
I.3. CONCLUSION 7
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMEN 8
II.1. INTRODUCTION 9
II.2. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 9
II.2.1. Variante 01 : « Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs » 9
II.2.1.1. Conception longitudinale 9
II.2.1.2. Conception transversale 11
II.2.1.3. Conception de l'infrastructure 16
II.2.2. Variante 02 : « Pont mixte acier-béton bipoutres » 18
II.2.2.1. Conception longitudinale 18
II.2.2.2. Conception transversale 18
II.2.2.3. Conception de l'infrastructure : 21
II.2.3. Variante 03 : « Pont métallique (Bow-string) » 22
II.2.3.1. Conception longitudinale 22
II.2.3.2. Conception transversale 24
II.2.3.3. Conception de l'infrastructure 27
II.2.4. Devis estimatif et quantitatif 27
II.3. Analyse multicritères 30
II.3.1. L'exécution : (/6 points) 31
II.3.2. L'entretien : (/4 points) 31

SOMMAIRE

II.3.3. L'esthétique : (/5 points) 32
II.4. CONCLUSION 33
CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL 34
III.1. INTRODUCTION 35
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 35
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 35
III.3.1. Béton 35
III.3.2. Les armatures 37
III.3.2.1. L'armature passive 37
I.1.1.1. L'armature active 37
III.3.3. Les contraintes admissibles 38
III.3.3.1. Béton 38
I.1.1.1. Les armatures 38
III.4. EVALUATION DES ACTIONS 39
III.4.1. Les actions hors trafic 39
III.4.2. Actions permanentes 39
a. Les compléments de charges permanentes CCP : 39
b. Action thermique 40
c. Tassements Différentiels et Dénivellations : 40
III.4.3. Les actions variables hors trafic 40
III.4.3.1. Action du Vent : 41
III.4.3.2. Charges sur Culées : 41
III.4.4. Les actions dues au trafic 41
III.4.4.1. Les cas de chargement : 42
III.4.4.2. Système de charge A 43
III.4.4.3. Système de charge B 44
III.4.4.4. Charges militaires Mc120 46
III.4.4.5. Charges exceptionnelle D240 46
III.4.5. combainaison 49
III.4.5.1. État Limite Ultime (ELU) 50
III.4.5.2. État Limite de Service (ELS) 52
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER 54
IV.1. INTRODUCTION 55
IV.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 55
IV.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 55
IV.2.2. Charges à prendre en compte 57
IV.2.2.1. Poids propre du fléau 57
IV.2.2.2. Charge due au vent 58
IV.2.2.3. Charges de chantier connues 58

SOMMAIRE

IV.2.2.4. Charges de chantier aléatoire 58
IV.2.2.5. Actions accidentelles 59
IV.2.3. Combinaisons d'action 59
IV.2.4. Evaluation des efforts 60
IV.3. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 61
IV.3.1. Calcul du nombre de câbles 61
IV.3.2. Calcul de la surface des cales 62
IV.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 67
IV.4.1. Etude de la précontrainte du fléau 67
IV.4.2. Position et enrobage des câbles : 69
IV.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU CONTINUITE 74
IV.5.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 75
IV.5.2. Disposition des câbles 77
IV.5.3. Tracé des câbles de continuité 77
IV.6. Évaluation des pertes de précontrainte 78
IV.6.1. Petre de tension instantanées 79
IV.6.1.1. Petre de tension par frottement 79
IV.6.1.2. Perte de tension par recule de l'ancrage 79
IV.6.1.3. Perte de tension par déformation instantanée de béton 81
IV.6.2. Perte de tension différées 82
IV.6.2.1. Perte par retrait 82
IV.6.2.2. Perte par fluage 82
IV.6.2.3. Perte par relaxations 83
IV.7. Vérification des contraintes 83
IV.7.1. Vérification des contraintes en phase de service 84
IV.7.2. Vérification pendent le bétonnage du clavage 85
IV.7.3. Armatures des zones tendues 86
IV.7.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant 86
IV.7.5. Vérification de la contraint de cisaillement : 87
IV.7.6. Les bielles comprimées : 88
IV.7.7. La résistance des armatures transversales : 89
IV.7.8. La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) : 90
IV.8. ETUDE TRANSVERSALE 91
IV.8.1. INTRODUCTION 91
IV.8.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 91
IV.8.3. Ferraillage 92
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE 95
V.1INTRODUCTION 96
V.2 Appareil d'appui a pot: 96

SOMMAIRE

V.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis : 97
V.2.2 DES D'APPUIS 100
V.3 ETUDE SISMIQUE: 102
V.3.1 Spectres de réponse: 102
V3.2 modes significatifs 105
V.3.3 Combinaison des réponses modale: 107
V.3.4 Combinaison des composantes de l'action sismiques : 107
V.3.5 Efforts et déplacements sismiques: 107
V.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 109
G + P + E + 0.4 ΔT + D + ΨQ 109
V.4.1 Résistance à la compression 109
V.4.2 Stabilité au flambement 109
V.4.3 Limitation de la distorsion 110
V.4.4 Condition de non-glissement 110
- JOINTS DE DILATATION 111
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 113
VI.1 INTRODUCTION 114
VI.2 ETUDE DE LA PILE 114
VI.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF 115
VI.2.1.1. Calcul de l'élancement mécanique λ 115
VI.2.1.2. L'élancement géométrique: 116
VI.2.1.3. Calcul du ferraillage 116
VI.3.1 ETUDE DE LA CULEE : 120
VI.3.2 Choix du type de la culée : 120
VI.3.2.1 Prédimensionnement de la culée: 120
VI.3.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée: 121
VI.3.3.1 Poids propre : 121
VI.3.3.2 Poussée des surcharges et du remblai : 122
VI.3.3.3 Efforts dus au tablier : 122
VI.3.3.4 Combinaisons de charges ELS : 122
VI.3.3.5 Combinaisons de charges ELU: 123
VI.3.4 Etude Mur Frontal : 123
- Calcul de la section d'acier : 123
VI.3.5 Etude Mur Garde Greve : 124
- Combinaison d'action : 125
VI.3.6 Dalle transition : 126
- Combinaison d'action : 127
VI.3.7 Mur en retour : 127
VI.3.8 Corbeau d'appui de la dalle de transition: 129

SOMMAIRE

VI.4 ETUDE DE FONDATION :.....130
VI.4.1 Etude de la semelle :.....130
VI.4.1.1 Les dimensions de la semelle:.....130
VI.4.1.2 Ferraillage de la semelle sous pile 2 :.....132
VI.4.2 Ferraillage des pieux.....133
VI.5 CONCLUSION GENERALE.....134

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I — Présentation de l'ouvrage

Figure I-1 : Situation géographique du site de projet
Figure I-2 : Une vue sur le barrage de Tabellout
Figure I-3 : Profil en long de projet
Figure I-4 : Profil en travers
Figure I-5 : Carte de zonage climatique de l'Algérie selon RPOA 2008

CHAPITRE II — Conception et Prédimensionnement

Figure II-1 : Distribution des portées d'un pont simple construit par encorbellement
Figure II-2 : Notation des dimensions de la section transversale
Figure II-3 : Voussoires Courants
Figure II-4 : Voussoires Sur Pile
Figure II-5 : Les dimensions d'une poutre en acier
Figure II-6 : Les dimensions d'une poutre sur pile
Figure II-7 : Coupe transversale d'entretoise HEB600
Figure II-8 : Coupe transversale et notation des différents éléments du pont mixte bipoutre
Figure II-9 : Notation des dimensions (Bow-string)
Figure II-10 : Coupe transversale de l'arc
Figure II-11 : Coupe transversale de la poutre latérale
Figure II-12 : Coupe transversale d'une pièce de pont
Figure II-13 : Coupe transversale d'un contreventement

CHAPITRE III — Charges et Hypothèses de Calcul

Figure III-1 : Limitation des contraintes de BP selon classe II
Figure III-2 : [FIGURE MANQUANTE — à nommer]
Figure III-3 : La largeur roulable et la largeur chargeable
Figure III-4 : Cas de chargement
Figure III-5 : Système de charges Bc
Figure III-6 : Système de charges Bt
Figure III-7 : Convoi Mc120
Figure III-8 : Convoi D240

SOMMAIRE

CHAPITRE IV — Dimensionnement du Tablier

Figure III-1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau

Figure III-2 : Situation temporaire de construction à considérer

Figure III-3 : Situation accidentelle à considérer

Figure III-4 : Schéma descriptif de clouage

Figure III-5 : [FIGURE MANQUANTE — câbles de 15T15s par file de cales, référencée dans le texte sans légende]

Figure III-6 : [FIGURE MANQUANTE — câbles de 15T15s par file de cales, référencée dans le texte sans légende]

Figure III-7 : [FIGURE MANQUANTE — phases de construction, référencée dans le texte sans légende]

Figure III-8 : Modèle de calcul de la partie voussoir

Figure III-9 : Moment maximum à l'ELS

Figure III-10 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison ELS (KN.m)

Figure III-11 : Disposition des ancrages selon Freyssinet

Figure III-12 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages

Figure III-13 : Tracée en plan des câbles de fléau

Figure III-14 : Tracé en élévation des câbles de fléau

Figure III-15 : Moment fléchissant longitudinal maximum en ELS — combinaison D240 (KN.m)

Figure III-16 : Tracé en élévation de câbles de fléau (continuité)

Figure III-17 : Tracé en plan de câbles de fléau (continuité)

Figure III-18 : Disposition des câbles et ancrages de rive

Figure III-19 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée de rive

Figure III-20 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive

Figure III-21 : Position relative du câble et de la gaine

Figure III-22 : Schéma illustratif — cas d'une seule pente avec d < longueur de câble

Figure III-23 : Schéma illustratif — cas d'une seule pente avec d > longueur de câble

Figure III-24 : Schéma illustratif — cas de deux pentes avec l1 = l2

Figure III-25 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 ELU (KN.m**)**

Figure III-26 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage

Figure III-27 : Diagramme des contraintes

Figure III-28 : Effort de précontrainte

Figure III-29 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

Figure III-30 : Section équivalente Voussoir courant

Figure III-31 : Sections à justifier
Figure III-32 : Moment fléchissant transversale du VC à ELU (KN.m)
Figure III-33 : Moment fléchissant transversale du VC à ELS (KN.m)

CHAPITRE V — Etude Sismique

Figure IV-1 : Les conditions d'appuis
Figure IV-2 : [FIGURE MANQUANTE — à nommer]
Figure IV-3 : Ferraillage du dé d'appuis sur Culée
Figure IV-4 : Ferraillage du dé d'appuis sur Pile
Figure IV-5 : Joint de chaussée
Figure IV-6 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) — composante horizontale
Figure IV-7 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) — composante verticale
Figure IV-8 : Moment fléchissant longitudinal maximum ELA (KN.m)
Figure IV-9 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELA (KN)

CHAPITRE VI — Etude de l'Infrastructure

Figure IVI-1 : Dimensions de la pile la plus élancée
Figure IVI-2 : Abaques de Walther
Figure IVI-3 : Interpolation de degré mécanique d'armature totale « w »
Figure IVI-4 : Vue de face et vue latérale de la culée avec dimensions principales
Figure IVI-5 : Les moments Mxx sur le mur en retour avec logiciel Robot
Figure IVI-6 : Les moments Myy sur le mur en retour avec logiciel Robot

ANNEXE A

Figure A-1 : Moment fléchissant — combinaison A1 (KN.m)
Figure A-2 : Moment fléchissant — combinaison A2 (KN.m)
Figure A-3 : Moment fléchissant — combinaison B1 (KN.m)
Figure A-4 : Moment fléchissant — combinaison B2 (KN.m)
Figure A-5 : Moment fléchissant longitudinal maximum (KN.m)
Figure A-6 : [FIGURE MANQUANTE — à nommer]
Figure A-7 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (KN)
Figure A-8 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (KN)
Figure A-9 : Moment fléchissant transversale du VC à ELU (KN.m)
Figure A-10 : Moment fléchissant transversale du VC à ELS (KN.m)

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II — Conception et Prédimensionnement

Tableau II-1 : Découpage des voussoirs
Tableau II-2 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC
Tableau II-3 : Dimensionnement des piles – Pont voussoir
Tableau II-4 : Dimensionnement des culées – Pont voussoir
Tableau II-5 : Les dimensions de la poutre métallique
Tableau II-6 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3
Tableau II-7 : Caractéristiques des câbles de suspentes – Pont bow-string
Tableau II-8 : Dimensionnement des piles – Pont bow-string
Tableau II-9 : Devis estimatif et quantitatif de la première variante
Tableau II-10 : Devis estimatif et quantitatif de la deuxième variante
Tableau II-11 : Devis estimatif et quantitatif de la troisième variante
Tableau II-12 : Évaluation multicritères des trois variantes

CHAPITRE III — Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau III-1 : Caractéristiques du béton
Tableau III-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte
Tableau III-3 : Contraintes admissibles à la compression du béton
Tableau III-4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives
Tableau III-5 : Poids dû aux CCP
Tableau III-6 : Poids du tablier
Tableau III-7 : Pressions de vent
Tableau III-8 : Coefficient a1
Tableau III-9 : Valeurs de A(L) pour le tablier voussoirs
Tableau III-10 : Valeurs de bc
Tableau III-11 : Les valeurs de Bc
Tableau III-12 : Valeurs de bt
Tableau III-13 : Les valeurs de Bt
Tableau III-14 : Coefficient de majoration des charges B
Tableau III-15 : Coefficient de majoration des charges Mc120
Tableau III-16 : Efforts de freinage de charge A
Tableau III-17 : Combinaisons ELU fondamentales de résistance – Situation d'exploitation
Tableau III-18 : Combinaisons ELU sismiques de résistance – Situation d'exploitation
Tableau III-19 : Combinaisons ELU accidentelles de résistance – Situation d'exploitation
Tableau III-20 : Combinaisons ELS rares – Situation d'exploitation
Tableau III-21 : Combinaisons ELS fréquentes – Situation d'exploitation
Tableau III-22 : Combinaisons ELS quasi permanentes – Situation d'exploitation

SOMMAIRE

CHAPITRE IV — Dimensionnement du Tablier

Tableau IV-1 : Évaluation du poids propre de chaque demi-fléau
Tableau IV-2 : Récapitulation des combinaisons d'action en phase de construction
Tableau IV-3 : Évaluation des moments fléchissants (KN.m) du demi-fléau majoré
Tableau IV-4 : Évaluation des efforts tranchants (KN) du demi-fléau majoré
Tableau IV-5 : Évaluation des réactions
Tableau IV-6 : Calcul du nombre de câbles de clouage
Tableau IV-7 : Valeurs de fbu
Tableau IV-8 : Calcul des dimensions des cales
Tableau IV-9 : Combinaisons de charge en phase de service
Tableau IV-10 : Nombre de câbles de précontrainte par voussoir
Tableau IV-11 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b
Tableau IV-12 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau
Tableau IV-13 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau
Tableau IV-14 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale
Tableau IV-15 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale
Tableau IV-16 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale

CHAPITRE V — Étude Sismique

Tableau V-1 : Surface Sp du pot
Tableau V-2 : Surface Sc du coussin
Tableau V-3 : Coefficients de dégressivité du frottement
Tableau V-4 : Choix des appareils d'appui
Tableau V-5 : Dimensions des dés d'appuis
Tableau V-6 : Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée et de la pile
Tableau V-7 : Modes propres et participations de masse modale
Tableau V-8 : Réactions verticales sismiques à la base des appareils d'appui
Tableau V-9 : Efforts sismiques sur les appareils d'appui

CHAPITRE VI — Étude de l'Infrastructure

Tableau VI-1 : Sollicitations maximales dans le voussoir courant (VC)
Tableau VI-2 : Ferraillage passif du VSP
Tableau VI-3 : Implantation et hauteurs des piles
Tableau VI-4 : Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile
Tableau VI-5 : Ferraillage longitudinal de la pile
Tableau VI-6 : Ferraillage transversal de la pile
Tableau VI-7 : Descente de charges propres et poussées des terres sur la culée
Tableau VI-8 : Efforts transmis par le tablier à la culée
Tableau VI-9 : Combinaisons de charges à l'État Limite de Service (ELS)
Tableau VI-10 : Combinaisons de charges à l'État Limite Ultime (ELU)
Tableau VI-11 : Descente de charges et poussées sur le mur frontal
Tableau VI-12 : Ferraillage du mur frontal
Tableau VI-13 : Sollicitations sur la pile de fondation
Tableau VI-14 : Évaluation des efforts dans les pieux

SOMMAIRE

ANNEXE B — Tableaux de Calcul

Tableau B-1 : Pertes par frottements
Tableau B-2 : Pertes par recul d'ancrage
Tableau B-3 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles
Tableau B-4 : Pertes par retrait
Tableau B-5 : Pertes par fluage
Tableau B-6 : Pertes par relaxation
Tableau B-7 : Pertes totales
Tableau B-8 : Les modes propres

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 V28.8 faisant partie de la liaison reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'Eulma qui se localise entre PK28+880 et PK29+200 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 : Présentation du projet.

Chapitre 02 : Conception et prédimensionnement.

Chapitre 03 : Charges et hypothèses de calcul.

Chapitre 04 : Dimensionnement du Tablier.

Chapitre 05 : Etude sismique et équipement de pont.

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure.

et on finira par une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.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.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.1. Situation de l'ouvrage

Le projet consiste à réaliser un viaduc V28.8 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 28+880 et présente une longueur de 320 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 I-1 : Situation géographique du site de projet

I.2.1.1. 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.

I.2.1.2. 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 km². Les piles seront donc immergées et devront supporter des forces hydrostatiques et hydrodynamiques.



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

I.2.2. Les données de l'ouvrage

I.2.2.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan sont :

Du PK 28+880 au PK 29+200 : Un alignement de 320 m, d'une, avec une faible déviation courbe.

I.2.2.2. 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.

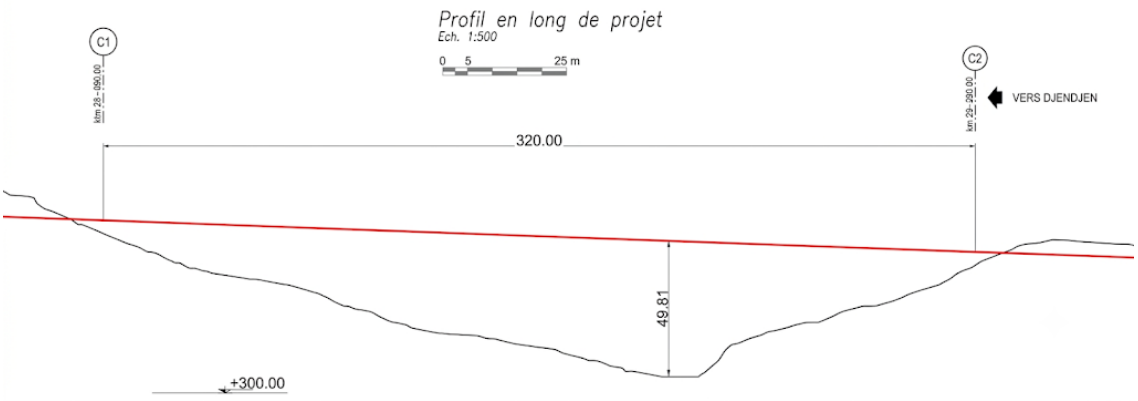


Figure I-3 : Profil en long de projet

I.2.2.3. 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% ;

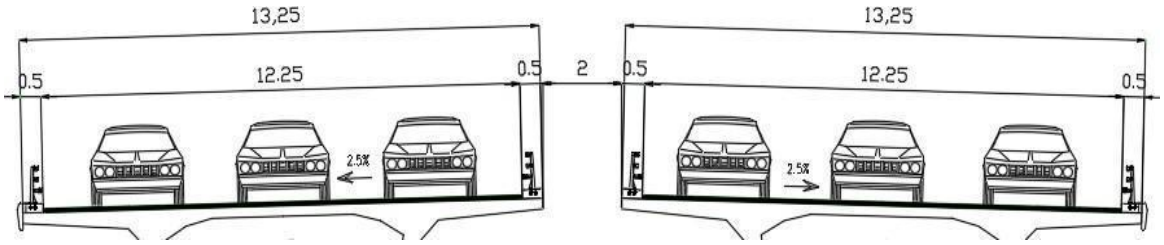


Figure I-4 : Profil en travers

I.2.3. Les données naturelles

I.2.3.1. Topographie

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

I.2.3.2. 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.

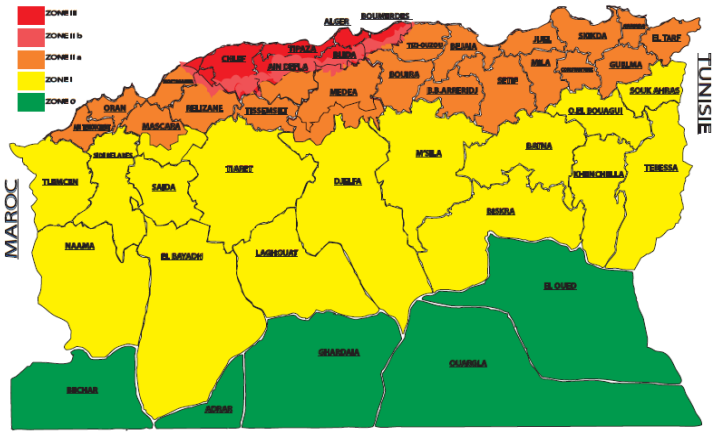
La température annuelle moyenne est de 15°C.

I.1.1.1. Sismicité

D'après Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.48 / Règles Parasismiques Algériennes (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.

Figure I-5 : *: Carte de zonage climatique de l'Algérie selon RPOA 2008*



I.2.3.3. 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.

I.2.3.4. 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.

I.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 II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMEN

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMEN

II.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.

II.2. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.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.

II.2.1.1. Conception longitudinale

La longueur totale est de 320 m.
Selon le guide SETRA 2003 'Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003' on a opté pour une portée de 60 m pour la travée principale et une portée de 40 m pour la travée de rive.
Quatre culées aux extrémités (deux culées pour chaque sens).Cinq piles évidées (cinq piles

pour chaque sens).La hauteur est constant h = 3m.

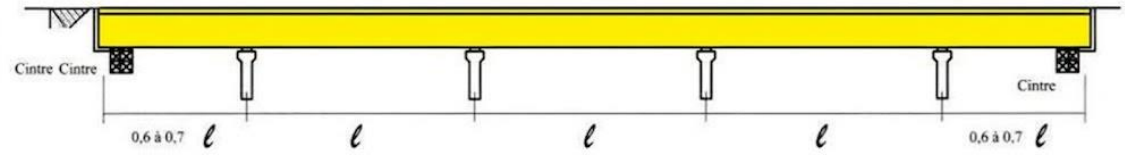


Figure II-1 : Distribution des portées d'un pont simple construit un pont simple par encorbellement.

Découpage des voussoirs

Pour ce pont à voussoirs par encorbellements successifs à inertie constante, six types de voussoirs ont été définis. Le tableau ci-dessous présente le découpage adopté pour une direction de l'ouvrage.

Détermination du nombre de voussoirs :

1. Voussoir sur pile (VSP)

Selon le SETRA 2003 (2.5.3), pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile mesure généralement au moins 8 m, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

Longueur unitaire : 4,2 m

Nombre : **5 voussoirs** (un par pile : P1, P2, P3, P4, P5)

Longueur totale : 5 × 4,2 m = **21 m**

2. Voussoir courant :

Selon le SETRA 2003 , la longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages. Pour les ouvrages coulés en place, les critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles. On retiendra des voussoirs de 2,5 à 3 m pour les ouvrages très larges ou de grandes portées, et des voussoirs plus longs - 3 à 4 m - pour des ouvrages étroits ou de portées modestes.

Pour notre ouvrage de portée modérée (60 m) et de largeur standard (13,25 m), une longueur de 4,25 m a été retenue, ce qui correspond aux recommandations pour ce type de pont.

Longueur unitaire : 3.45 m

Nombre : 84

Longueur totale : 84× 3.45 m = **289.8 m**

3. Voussoir de clavage

Selon le SETRA 2003 , pour les ouvrages coulés en place, la longueur des voussoirs de clavage doit permettre le démontage du coffrage intérieur, le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau. Leur longueur minimale est d'environ

deux mètres.

Longueur unitaire : 0,6 m

Nombre : **4 voussoirs** (un par travée entre fléaux : P1-P2, P2-P3, P3-P4, P4-P5)

Longueur totale : 4 × 0,6 m = **2.4 m.**

4. Voussoires sur culees :

Longueur unitaire : 3.4 m

Nombre : 2

Longueur totale : 2× 3,4 m = **6.8 m**

Type de voussoir	Longueur	Nombre
Voussoir sur pile	4.2 m	5
Voussoir courant	3.45 m	84
Voussoir de clavage (courant)	0.6 m	4
Voussoir sur culee	3.4 m	2

Tableau II-1 : Découpage des voussoirs

Le nombre total des voussoirs est de **95 voussoirs pour chaque direction.**

Longueur totale vérifiée : 320 m **.**

II.2.1.2. **Conception transversale**

Choix de la section transversale Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique consiste en un caisson monocellulaire à deux âmes avec hourdis supérieur et inférieur en dalle pleine

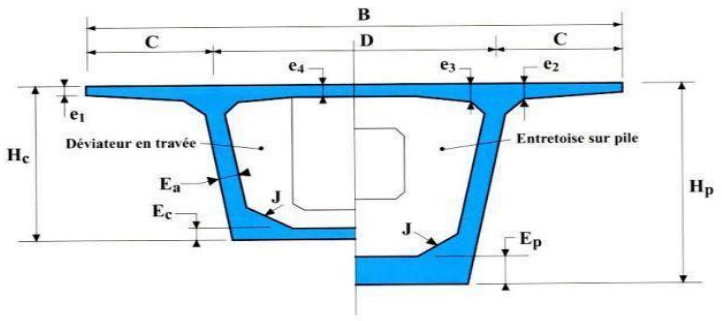


Figure II-2 : Notation des dimensions de la section transversale

Prédimensionnement de la section :

Le prédimensionnement de la section transversale a été effectué conformément aux recommandations du guide SETRA 2003 « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ».

Les dimensions retenues sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-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	350 cm	
Entraxe des âmes		D=B-2C	625 cm	
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	25 cm	
	e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	50 cm	
	e_3	$e_3 > 1.5\ e_4$	40 cm	
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/40$	35 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	Voussoire courant	25 cm
			VSP	45 cm
Hauteur de voussoir	Sur pile	H=L/20	300 cm	
	A la clef	H=L/20	300 cm	
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	35 cm ≤ Ep ≤80 cm	60 cm	
	A la clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	35 cm	

Justifications des dimensions retenues:

Voici une version plus courte tout en conservant les données techniques essentielles :

1. Hourdis supérieur : L'épaisseur du hourdis supérieur varie selon les zones sollicitées :

- **e_1 = 25 cm** : réception de la barrière de sécurité BN4.
- **e_2 = 50 cm** : épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement, conforme aux recommandations usuelles.
- **e_3 = 40 cm** : épaisseur à l'encastrement assurant la reprise des efforts.
- **e_4 = 35 cm** : épaisseur entre âmes respectant les critères dimensionnels.

L'épaisseur moyenne est d'environ **32,5 cm**, justifiée par la largeur du tablier et la présence d'une barrière BN4.

2. Âmes

Les âmes sont inclinées de **10° (17,64 %)** afin de faciliter le décoffrage et de réduire la largeur des têtes de pile.

L'épaisseur calculée est d'environ **40 cm**, constante sur toute la hauteur conformément aux pratiques courantes.

3. Goussets

- **Goussets supérieurs (30°)** : renforcent la liaison âmes–hourdis supérieur, facilitent le bétonnage et assurent l'ancrage ainsi que l'enrobage des câbles de précontrainte.
- **Goussets inférieurs (40°)** : assurent la transition entre les âmes et le hourdis inférieur et permettent le passage des câbles de continuité.

4. Hauteur du tablier

La hauteur du tablier est constante sur toute la longueur :

H = 3,00 m, déterminée selon le rapport **H = L/20** pour la travée principale de 60 m.

Cette solution simplifie le coffrage des voussoirs, réduit les coûts d'exécution et respecte les recommandations SETRA 2003.

5. Hourdis inférieur

L'épaisseur varie afin d'assurer la résistance tout en limitant le poids propre :

- **Sur pile : E_p = 60 cm**
- **À la clef : E*c* = 35 cm**

Les goussets inférieurs permettent également le logement des câbles de continuité.

Synthèse

La section retenue est un **caisson monocellulaire à deux âmes** présentant les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale : **13,25 m**
- Hauteur constante : **3,00 m**
- Inclinaison des âmes : **10°**
- Épaisseur moyenne du hourdis supérieur : **32,5 cm**
- Épaisseur des âmes : **40 cm**

Cette configuration offre un bon compromis entre résistance, facilité d'exécution et économie de matériaux, conformément aux recommandations du SETRA 2003.

Caractéristiques géométriques des voussoires :

	H(x)	B(x)	V(x)	P(x)	Z_G	I_y(x)	V(x)	ρ	i	C(x)	C'(x)
Voussoire	(m)	(m^2)	(m^3)	(m)	(m)	(m^4)	(m)		(m^2)	(m)	(m)
Voussoire courant	3	9.015	33.575	46.75	1.98	12.1964	1.1104	0.6	1.105	1.188	0.612
Voussoire sur pile	3	11.13	89.04	45.7	1.5644	14.6345	1.323	0.58	1.147	0.9	0.833

Figure II-3 Voussoires Courants

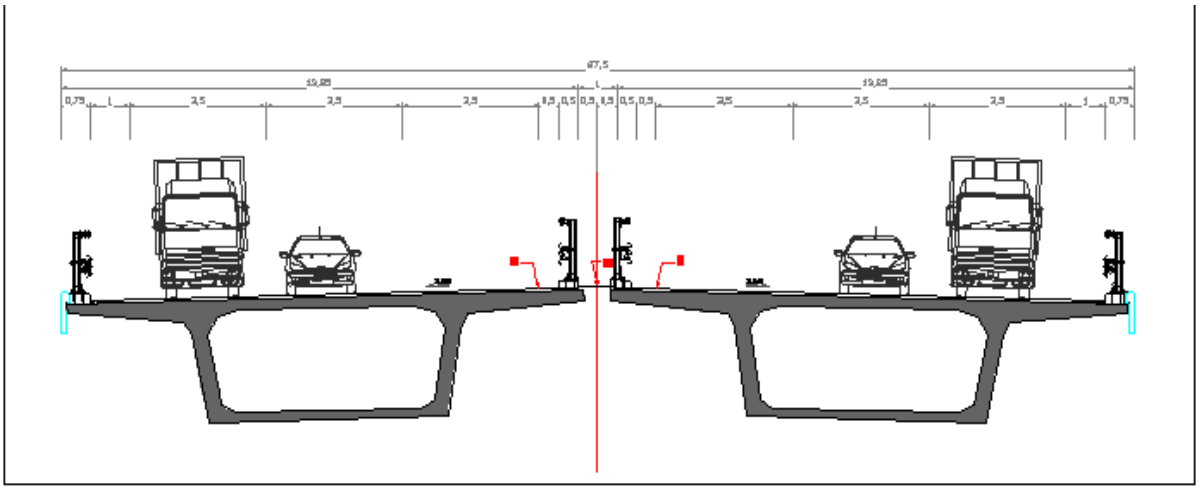
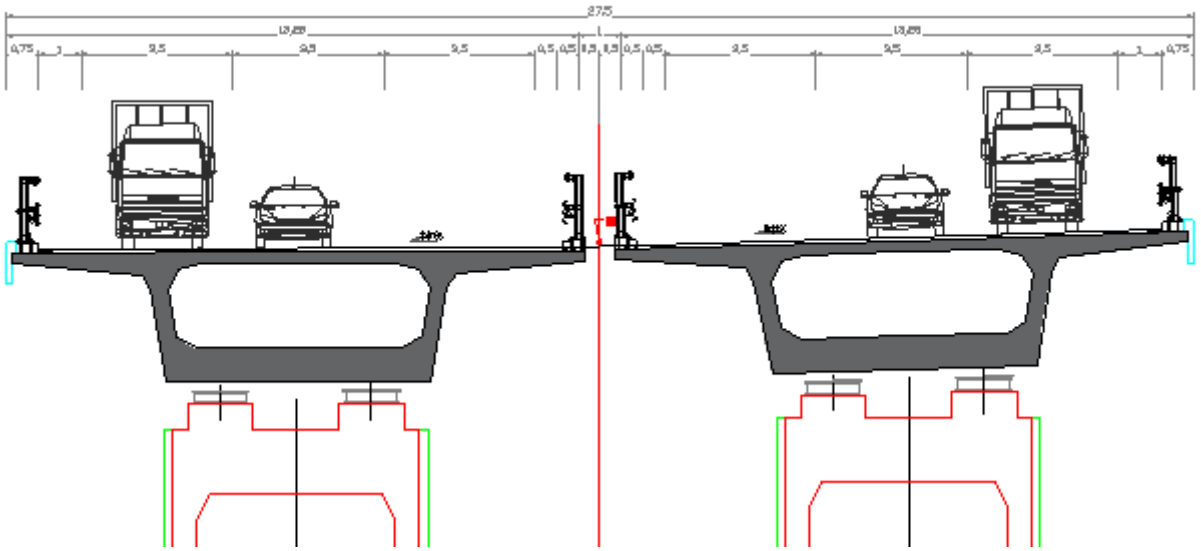


Figure II-4 Voussoires Sur Pile



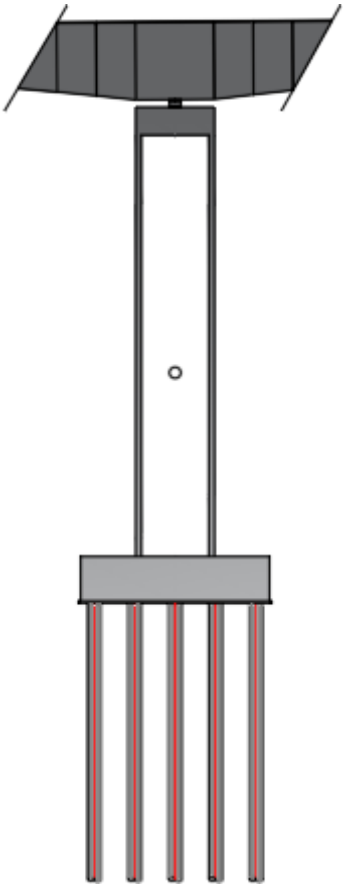
II.2.1.3. Conception de l'infrastructure

Les piles

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

Le tableau ci-dessous montre les dimensions des piles :

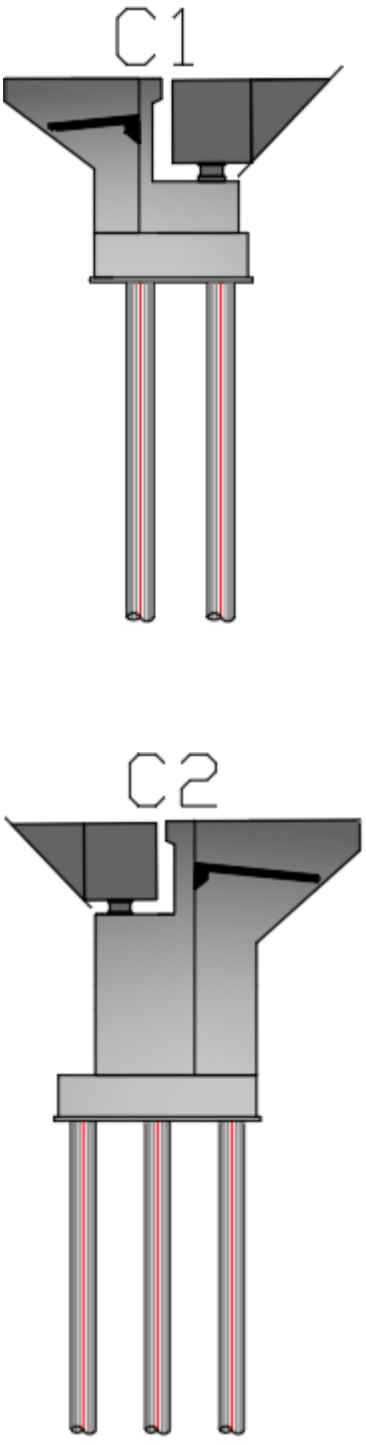
Tableau II-3 : Dimensionnement des piles-pont voussoir

Elément		Valeurs	**Figure**
Hauteur	P1	17.71 m	
	P2	32.71 m	
	P3	42.41 m	
	P4	48.41 m	
	P5	23.41 m	
Chevêtre	Dimensions	4.2 × 6.1 × 2.5 (m × m × m)	
Section	Forme	Rectangulaire évidée	
	Dimensions	4.2 × 6.1 (m × m) -Une épaisseur de 1 m -Des trous de 1 m dans le sens longitudinal	
Fondation	Type	Profonde sur 20 pieux : D=1.2 m L=25 m	
	Dimensions semelle	17.2 × 13 × 2.7 (m × m × m)	

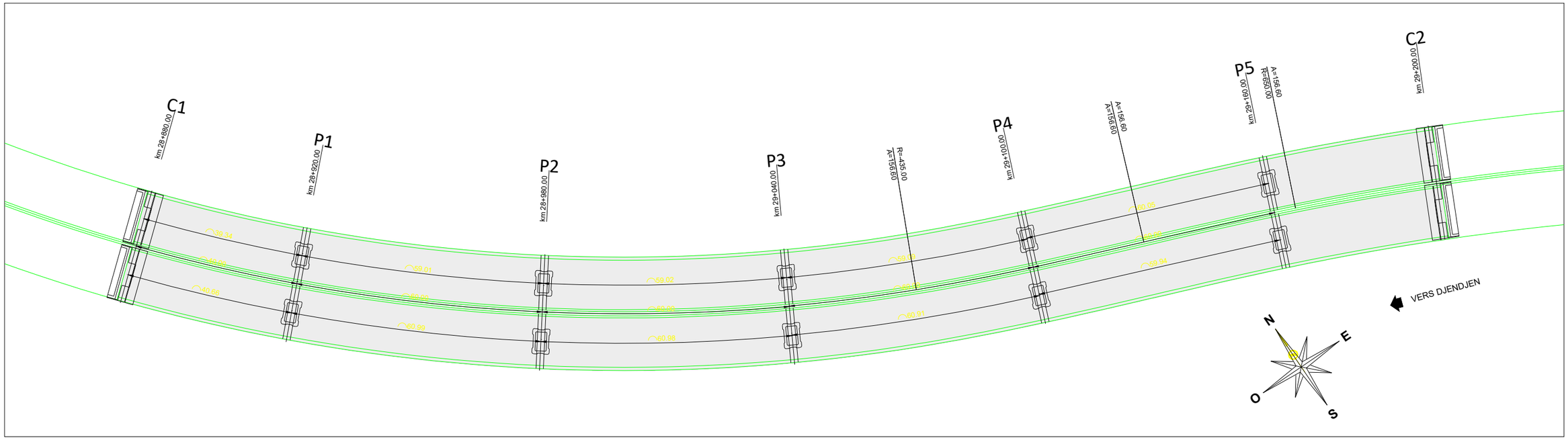
Les culées

Le tableau ci-dessous montre les dimensions des culées :

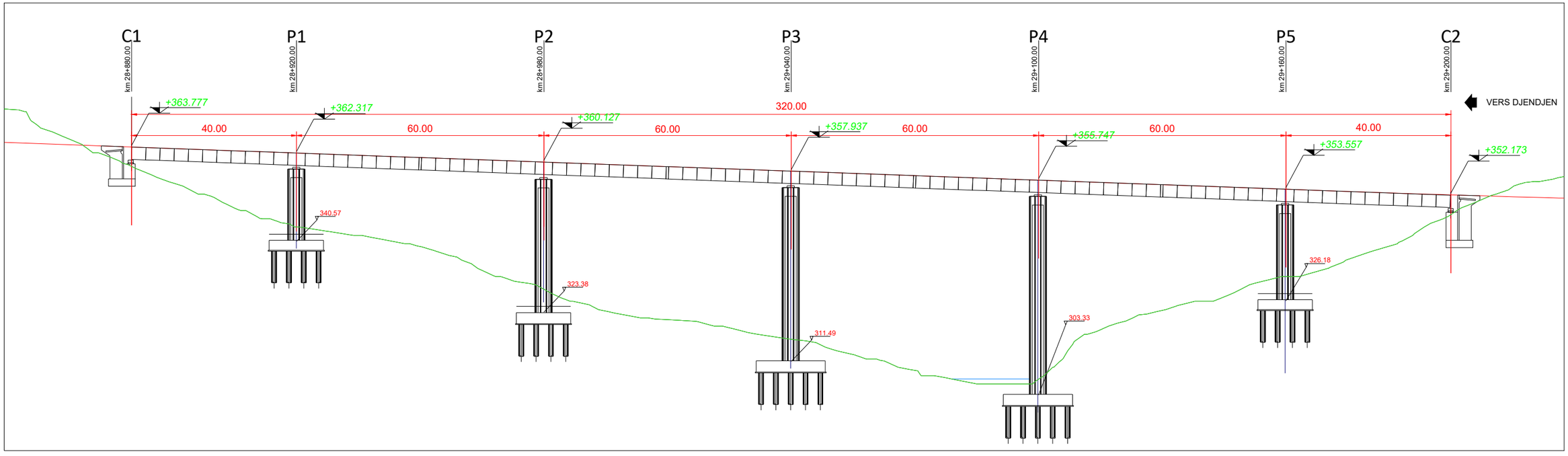
Tableau III-4 : Dimensionnement des culées-pont voussoir

Elément		**Valeurs**	**Figure**
Mur frontal	Hauteur	C1 : 3.62 m C2 : 6.78 m	
	Epaisseur	C1 : 2.85 m C2 : 2.85 m	
	Longueur	13 m	
Mur garde grève	Hauteur	C1 : 7.78 m C2:10.95 m	
	Epaisseur	C1 : 0.3 m C2 : 0.3 m	
	Longueur	13 m	
Mur en retour	Hauteur	C1 : 7.78 m C2:10.95 m	
	Longueur	5.06 m	
	Epaisseur	0.6 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.3 m	
	Largeur	C1 : 4 m C2 : 4m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux pour C1 et 12 pieux pour C2 : D=1.2 m L=15 m	
	Dimensions semelles	C1 : 6.5 × 11.9 × 1.8 (m × m × m) C2 : 6.5 × 11.9 × 1.8 (m × m × m)	

VUE EN PLAN Echelle : 1/1000

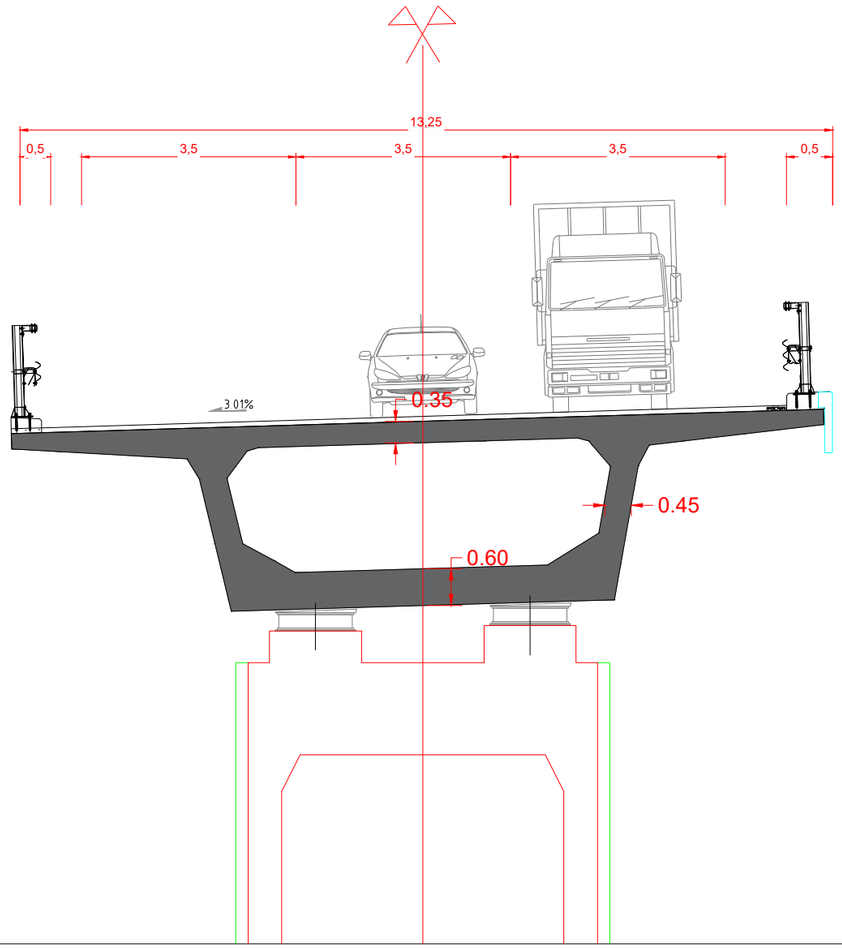


PROFILE EN LONG Echelle : 1/1000

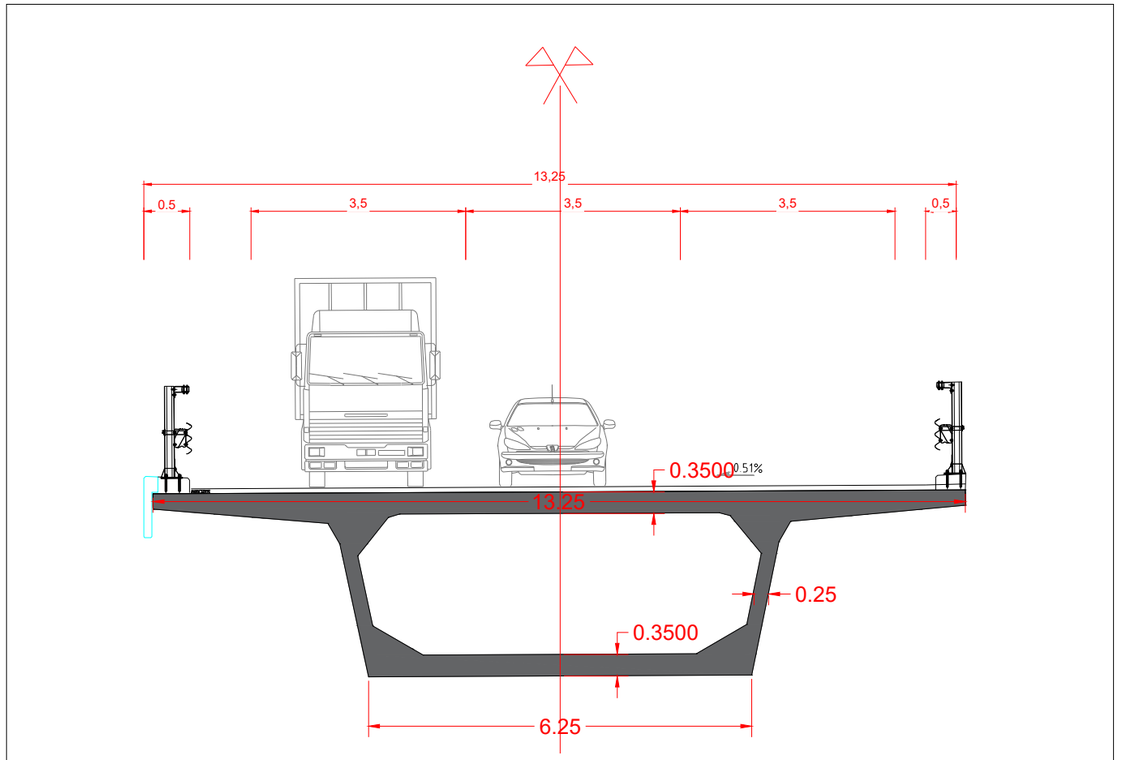


THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 01 :** Pont voussoir construit par encorbellement successif	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** Conception et Prédimensionnement	ENSTP

Coupe Transversale sur Pile Ech: 1/100



Coupe Transversale au mi-travée Ech: 1/100



THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 01 :** Pont voussoir construit par encorbellement successif	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** Conception et Prédimensionnement	ENSTP

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

Le pont mixte acier-béton bipoutre est une structure composée de deux poutres métalliques principales reliées par des entretoises transversales et surmontées d'une dalle en béton armé. La liaison entre l'acier et le béton est assurée par des connecteurs (goujons) qui permettent le travail en flexion composée de l'ensemble de la structure.

Cette solution est particulièrement adaptée aux franchissements de portées moyennes à importantes (30 à 120 m) et présente l'avantage d'une grande rapidité d'exécution et d'une excellente performance structurelle.

II.2.2.1. Conception longitudinale

Une longueur de 320 m.

Selon le guide SETRA 1999 'Guide du Projecteur Ouvrages d'Art-Pont Courant' on a opté pour un ouvrage continu à 6 travées avec des portées de 40+60+60+60+60+40 m.

Quatre culées aux extrémités (deux culées pour chaque sens).

II.2.2.2. Conception transversale

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

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

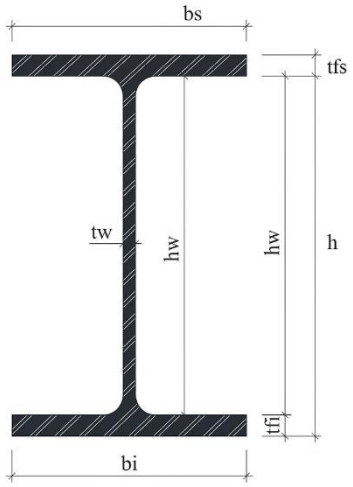


Figure II-5 : Les dimensions d'une poutre en acier

Tableau II-5 : Les dimensions de la poutre métallique

Travée intermédiaire (L = 60 m) - Hauteur constante			
Élément	Ratio usuel		Valeur
Hauteur de la poutre h	h = L/25 à L/30 [1]		2400 mm
Hauteur de l'âme hw	hw = h − tfi − tfs		2270 mm
Épaisseur de l'âme tw	tw ≥ 12 mm [2] ; tw >0.005 h		20 mm
Largeur membrure supérieure bs	400 mm ≤ bs ≤ 1200 mm [3]		1000 mm
Épaisseur membrure supérieure tfs	bs / tfs ≤ 0.9 √(E / fy) [4]		60 mm
Largeur membrure inférieure bi	500 mm ≤ bi ≤ 1600 mm [3]		1400 mm
Épaisseur membrure inférieure tfi	bi / tfi ≤ 0.9 √(E / fy) [4]		70 mm

Zones critiques :

Sur pile : Zone de moment négatif maximum

La fibre supérieure est tendue

La fibre inférieure est comprimée

En mi-travée : Zone de moment positif maximum

La fibre supérieure est comprimée

La fibre inférieure est tendue

Références :

[1] Conception des Ponts - Chapitre 7, Section 7.4.1.5, Page 225 (Tableau des élancements)

[2] Conception des Ponts - Chapitre 7, Section 7.4.2, Page 227 : "cette épaisseur, notée tw, doit être supérieure ou égale à 10 mm... Dans la pratique, elle est presque toujours supérieure ou égale à 12 mm"

[3] Conception des Ponts - Chapitre 7, Section 7.4.2, Page 226 : "la largeur bs de la semelle supérieure varie de 400 à 800 mm... la largeur bi de la semelle inférieure varie de 500 à 1200 mm"

[4] Conception des Ponts - Chapitre 7, Section 7.4.2, Page 226 : "le rapport de leur largeur b à leur épaisseur t doit respecter la condition suivante : $b/t < 0.9\sqrt{(E/fy)}$"

Avec E : module de Young de l'acier (210 000 MPa) et fy : limite d'élasticité de l'acier (E355 : 355 MPa).

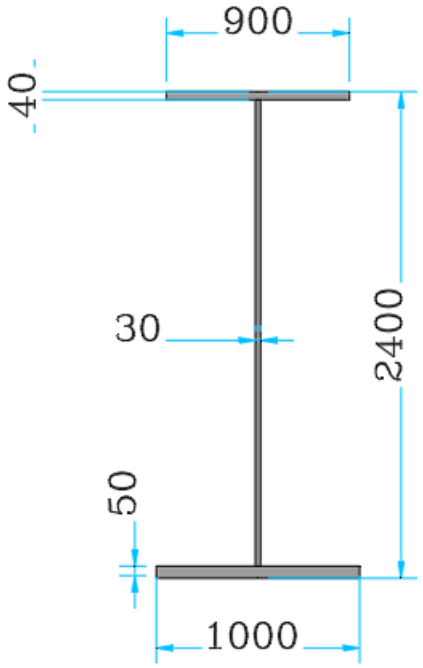


Figure II-6 : Les dimensions d'une poutre sur pile

Entretoise

La largeur du demi-tablier de 13,25 m nous a amené à choisir comme éléments transversaux des entretoises réparties chaque 8 m longitudinalement.

On utilise des entretoises en HEB 600 ou poutre reconstituée soudée.

Caractéristiques :

Hauteur : 600 mm (adaptée à la hauteur constante des poutres)

Espacement : 8,0 m

Position : À mi-hauteur des poutres principales

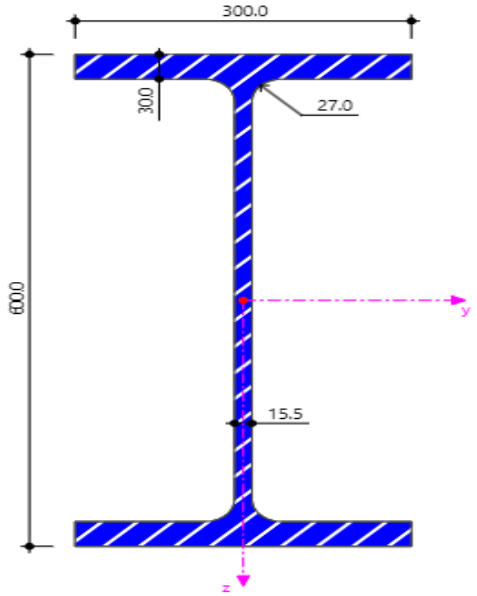


Figure II-7 : Coupe transversale d'entretoise HEB600

Dalle

Elle a une épaisseur constante de 25 cm, attachée aux poutres par des goujons.

Connecteurs :

Type : Goujons à tête Ø 22 mm

Hauteur : 150 mm

Espacement longitudinal : 200 mm

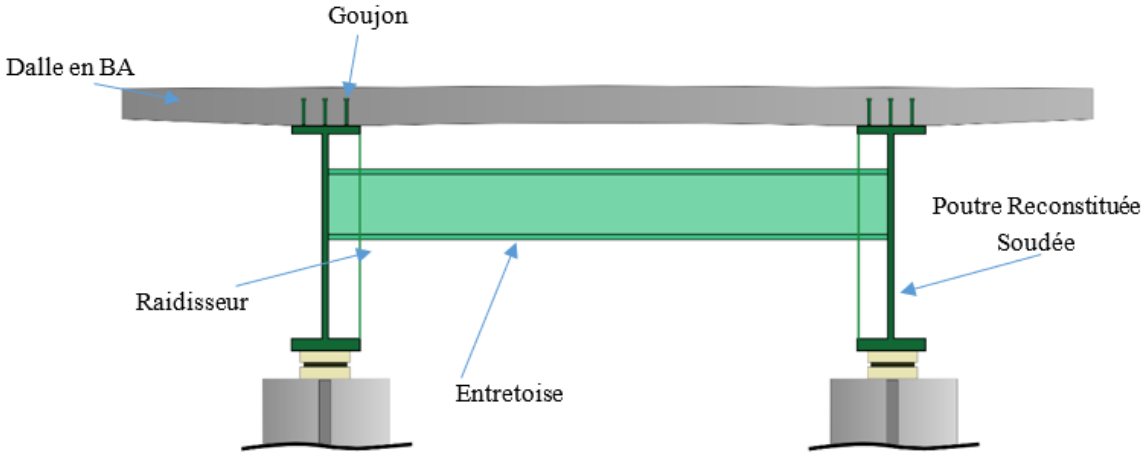
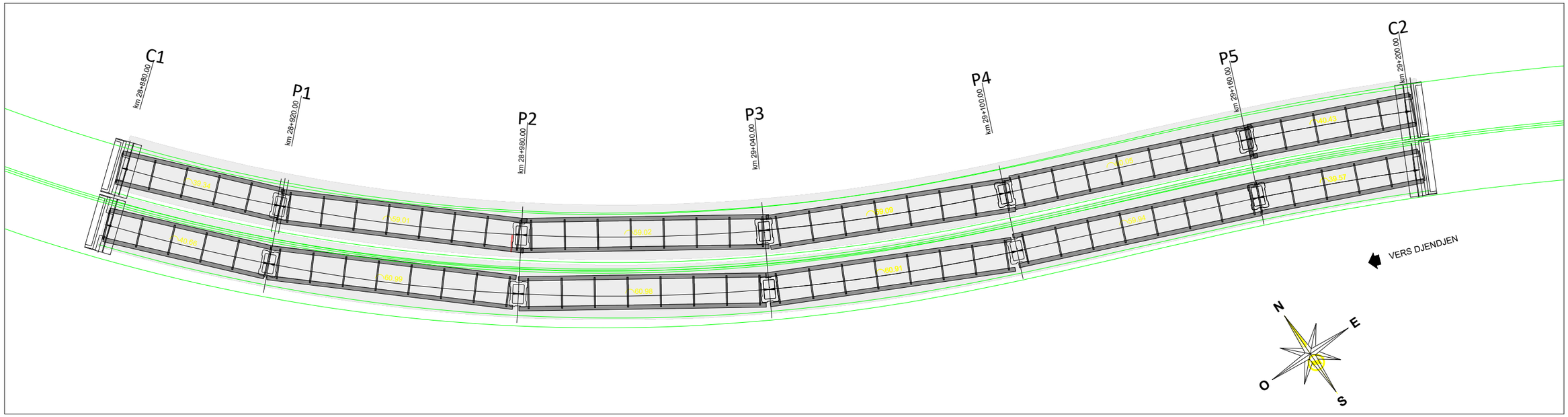


Figure II-8 **: Coupe transversale et notation des différents éléments du pont mixte bipoutre**

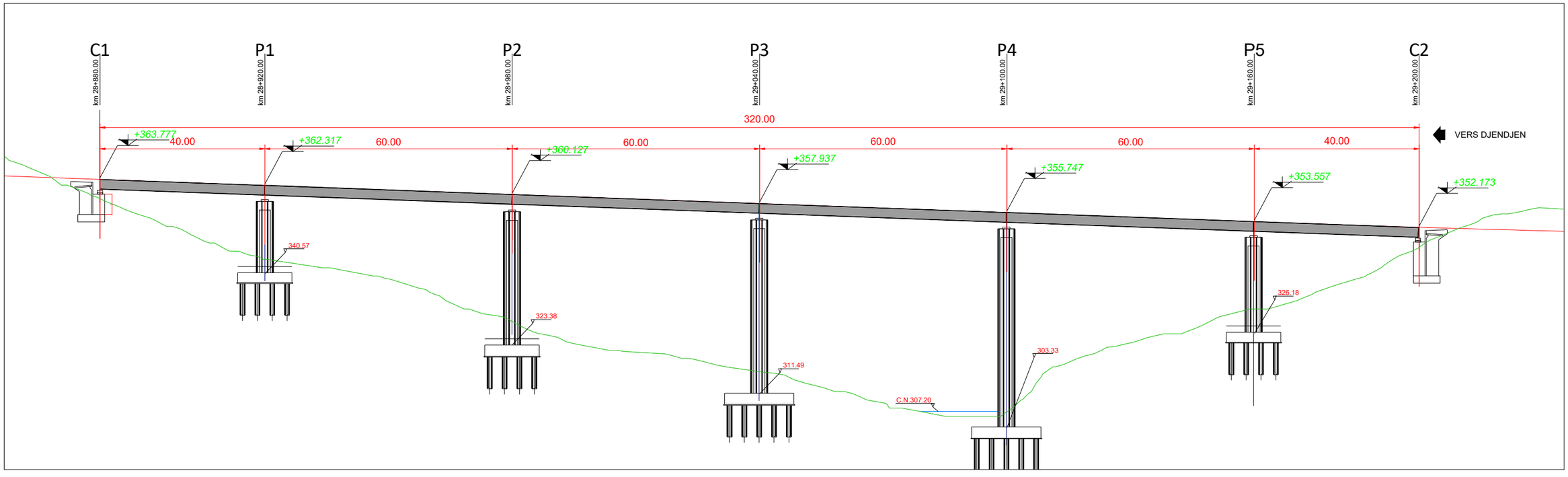
II.2.2.3. Conception de l'infrastructure :

Cette section est identique à la variante précédente (même architecture, mêmes composants et mêmes spécifications d'infrastructure

VUE EN PLAN Echelle : 1/1000

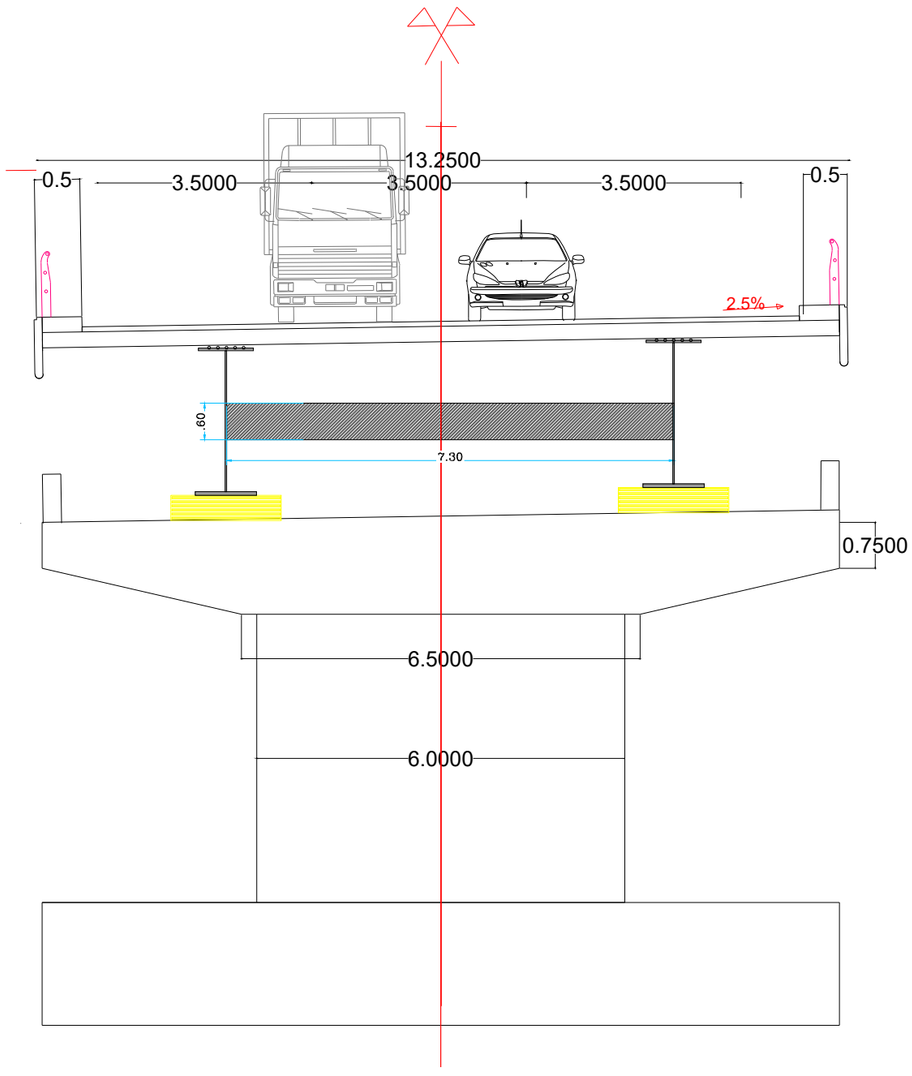


PROFILE EN LONG Echelle : 1/1000

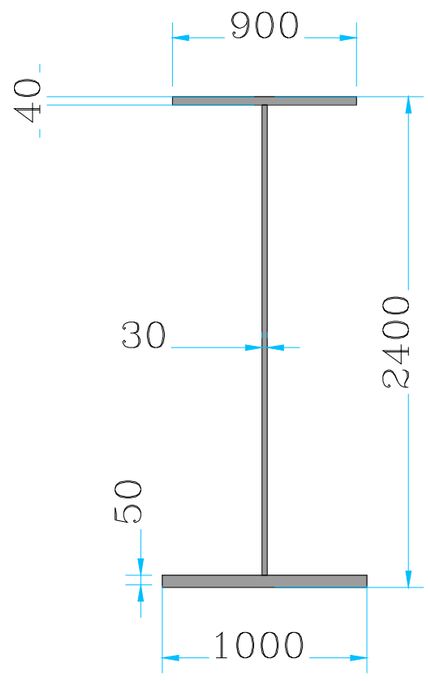


THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 01 :** Pont mixte acier-béton bipoutres	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** Conception et Prédimensionnement

Coupe Transversale sur Pile Ech: 1/100



Coupe Transversale sur Poutre Ech: 1/30



THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 01 :** Pont mixte acier-béton bipoutres	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** Conception et Prédimensionnement	ENSTP

II.2.3. Variante 03 : « Pont métallique (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 avec paraboles inversées où l'arc est sous le tablier peuvent atteindre de grandes portées allant jusqu'à 150 m pour les ouvrages courants.
Ce type de pont est généralement plus coûteux que les solutions traditionnelles.

II.2.3.1. Conception longitudinale

Longueur totale de 320 m.
Trois travées intermédiaires en arcs de 90m.
Deux travées de rive en poutres 25m.
Quatre culées aux extrémités (deux culées pour chaque sens).
Dix piles intermédiaires (cinq piles pour chaque sens).
Hauteur constante.

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 $\lambda_2 = \frac{h1+h2}{L}$ compris entre 1/30 et 1/45.

L'équation de la parabole est $Z = \frac{4\,f}{l2} \times x \times (l - x)$.

L'équation de l'angle que fait l'horizontal avec la tangente de l'arc est $\beta = \arccos \frac{l}{\sqrt{l2 + 16f2}}$

Les valeurs retenueExplications et justifications :

Parameter	Valeur	base
Portee L	90 m	
Flèche f	18 m	f = L/5
Rapport f/L	1/5 = 0.2	1/4 à 1/6
Angle β	38.7	arccos(L / √(L² + 16f²))

Valeur retenue : f = 18,0 m (élancement f/L ≈ 1/5)

Angle β = arccos(90 / √(90² + 16×18,0²)) = 38,7°

Notes importantes :

La hauteur constante simplifie la fabrication des arcs et des suspentes

Les valeurs sont optimisées pour chaque type de travée

Les élancements restent dans les limites recommandées par la littérature technique

L'angle β similaire entre les deux types de travées facilite la standardisation des assemblages

Référence :

[1] *Pont en acier, conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton*, Traité de génie civil, Volume 12, EPFL Press

Poutres : (j)

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II.6 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25	25
La hauteur totale du tablier	$L/20 < Ht < L/17$	1.4 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.2 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.2 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40\ m < \lambda < 2.00\ m$	1.95 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12 m
Nombre des poutres	$N= L_a / \lambda +1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1.0 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	13 cm
La largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Entretoise d'about	/	$35 \times 140\ cm^2$

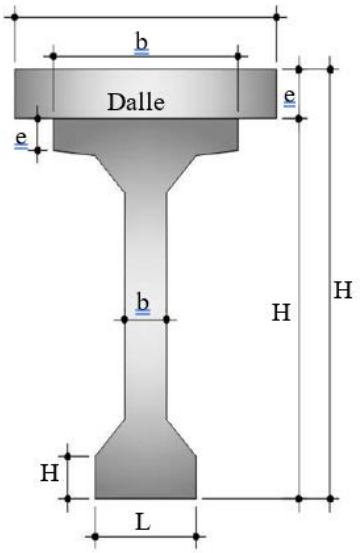


Figure II.9 : Notation des dimensions

II.2.3.2. Conception transversale

- **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 [2].

Section caisson rectangulaire évidée avec dimensions suivantes :

Dimensions extérieures : 1400 mm × 1000 mm

Épaisseur des parois : 35 mm

Matériau : Acier S355 conforme à la norme NF EN 10113 [3]

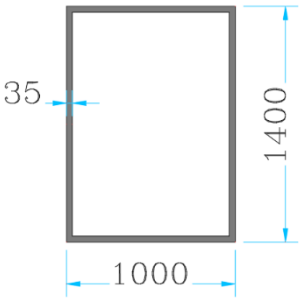


Figure II-10 :

Coupe transversale de l'arc

- **Section de la poutre latérale**

La poutre latérale doit résister à la traction (effet de tirant) et à la flexion due aux charges appliquées sur le tablier.

Section caisson rectangulaire évidée avec dimensions :

Dimensions extérieures : 1300 mm × 1000 mm

Épaisseur des parois : 30 mm

Matériau : Acier S355 conforme à la norme NF EN 10113 [3]

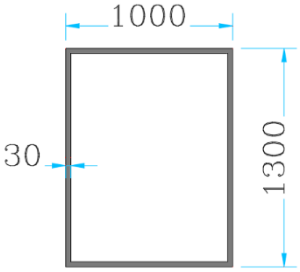


Figure II-11 : Coupe transversale de la poutre latérale

- **Pièces de pont**

Les pièces de pont doivent transmettre les charges appliquées sur la dalle aux poutres-tirants et aussi les solidariser transversalement. Travaillant à la flexion simple, elles sont espacées régulièrement sur toute la longueur [2].

Caractéristiques (hauteur constante pour simplification) :

Longueur : 13,25 m (distance entre les 2 poutres-tirants)

Espacement longitudinal : 3,0 m (conforme aux recommandations pour dalles en béton armé) [2]

Type : Profilés laminés HEA 600 (section uniforme)

Matériau : Acier S355 conforme à la norme NF EN 10113 [3]

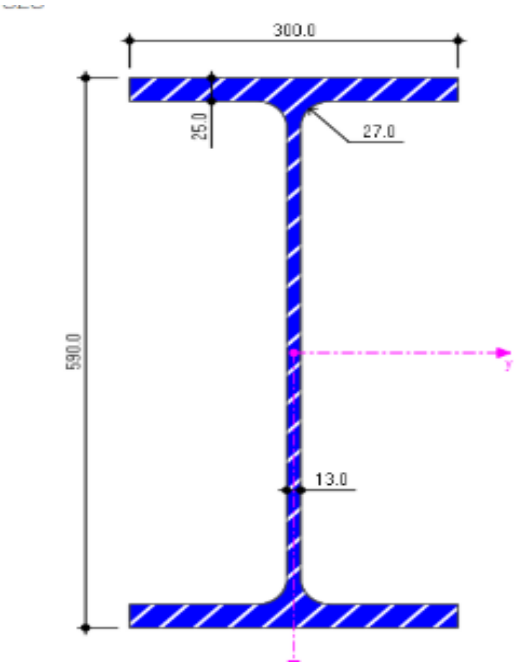


Figure II-12 : Coupe transversale d'une pièce de pont

- **Suspentes**

Les suspentes sont des éléments verticaux tendus reliant le tablier à l'arc. Le choix de câbles en torons à fils parallèles remplace les profilés creux pour une meilleure résistance à la fatigue et une plus grande légèreté.

Dimensionnement selon Eurocodes : EN 1990 (fiabilité), EN 1991-2 (actions trafic), EN 1993-1-11 (câbles), EN 1993-2 (ponts)

Parameter	**valeur**	**base**
Espacement	6 m	L/15 (L = 90 m)
Nombre de suspentes par nervure	14	(90/6) – 1
Total pour 3 travées (2 nervures/travée)	84	–
Effort maximal ELU par suspente	1100 kN	Combinaisons EN 1990
Type de câble	Toron parallèles classe C (EN 1993-1-11, Tab.1.1)	f_u = 1570 MPa (EN 10138)
Diamètre retenu	55 mm	Section ~2376 mm²

- **CABLES :** (j)Vérifications clés (EN 1993-1-11) :

ELU : résistance en traction et ancrages.

Fatigue : selon §9 et EN 1991-2 (modèle de charge).

Corrosion : gaine HDPE + injection cire (§4.5).

Vibrations : analyse selon §8 (amortisseurs si nécessaire).

Conclusion : Les câbles satisfont aux exigences des Eurocodes pour les suspentes de pont bow-string.

- **Contreventement**

Ce sont des éléments longitudinaux supérieurs qui jouent un rôle d'entretoise et relient les deux arcs entre eux au niveau de leur sommet. Ils assurent la stabilité transversale de l'ensemble et résistent aux efforts horizontaux (vent, séisme) [2].

Caractéristiques (section constante) :

Section : Tube carré évidé de dimensions **500 mm × 500 mm**

Épaisseur des parois : 25 mm

Longueur : 13,25 m (distance entre les 2 arcs)

Matériau : Acier S355 conforme à la norme NF EN 10113 [3]

Espacement longitudinal : Tous les **12,0 m** (selon recommandations pour ponts bow-string)

Position verticale : Au **sommet des arcs** (niveau +7,5m à +11m selon travée)

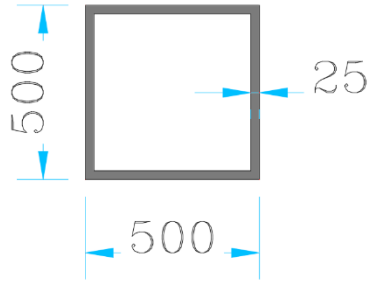


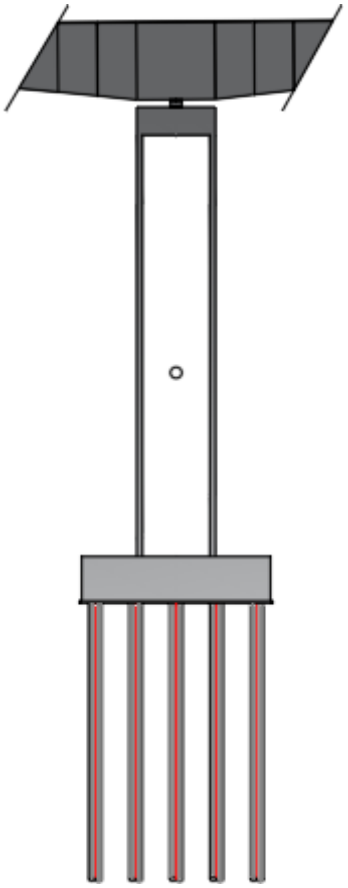
Figure II-13 : Coupe transversale d'un contreventement

II.2.3.3. Conception de l'infrastructure

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

Le tableau ci-dessous montre les dimensions des piles :

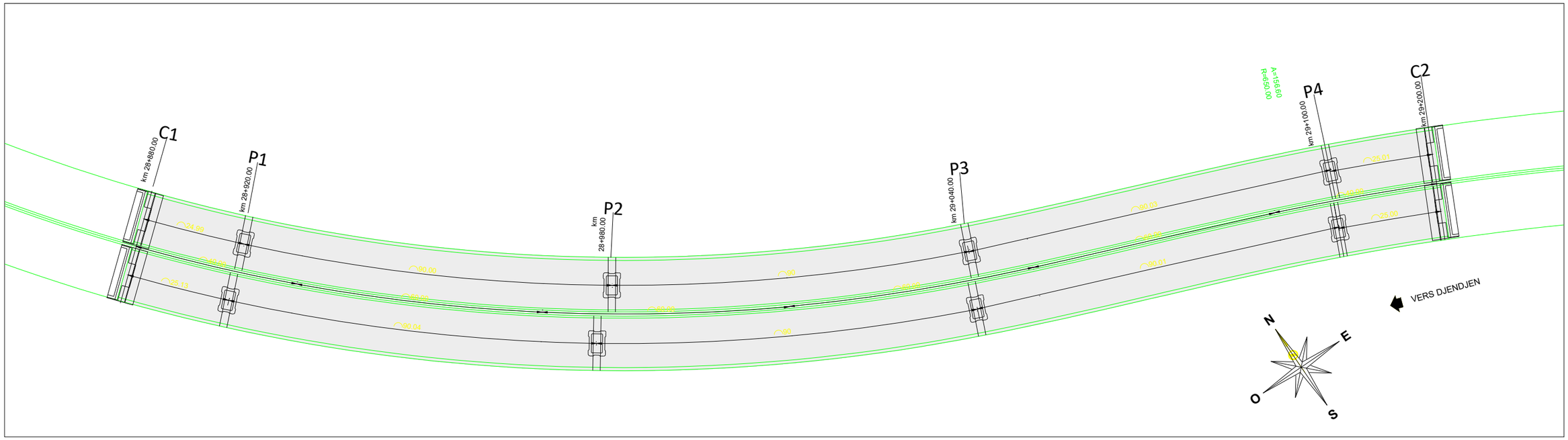
Tableau II-8 : Dimensionnement des piles-pont bow-string

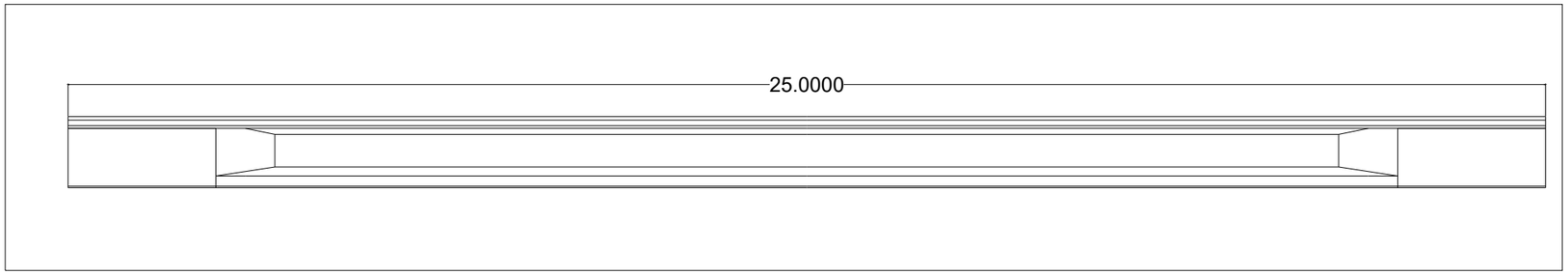
Elément		Valeurs	Figure
Hauteur	P1	17.71 m	
	P2	42.41 m	
	P3	48.41 m	
	P4	23.41 m	
Chevêtre	Dimensions	4.2 × 6.1 × 2.5 (m × m × m)	
Section	Forme	Rectangulaire évidée	
	Dimensions	4.2 × 6.1 (m × m) -Une épaisseur de 1 m -Des trous de 1 m dans le sens longitudinal	
Fondation	Type	Profonde sur 20 pieux : D=1.2 m L=25 m	
	Dimensions semelle	17.2 × 13 × 2.7 (m × m × m)	

Les culées: Identiques à la variante précédente.

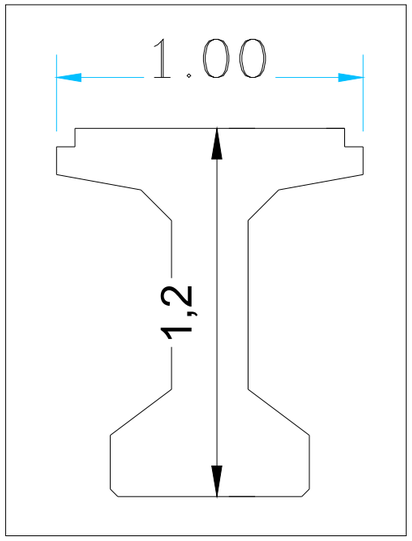
II.2.4. Devis estimatif et quantitatif

VUE EN PLAN Echelle : 1/1000

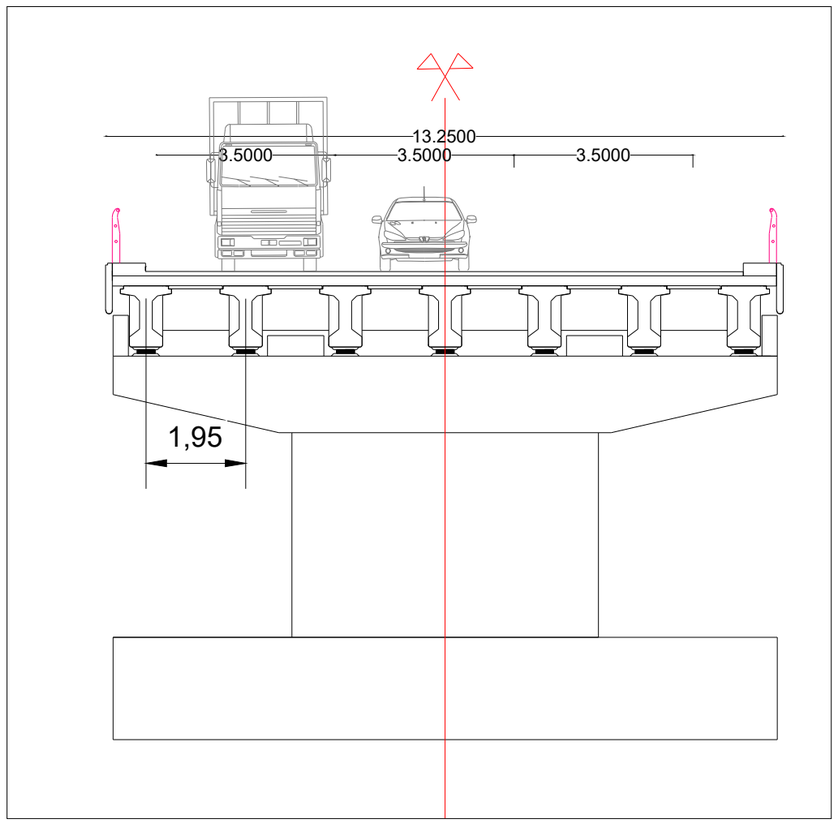

C1
km 28+880.00
P1
km 28+920.00
P2
km 28+980.00
P3
km 29+040.00
P4
km 29+100.00
C2
km 29+200.00
A=156.60
R=650.00
24.99
25.13
90.00
90.00
90.00



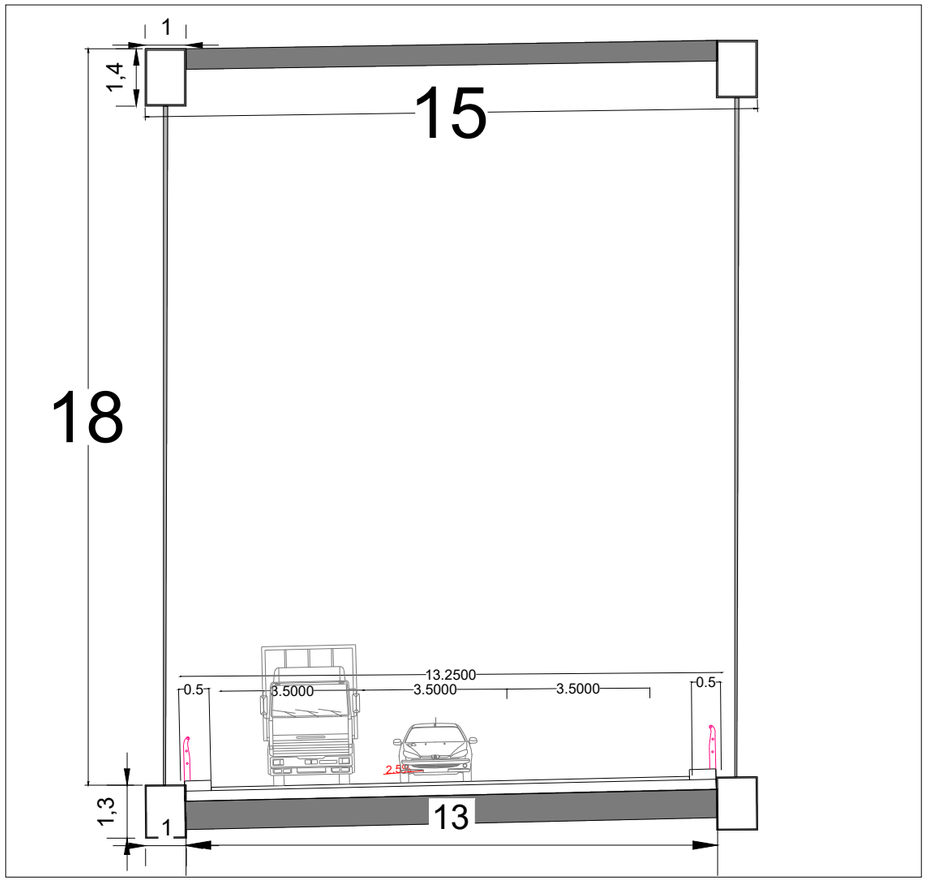
Coupe Longitudinale de la poutre Ech: 1/100



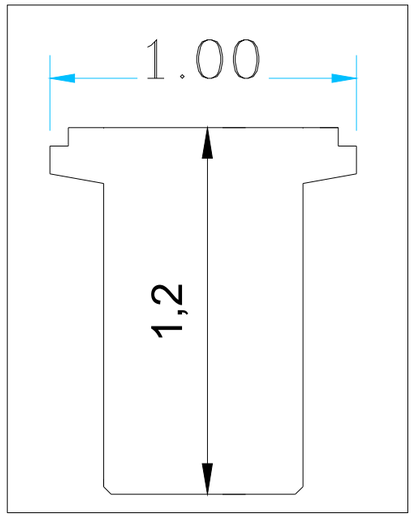
section Médiane Ech 1/20



Coupe Transversale partie poutre Ech: 1/120



Coupe Transversale partie arc Ech: 1/150



Sectoin d'About Ech 1/20

THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 03 :** Pont métallique (Bow-String)	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** Conception et Prédimensionnement	ENSTP

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

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Installation de chantier et transport, décapage	F	1	256 607 307,50	256 607 307,50
2	Étude d'exécution y compris étude géotechnique	F	1	102 642 923,00	102 642 923,00
3	Pieux (forage, tubes, essais, recepage)	Ensemble	-	-	369 375 000,00
4	Béton (RN30, RN35, etc.)	M3	-	-	1 457 692 269,90
5	Acier passif + actif + glissières + garde-corps	T / ML	-	-	3 362 448 880,00
TOTAL HT					**5 491 396 380,00**
TVA 19%					**1 043 365 312,00**
TOTAL TTC					**6 534 761 693,00**

Tableau II-9 : Devis estimatif et quantitatif de la première variante

Tableau II-10 : Devis estimatif et quantitatif de la deuxième variante

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Intallation de chantier et transport, décapage	F	1	601 563 780,20	601 563 780,20
2	Étude d'exécution y compris étude géotechnique	F	1	240 625 512,10	240 625 512,10
3	Pieux (forage, tubes, essais, recepage)	Ensemble	-	-	373 000 000,00
4	Béton (RN30, RN35 hourdis)	M3	-	-	1 039 745 604,90
5	Acier passif + charpente métallique (arc, poutres, suspentes, contreventement)	T	11 174 + 17 440	160 000 / 500 000	10 618 530 000,00
TOTAL HT					12 873 464 900,00
TVA 19%					2 445 958 330,00
TOTAL TTC					1 519 423 230,00

Tableau II-11 : Devis estimatif et quantitatif de la troisième variante

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
1	Intallation de chantier et transport, décapage	F	1	601 563 780,20	601 563 780,20
2	Étude d'exécution y compris étude géotechnique	F	1	240 625 512,10	240 625 512,10
3	Pieux (forage, tubes, essais, recepage)	Ensemble	-	-	373 000 000,00
4	Béton (RN30, RN35 hourdis)	M3	-	-	1 039 745 604,90
5	Acier passif + charpente métallique (arc, poutres, suspentes, contreventement)	T	11 174 + 17 440	160 000 / 500 000	10 618 530 000,00
TOTAL HT					12 873 464 900,00
TVA 19%					2 445 958 330,00
TOTAL TTC					1 519 423 230,00

II.3. Analyse multicritères

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

L'exécution.

L'esthétique.

L'entretien.

II.3.1. L'exécution : (/6 points)

En fonction des versions choisies, la mise en œuvre peut être plus ou moins complexe. La variante **pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs (Variante 01)** est bien maîtrisée en Algérie (COSIDER, ETRHB). La construction se fait sans cintre au sol, voussoir par voussoir (95 voussoirs par sens, longueur unitaire 3,45 m pour les courants). Les matériaux sont disponibles localement (béton, granulats), seuls les câbles de précontrainte sont importés. Le délai de construction est de 18 à 24 mois.

À l'inverse, la version **bow-string à arc supérieur (Variante 03)** est extrêmement délicate. Elle nécessite une fabrication très spécialisée (caissons d'arc 800×600 mm, tirants 900×800 mm, suspentes, contreventement), des équipements de levage exceptionnels (grues 500+ t) non disponibles localement, et aucune référence de ce type n'existe en Afrique du Nord. Son délai est très long (24-30 mois).

Le **pont mixte acier-béton bipoutres (Variante 02)** séduit par sa rapidité de mise en œuvre (12-15 mois), grâce à la préfabrication des éléments métalliques en atelier. Cependant, la capacité industrielle locale est limitée et le transport des poutres (hauteur 1,60 m pour travées de 40 m, 2,40 m pour travées de 60 m) de longueur 40-60 m est contraignant. Le montage se fait par levage ou lançage.

II.3.2. L'entretien : (/4 points)

Le pont en béton précontraint (variante 01) a un entretien modéré (2-3 % du coût initial sur 100 ans). Il résiste bien au climat algérien grâce à la protection naturelle du béton, mais les câbles de précontrainte noyés sont inaccessibles. Les principales interventions concernent le remplacement des joints et appareils d'appui tous les 20-30 ans.

Avec le pont mixte acier-béton (variante 02), l'entretien est plus lourd (8-12 % du coût initial). L'acier craint la corrosion et la fatigue, surtout au niveau des assemblages et des soudures. Une repeinture complète est nécessaire tous les 15-20 ans. Le climat algérien (températures élevées, humidité côtière) accélère la corrosion.

Le bow-string (variante 03) demande un entretien très coûteux (15-20 % du coût initial). L'accès aux arcs culminant à +11 m est difficile, les 124 suspentes et leurs assemblages boulonnés sont des points critiques pour la fatigue, et la peinture anticorrosion est complexe en raison des géométries multiples.

II.3.3. L'esthétique : (/5 points)

Côté esthétique, chaque variante a sa propre personnalité.

Le pont en béton précontraint (variante 01) affiche une sobriété élégante avec une hauteur constante de 3,00 m et un caisson monocellulaire à deux âmes inclinées (10°). L'esthétique est classique et intemporelle, bien intégrée au paysage autoroutier.

Le pont mixte acier-béton (variante 02) séduit par ses lignes épurées et modernes, avec une hauteur variable selon la travée (1,60 m pour 40 m, 2,40 m pour 60 m), ce qui crée une impression de légèreté. Les bipoutres visibles sous le tablier apportent une transparence structurale. Très apprécié en milieu urbain.

Quant au pont bow-string (variante 03), il mise sur un style monumental avec des arcs paraboliques spectaculaires (flèche 18 m pour travée de 90 m, soit f/L=1/5) et des suspentes rythmées (124 au total). C'est un véritable landmark, mais peut paraître surdimensionné pour un site autoroutier standard.

Tableau II.12 : Évaluation Multicritères des trois Variantes

Critère	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Réalisation (/6)	5	4	2
Esthétique (/5)	3	4	5
Entretien (/4)	4	2	1
Note totale (/15)	**12**	**10**	**8**

II.4. CONCLUSION

La meilleure conception est celle qui limite les coûts d'investissement et d'entretien tout en maîtrisant les risques techniques et logistiques.

La **variante n° 1 (pont voussoir en béton précontraint par encorbellements successifs)** s'impose comme la plus judicieuse :

Coût TTC le plus bas (6,53 milliards DA)

Entretien minimal sur 100 ans (2-3 % du coût initial)

Excellente adaptation aux ressources locales (entreprises algériennes, matériaux locaux)

Technique éprouvée sans dépendance internationale

La variante n° 3 (bow-string à arc supérieur) n'est pas recommandée pour ce projet autoroutier standard (coût prohibitif +134 %, entretien très lourd, dépendance totale).

La variante n° 2 (mixte acier-béton bipoutres) peut être une alternative acceptable uniquement si un délai très court (12-15 mois) ou un transfert de technologie métallique est stratégique.

Décision finale : Variante 01 retenue « pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs ».

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.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.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

Règles B.A.E.L.91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

CBA 93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte.

RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.

RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Guide SETRA 2003.

III.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.

III.3.1. Béton

On fournit, ci-dessous les caractéristiques des matériaux, les contraintes adoptées pour les vérifications, la typologie du béton (classe d'exposition, rapport E/C minimal, contenu minimal de ciment, etc.), en fonction des conditions particulières de calcul ou de l'environnement.

PARTIES D'OUVRAGES	***CLASSES D'EXPOSITION ET DE CHLORURES***	***CLASSES DE RESISTANCE***
Béton des PIEUX	*XC2*	***RN27***
Béton des SEMELLES DE FONDATION	*XC2*	***RN27***
Béton des PROPRETE pour SOUSFONDATIONS	*-*	***RN15***
Béton des ELEVATIONS PILES	*XC4*	***RN35*** ***(RN27 Pile P1)***
Béton des ELEVATIONS CULEES	*XC2*	***RN27***
Béton des VOUSSOIRS COULES EN ŒUVRE du TABLIER	*XC4*	***RN40 (C40-50)***
Béton des VOUSSOIRS PREFABRIQUES du TABLIER	*XC4*	***RN40***

- **Retrait et Fluage du Béton :**

Conformément aux lois du BPEL 91 (Annexe 1 modifiée), les déformations différées du béton sont prises en compte via :

Déformation de retrait : εret = f(humidité, épaisseur de la pièce, temps)

Coefficient de fluage : Kflu = f(âge au chargement, durée de chargement, fc28)

Évolution de la résistance du béton : fc(t) selon la loi BPEL 91

Ces déformations sont intégrées dans les calculs de pertes différées de précontrainte via le logiciel de calcul de l'ouvrage.

Tableau III-1 : Caractéristiques de béton

	Infrastructure	Superstructure
f_{c28} (MPa)	35	40
f_{t28} (MPa)	2.7	3
Densité (KN/m^3)	25	25

III.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.

III.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.

I.1.1.1. L'armature active

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

Tableau III-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristique		Clouage/Continuité	Fléau
Toron	T	T15s	Toron
Section d'un toron	$A_p(mm^2)$	150	Section d'un toron
Nombre de toron par câble	n	19	Nombre de toron par câble
Section d'un câble	$S(mm^2)$	2850	Section d'un câble
Diamètre de la gaine	Ø (mm)	80	Diamètre de la gaine
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860	Résistance ultime
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1670	Limite élastique
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1488	Contrainte à l'origine
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.03	Coefficient de frottement droit
Coefficient de frottement de courbure	$f(rd^{-1})$	0.2	Coefficient de frottement de courbure
Module d'élasticité	E_p(MPa)	190 000	Module d'élasticité
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ(%)	2.5	Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h
Coefficient de recul d'ancrage	g (mm)	2	Coefficient de recul d'ancrage

III.3.3. Les contraintes admissibles

III.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 :

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

Les coefficients θ et γb sont fixé à :

-θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h. -γb = 1.5 situation durable et transitoire.

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

-θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

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

Etat	Contrainte limite		Infrastructure	Superstructure
ELU	f_{bu}(MPa)	γb = 1.5	19.83	22.67
ELA		γb = 1.15	25.87	29.56
ELS	f_{bc}(MPa)		21	24

I.1.1.1. Les armatures

La contrainte limite de traction des aciers :

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

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

Justification de la précontrainte :

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

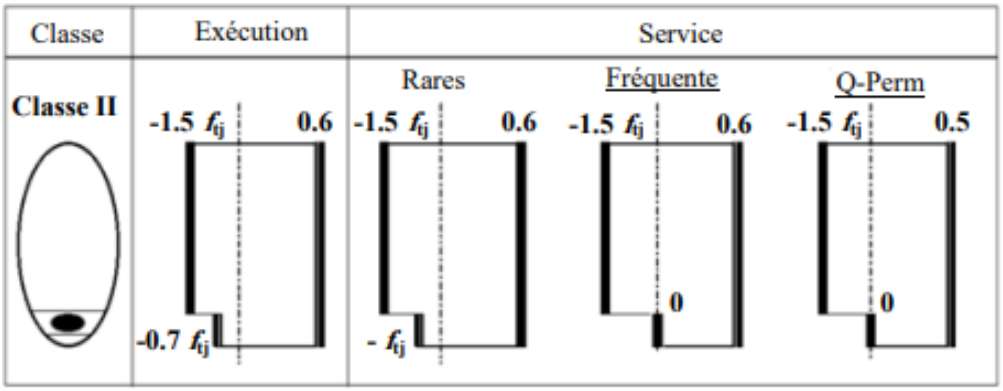


Figure III-1 : Limitation des contraintes de BP selon classe II

III.4. EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1. Les actions hors trafic

III.4.2. Actions permanentes

a. Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau III-5 : Poids dû aux CCP

Elément	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids Propre (KN)
Revêtement	24	23.52	7526.4
Trottoir	25	5	1600
Corniches	25	2.15	688
Barriere de sécurité (BN4) -glissière	/	1.3	416
Barriere de sécurité	/	1.85	592
Total	/	33.82	**10822.4**

Tableau III-6 : Poids du tablier

N° voussoir	Surface (m^2)	L(m)	V(m^3)	P(KN)
VSP	11.12	4.2	46.704	1167.6
V Culee	11.12	3.4	37.81	945.2
Voussoir courant (VC)	9.0164	3.45	31.11	777.66
Voussoir de clavage courant	9.0164	0.6	5.41	135.25
Poids d'un demi-fléau				6805.1
Poids propre d'une travée de rive (droite)				9305.6
Poids propre d'une travée de rive (gauch)				9305.6
Poids propre du tablier principal				13745.41
Poids propre total des voussoirs				73592.84
Poids propre total du tablier (poids propre+CCP)				84415.24

b. 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 $\pm\mathbf{35}\ \mathbf{°C}$ et **-15 °C** (climat tempéré au nord), la valeur prise en calcul est $\Delta\mathbf{T} = \mathbf{20}\ \mathbf{°C}$ ou $-\ \mathbf{30}\ \mathbf{°C.}$

c. Tassements Différentiels et Dénivellations :

Pour un tablier continu, les tassements différentiels et dénivellations d'appui constituent des actions à prendre en compte. Conformément à la note de calcul :

Tassement différentiel : δ = 5 mm par appui, un appui à la fois.

Dénivellation : appliquée à chaque appui indépendamment.

Ces actions sont combinées dans les cas de charges fondamentaux

III.4.3. Les actions variables hors trafic

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.

III.4.3.1. Action du Vent :

Les pressions de vent à considérer sont :

Tableau III-7 : Pressions de vent

Phase	Vent horizontal (kN/m²)	Vent ascendant (kN/m²)
En Service	2.0	--
En construction (demi-fléau)	1.25	0.2

III.4.3.2. Charges sur Culées :

Les culées sont soumises aux charges suivantes :

Poussée statique des terres : calculée avec le coefficient de poussée active ka ou au repos k0.

Surcharge de trafic sur remblai : q = 10 kPa (uniforme).

Poussée dynamique sismique : méthode de Mononobe-Okabe (combinaison sismique).

III.4.4. Les actions dues au trafic

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

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.**

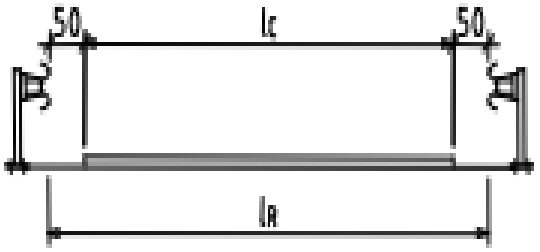
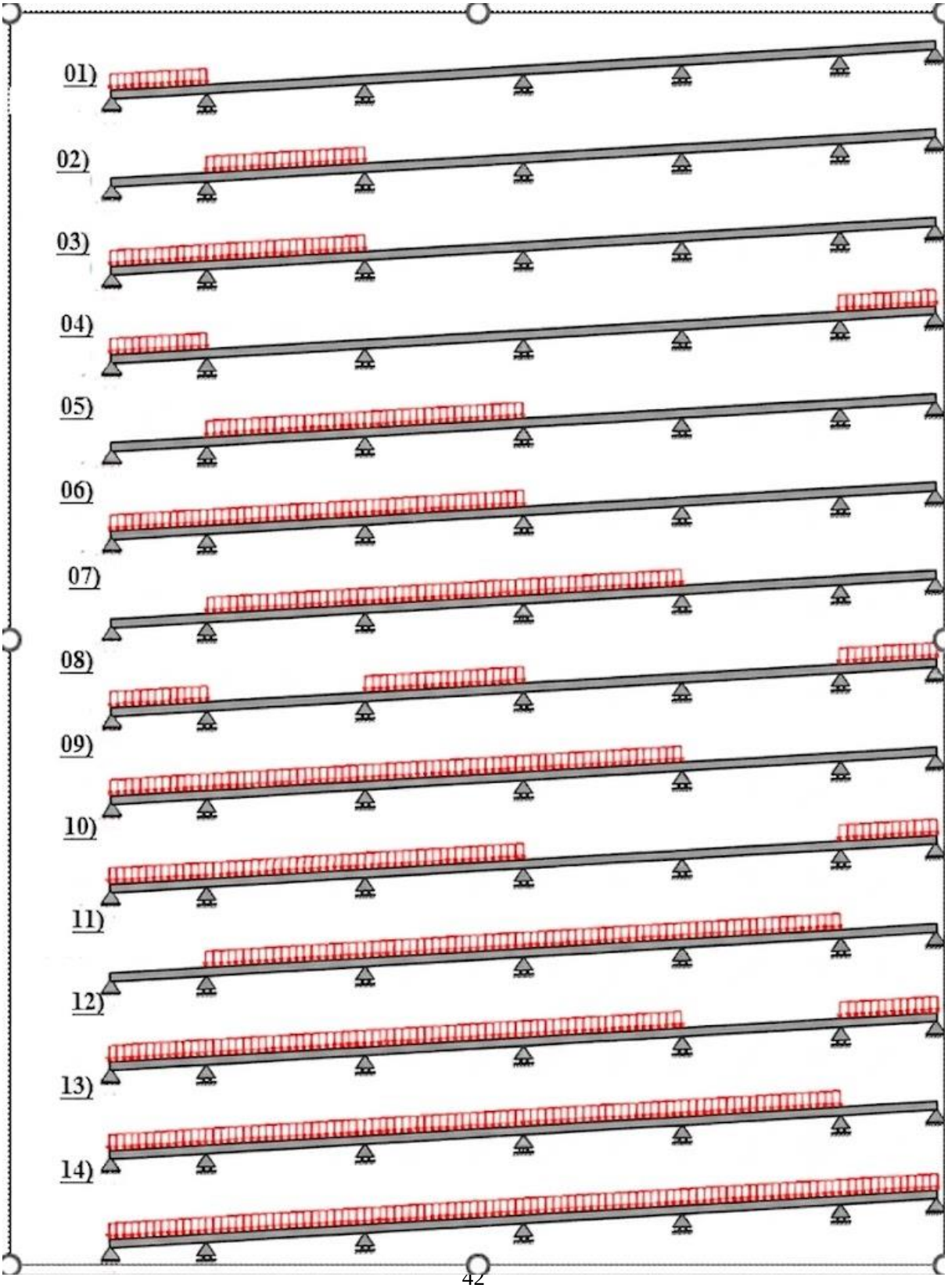


Figure III-3 : La largeur roulable et la largeur chargeable

III.4.4.1. Les cas de chargement :

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

Figure III.4 : Cas de chargement.



III.4.4.2. Système de charge A

A(l) = 2.3 + $\frac{360}{L+12}$(KN/m^2) ;

A = $\boldsymbol{max}$ { a_1 **A(l) , 4 - 0.002L** } **; A =** a_1 a_2 **A(l)**

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a_1.

Tableau III.8 : Coefficient a_1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1**	**1**	**0.9**	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

a_2 = v_0/v , v étant la largeur d'une voie, et v_0 = 3.50 m. d'où **a_2 = 1**

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.9 : Valeurs de A(L) pour le tablier voussoirs.

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m^2)	**1 voie**	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	40	9.23	32.4	64.6	97
Cas 2	60	7.3	25.6	51.1	76.7
Cas 3	100	5.52	19.32	38.64	58
Cas 4	80	6.22	21.8	43.6	65.3
Cas 5	120	5.03	8.53	12.03	15.53
Cas 6	160	4.4	15.4	30.8	46.2
Cas 7	180	4.2	14.7	29.4	44.1
Cas 8	140	4.67	16.35	32.7	49.035
Cas 9	220	3.85	13.48	26.95	40.43
Cas 10	200	3.99	13.97	27.93	41.9
Cas 11	240	3.73	13.055	26.11	39.17
Cas 12	260	3.62	12.67	25.34	38
Cas 13	280	3.53	12.36	24.71	37.07
Cas 14	320	3.38	11.83	23.66	35.49

III.4.4.3. 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 :

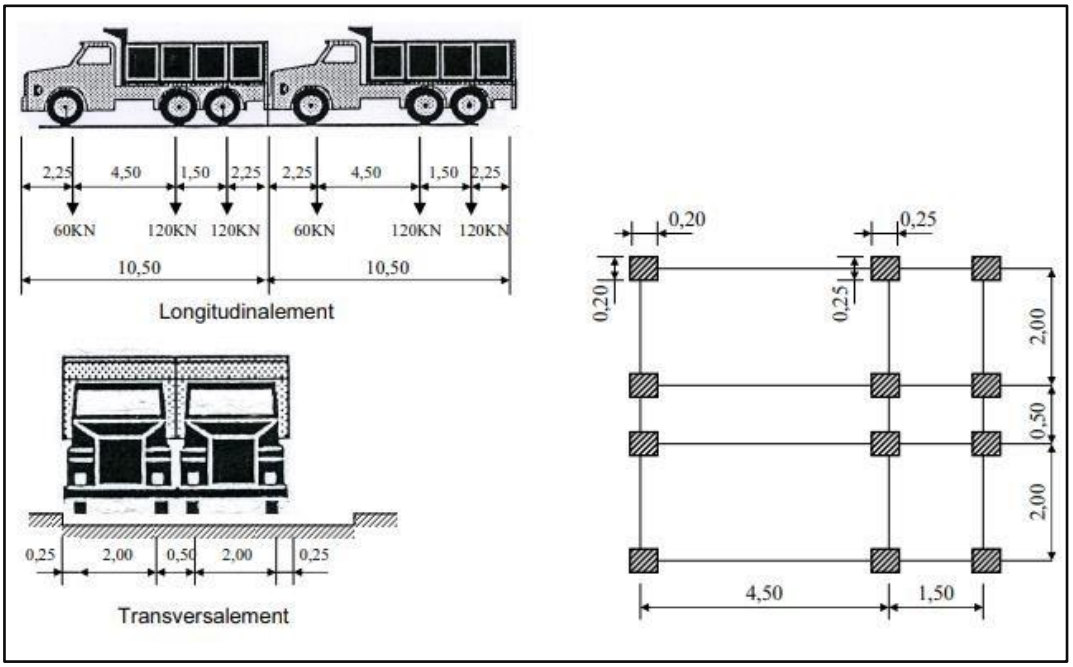


Figure III-5 : Système de charges Bc

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

Avec :

N : nombre de voies

b_c : Coefficient qui dépend de la classe de pont

Tableau III-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	/	/	/

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau III-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 Bt

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

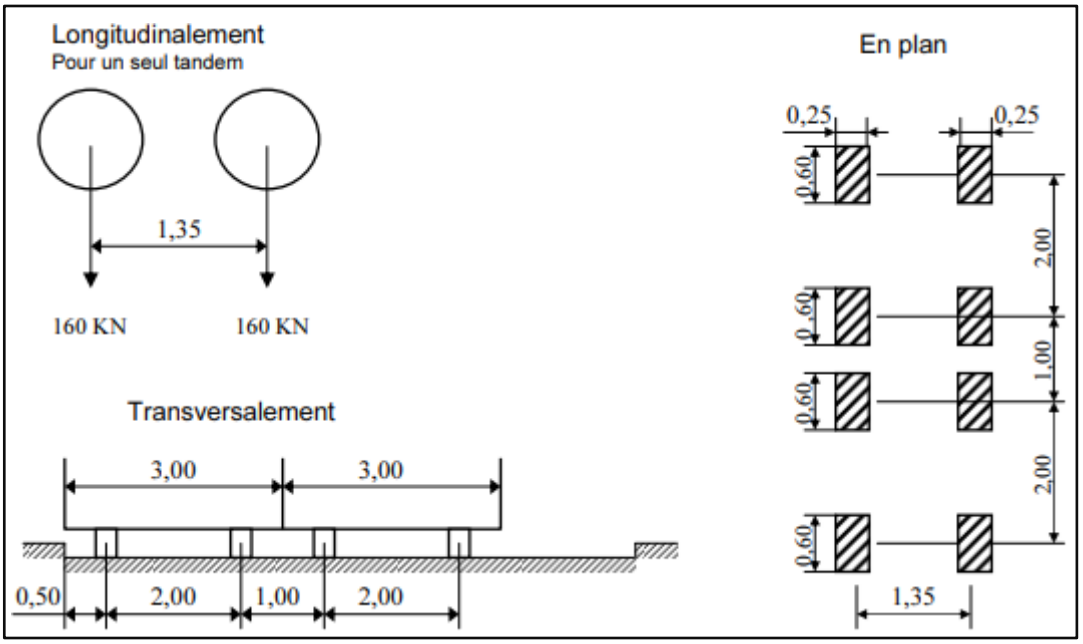


Figure III-6 : Système de charges Bt

$$\boldsymbol{Bt = 2 \times N \times 160 \times bt}$$

Avec :

N : nombre de tandems

b_t : Coefficient qui dépend de la classe de pont

Tableau III-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 III-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

III.4.4.4. 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.

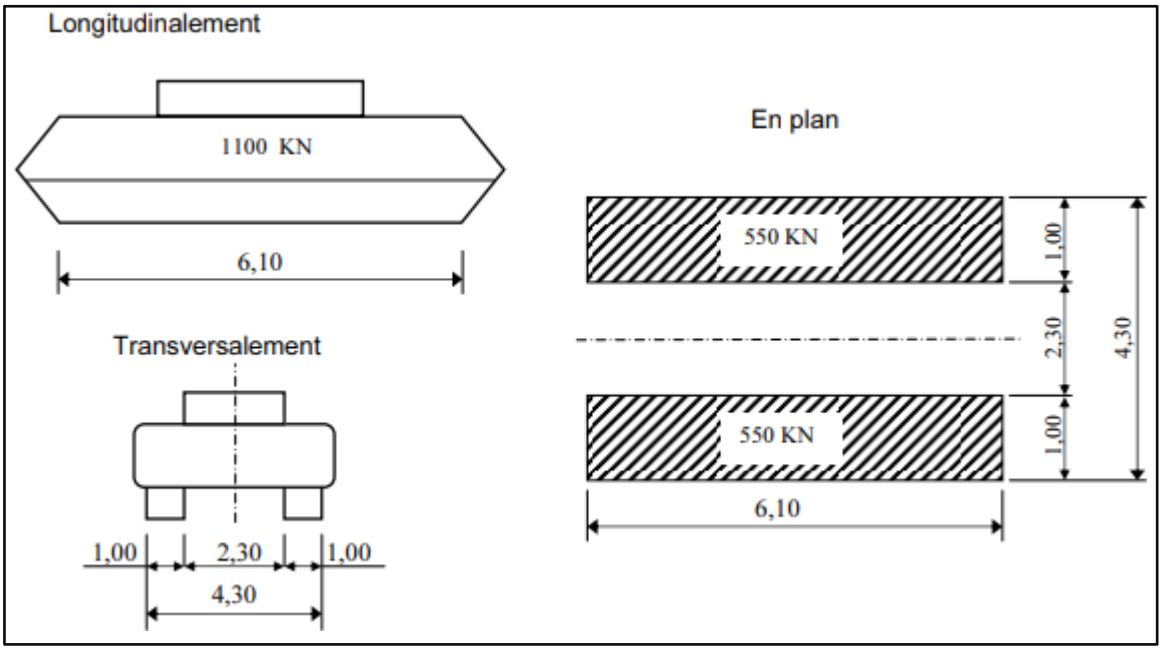


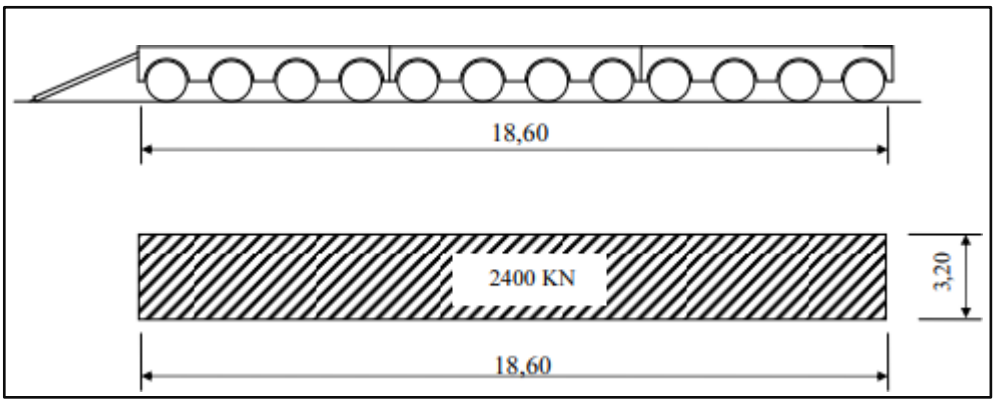
Figure III-7 : Convoi Mc120

III.4.4.5. 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 III-8 : Convoi D240



- **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 III-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	40	10658.4	1.054	1.062	1.068	1.055
Cas 2	60	15774.61	1.038	1.043	1.047	1.038
Cas 3	100	26433.01	1.023	1.026	1.029	1.023
Cas 4	80	21316.8	1.029	1.033	1.035	1.029
Cas 5	120	31549.22	1.019	1.022	1.024	1.020
Cas 6	160	42207.62	1.015	1.017	1.018	1.015
Cas 7	180	47323.83	1.013	1.015	1.016	1.013
Cas 8	140	37091.41	1.017	1.019	1.021	1.017
Cas 9	220	57982.23	1.011	1.012	1.013	1.011
Cas 10	200	52866.02	1.012	1.013	1.015	1.012
Cas 11	240	63098.44	1.010	1.011	1.012	1.010
Cas 12	260	68640.63	1.009	1.010	1.011	1.009
Cas 13	280	73756.84	1.008	1.010	1.010	1.009
Cas 14	320	84415.24	1.007	1.008	1.009	1.008

- Les valeurs de coefficient de majoration des charges Mc120 sont :

Tableau III-15 : Coefficient de majoration des charges Mc120

Cas de charge	L(m)	G(KN)	S(KN)	δMc120
Cas 1	40	10658.4	1100	1.060
Cas 2	60	15774.61	1100	1.041
Cas 3	100	26433.01	2200	1.031
Cas 4	80	21316.8	2200	1.039
Cas 5	120	31549.22	3300	1.031
Cas 6	160	42207.62	5500	1.031
Cas 7	180	47323.83	5500	1.028
Cas 8	140	37091.41	4400	1.031
Cas 9	220	57982.23	7700	1.028
Cas 10	200	52866.02	6600	1.028
Cas 11	240	63098.44	7700	1.026
Cas 12	260	68640.63	8800	1.026
Cas 13	280	73756.84	9900	1.026
Cas 14	320	84415.24	11000	1.025

IV.1.3.7 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 : $F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$

Avec : S : La surface chargée en m^2.

Les valeurs des efforts de freinage de système A sont :

Tableau III-16 : Efforts de freinage de charge A

Cas de charge	L(m)	A (KN/m^2)	**1 voie**	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	40	9.23	63.06	123.18	180.56
Cas 2	60	7.3	73.93	142.80	207.12
Cas 3	100	5.52	91.02	172.12	244.82
Cas 4	80	6.22	83.01	158.62	227.76
Cas 5	120	5.03	98.40	184.18	259.64
Cas 6	160	4.4	112.20	206.02	285.63
Cas 7	180	4.2	119.16	216.80	298.25
Cas 8	140	4.67	105.38	195.33	273.01
Cas 9	220	3.85	130.62	233.52	316.66
Cas 10	200	3.99	124.41	224.34	306.36
Cas 11	240	3.73	136.58	242.13	326.15
Cas 12	260	3.62	142.08	249.84	334.38
Cas 13	280	3.53	147.65	257.59	342.63
Cas 14	320	3.38	158.26	271.95	357.58

III.4.5. combainaison

Pour la justification du tablier on a utilisé les combinaisons ci-dessous indiquées où on désigne par :

Gk = actions permanentes avec leurs valeurs caractéristiques.

Parmi les valeurs caractéristiques des actions permanentes on considère les valeurs suivantes :

Gmax = valeurs caractéristiques des actions permanentes qui donnent un effet défavorable ou qui ont un effet déstabilisateur ;

Gmin = valeurs caractéristiques des actions permanentes qui donnent un effet favorable ou qui ont un effet stabilisateur ;

Pk(x) = valeur caractéristique de l'action de la précontrainte. Aux états limites ultimes correspondant à la valeur :

$Pk(x) \approx Pm(x) = P0 - \Delta P(x)$

où : **Pm(x) :** est la valeur de calcul moyen ou probable de la précontrainte

P0(x) : est la valeur de la précontrainte à l'origine (organes de mise en tension)

ΔP : est la perte de tension de la précontrainte

Aux états limite de service les valeurs caractéristiques de la précontrainte sont :

$Pk1(x) = 1.02 \cdot P0 - 0.80 \cdot \Delta P(x)$

$Pk2(x) = 0.98 \cdot P0 - 1.20 \cdot \Delta P(x)$

Δ Diffmax = déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton) défavorables ;

Δ Diffmin = déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton) favorables ;

Tass = actions dues aux tassements d'appui ;

T = actions dues aux effets de la variation uniforme de la température ;

Δ = actions dues aux effets du gradient thermique vertical ;

QR = actions dues aux charges de chaussées A(l) ou B avec les charges de trottoir ;

QRP = actions dues aux charges militaires ou exceptionnelles ;

W = action du vent sur le tablier non chargé ;

REM = actions dues à la poutre de lancement en situation d'exécution ;

Qprc = est les décharges des appuis de l'équipement de lancement en situation d'exécution ;

Qpra1 = est une charge aléatoire uniforme et répartie en situation d'exécution ;

Qpra2 = est une charge aléatoire concentrée en situation d'exécution ;

FA = action accidentelle provoquée par la chute d'un voussoir et égale à l'inverse de son poids propre ;

AD = actions accidentelles ;

E = actions sismiques inertielles ;

E' = actions sismiques différentielles ;

QRS = actions dues aux charges de chaussées A(l) en condition sismique (*) ;

ψs = coefficient de combinaison des charges de chaussée (*).

(*) Pour les masses inertielles de la structure, on considérera seulement le poids propre et les charges permanentes ; la masse de charge A(l) est prise égale à 0.

III.4.5.1. État Limite Ultime (ELU)

· ELU fondamentale de résistance – Situation d'exploitation

$\Sigma \gamma G,j \cdot GK,j + \gamma P \cdot Pk + \gamma Q,1 \cdot Qk,1 + \Sigma \gamma Q,i \cdot \psi 0,i \cdot QK,i$

On détaille les combinaisons dans le tableau suivant :

	Gmax	Gmin	Pk	Diffmax	Diffmin	Tass *	QR *	QRP *	T	Δ	W	Ad *
FOND 1	1.35	1	1	1.35	1	1.35	1.5	0	±1.5×0.6	±1.5×0.5	0	-
FOND 2	1.35	1	1	1.35	1	1.35	0	1.35	±1.5×0.6	±1.5×0.5	0	-
FOND 3	1.35	1	1	1.35	1	1.35	1.5	0	0	0	±1.5×0.6	-
FOND 4	1.35	1	1	1.35	1	1.35	0	1.35	0	0	±1.5×0.6	-
FOND 5	1.35	1	1	1.35	1	1.35	0	0	0	0	±1.5	-

* Si l'action produit un effet favorable le coefficient de combinaison est pris égal à 0

- **ELU fondamentale de résistance – Situation d'exécution**

1.1·Gmax + Gmin + 1.25·Qprc + Qpra1 + Qpra2

0.9·Gmax + Gmin + 1.25·Qprc + Qpra1 + Qpra2

- **ELU sismique de résistance – Situation d'exploitation**

$\Sigma G_{K,j} + Pk + (E ; E') + \Sigma \psi_{s,i} \cdot Q_{K,i}$

On détaille les combinaisons dans le tableau suivant :

	Gmax	Gmin	Pk	Diffmax	Diffmin	Tass *	QRS *	E ; E'	Ad *
SEIS 1	1	1	1	1	1	1	ψs×QRS	E ; E'	-

* Si l'action produit un effet favorable le coefficient de combinaison est pris égal à 0

- **ELU accidentelle (non sismique) de résistance – Situation d'exploitation**

$\Sigma G_{K,j} + Pk + AD + \psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$

On détaille les combinaisons dans le tableau suivant :

	Gmax	Gmin	Pk	Diffmax	Diffmin	Tass *	QR *	QRP *	T	Δ	W	Ad *
ACCID 1	1	1	1	1	1	1	0.6	0	0	0	0	1

* Si l'action produit un effet favorable le coefficient de combinaison est pris égal à 0

ELU accidentelle (non sismique) de résistance – Situation d'exécution

1.1·Gmax + Gmin + Qprc + Qpra1 + Qpra2 + FA

0.9·Gmax + Gmin + Qprc + Qpra1 + Qpra2 + FA

III.4.5.2. État Limite de Service (ELS)

Combinaisons rares – Situation d'exploitation

$\Sigma G_{K,j} + P_k + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{,Ki}$

On détaille les combinaisons dans le tableau suivant :

	Gmax	Gmin	Pk	Diffmax	Diffmin	Tass *	QR *	QRP *	T	Δ	W	Ad *
RARE 1	1	1	1	1	1	1	1	0	±0.6	±0.5	0	-
RARE 2	1	1	1	1	1	1	0	1	±0.6	±0.5	0	-
RARE 3	1	1	1	1	1	1	0	0	±1	0	0	-
RARE 4	1	1	1	1	1	1	0	0	0	±1	0	-
RARE 5	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	±1	-

* Si l'action produit un effet favorable le coefficient de combinaison est pris égal à 0

- Combinaisons fréquentes – Situation d'exploitation

$\Sigma G_{K,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$

On détaille les combinaisons dans le tableau suivant :

	Gmax	**Gmin**	**Pk**	**Diffmax**	**Diffmin**	**Tass ***	**QR ***	**QRP ***	**T**	**Δ**	**W**	**Ad ***
FREQ 1	1	1	1	1	1	1	0.6	0	±0.6	±0.5	0	-

* Si l'action produit un effet favorable le coefficient de combinaison est pris égal à 0

- **Combinaisons quasi permanentes – Situation d'exploitation**

$\Sigma G_{K,j} + P_k + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$

On détaille les combinaisons dans le tableau suivant :

	Gmax	**Gmin**	**Pk**	**Diffmax**	**Diffmin**	**Tass ***	**QR ***	**QRP ***	**T**	**Δ**	**W**	**Ad ***
QUASI PERM	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	-

* Si l'action produit un effet favorable le coefficient de combinaison est pris égal à 0

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

IV.1. INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée, ce que nous amène à considérer deux phases d'étude :

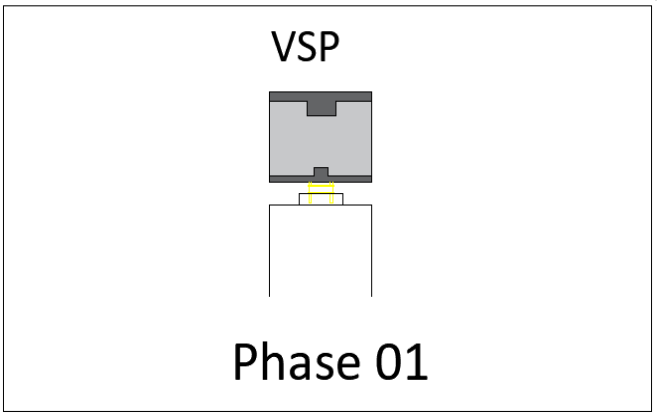
L'une avant l'achèvement des fléaux où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.

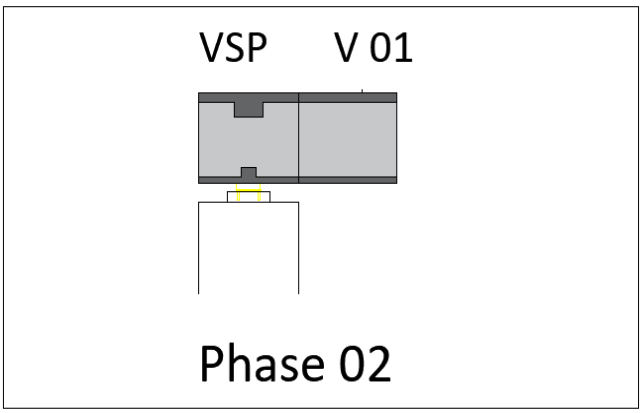
Dans la seconde phase, le schéma statique est devenu hyperstatique après la réalisation de clavage entre les extrémités de fléaux adjacents et la mise en tension des câbles de continuité qui assurent la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

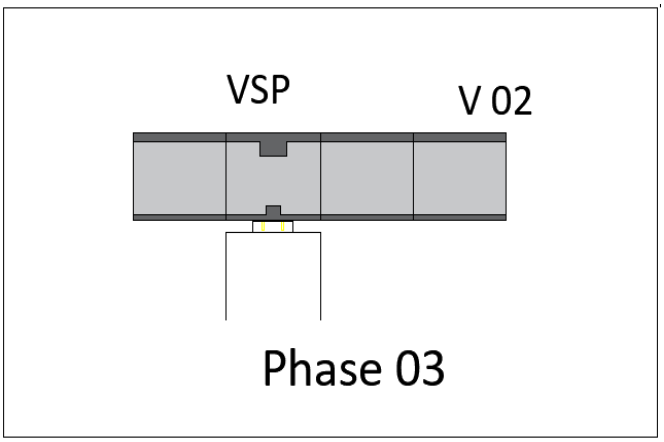
IV.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

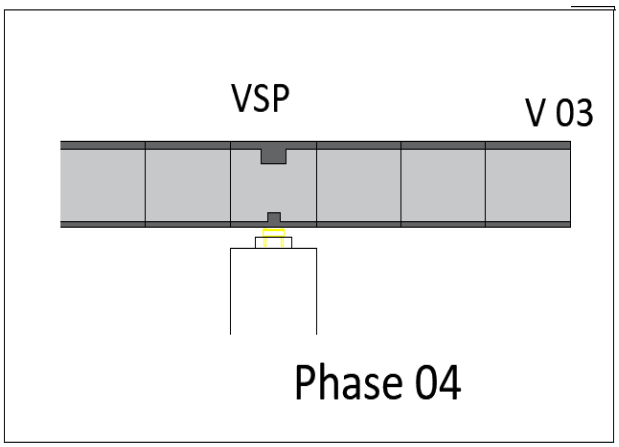
IV.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

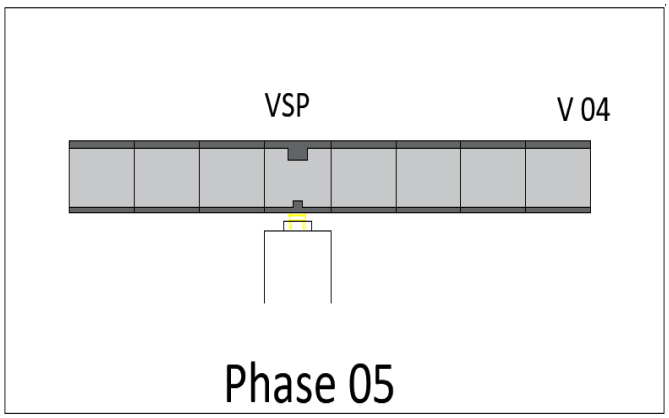
Les phases de construction d'un fléau à partir d'une pile sont illustrées dans le schéma ci-dessous :

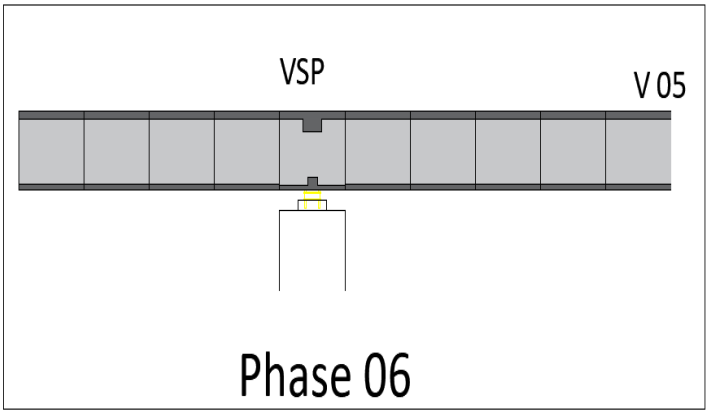


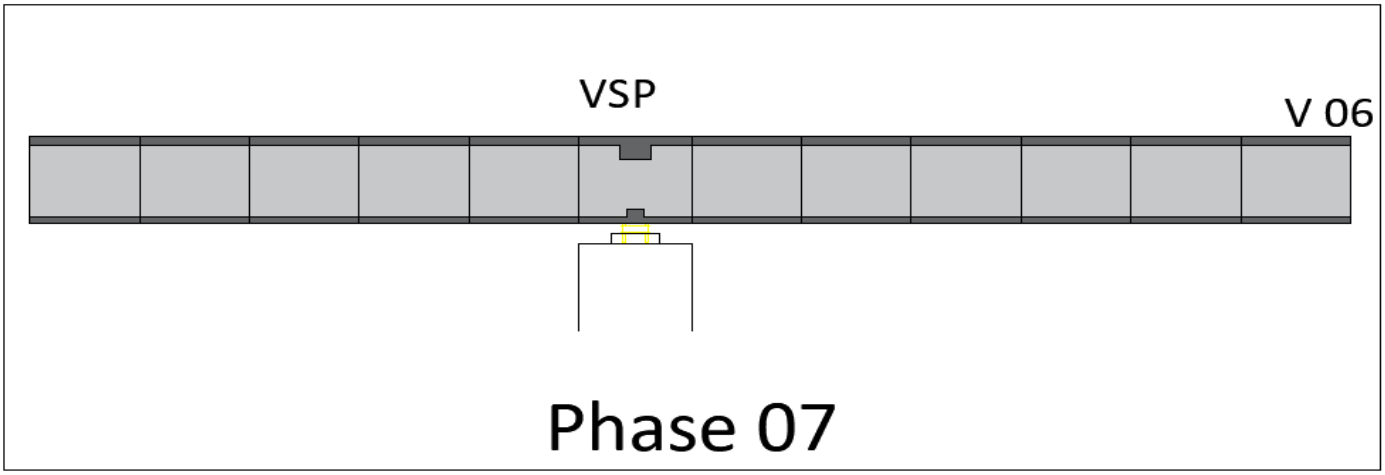


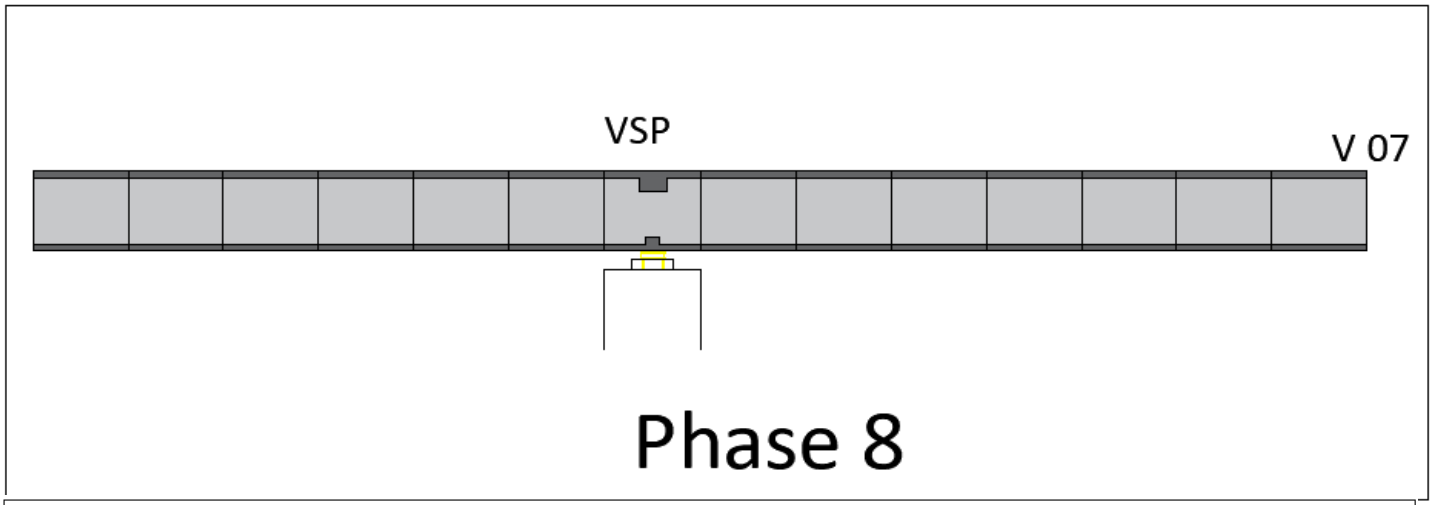


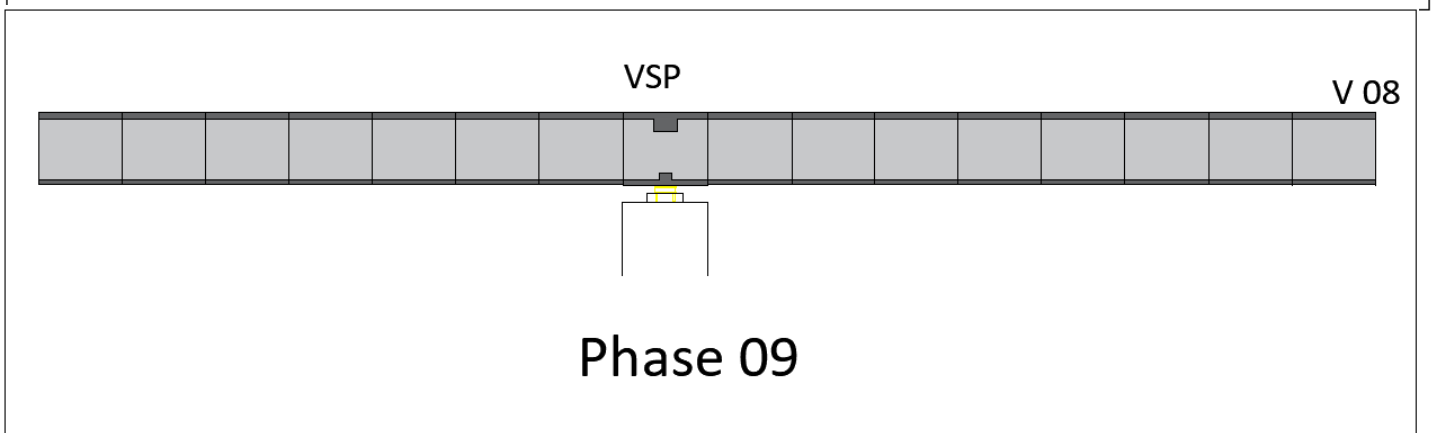



VSP
V 04
Phase 05


VSP
V 05
Phase 06


VSP
V 06
Phase 07


VSP
V 07
Phase 8


VSP
V 08
Phase 09

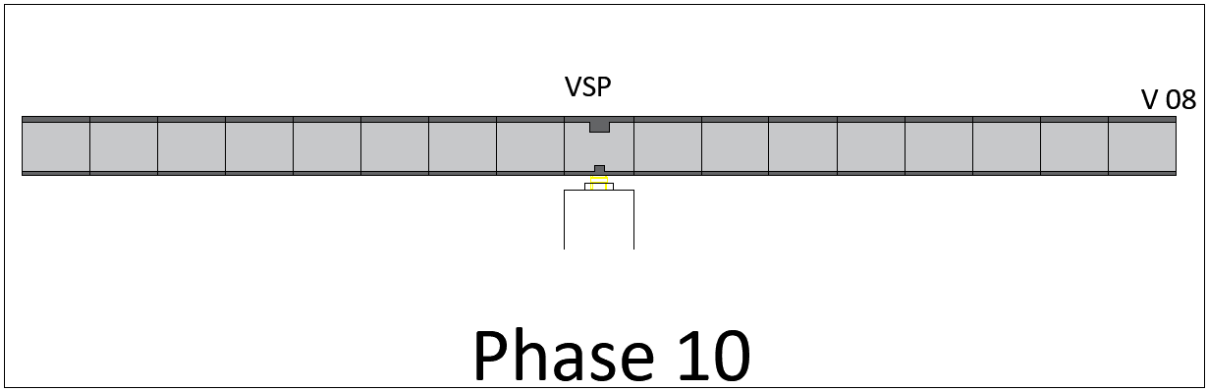


Figure IV.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

IV.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. (poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

IV.2.2.1. Poids propre du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3. Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir $\mathbf{G_{max}}$ et l'autre est minoré de 2% pour obtenir $\mathbf{G_{min}}$ d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$\mathbf{G_{max} = G \times 1.02}$ et $\mathbf{G_{min} = G \times 0.9}$

- Pendant la construction par encorbellements successifs (comme à la Phase 10 de l'image_ec1a06.png), le fléau progresse symétriquement à partir du Voussoir Sur Pile (VSP). Les formules permettent d'évaluer le déséquilibre maximal entre les deux consoles :
- $G_{max} = \frac{1}{2}\, G_{VSP} + n\, G_{VC}$ Modélise la console la plus chargée à la phase n. Elle prend en compte la moitié du VSP et la totalité des n voussoirs courants (VC) .
- $G_{min} = \frac{1}{2}\, G_{VSP} + (n-1) G_{VC}$ Modélise la console opposée (situation de stabilisation). On considère que le dernier voussoir V_n n'est pas encore installé de ce côté, d'où le terme n-1 .
- Définition des Termes (Réf. Tableau IV-6, p. 40) D'après le Tableau IV-6 (Poids du tablier, page 40) .

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G (KN)	G_{min} (KN)	G (KN)	G_{max} (KN)
Phase 1	1 167.60	1 144.25	1 167.60	1 190.95
Phase 2	1 167.60	1 144.25	1 945.26	1 984.17
Phase 3	1 945.26	1 906.36	2 722.93	2 777.39
Phase 4	2 722.93	2 668.47	3 500.59	3 570.61
Phase 5	3 500.59	3 430.58	4 278.26	4 363.82
Phase 6	4 278.26	4 192.69	5 055.92	5 157.04
Phase 7	5 055.92	4 954.80	5 833.59	5 950.26
Phase 8	5 833.59	5 716.92	6 611.25	6 743.48
Phase 9	6 611.25	6 479.03	7 388.92	7 536.69
Phase 10	7 388.92	7 241.14	7 388.92	7 536.69

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

IV.2.2.2. Charge due au vent

2kn/m^2 verticale vers le bas.

IV.2.2.3. Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté **Q_{PRC1}**. On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

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

$Q_{PRC1\ max}$ = 1 000 KN

IV.2.2.4. Charges de chantier aléatoire

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

§ Une charge répartie notée **Q_{PRA1} = 1 KN/m²** appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

Largeur de tablier : B = 13.25 m è **Q_{PRA1} = 13.25 KN/ml**

§ Une charge concentrée notée **Q_{PRA2} = 50 + 5B (KN)** appliquée en bout de fléau, à

l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.

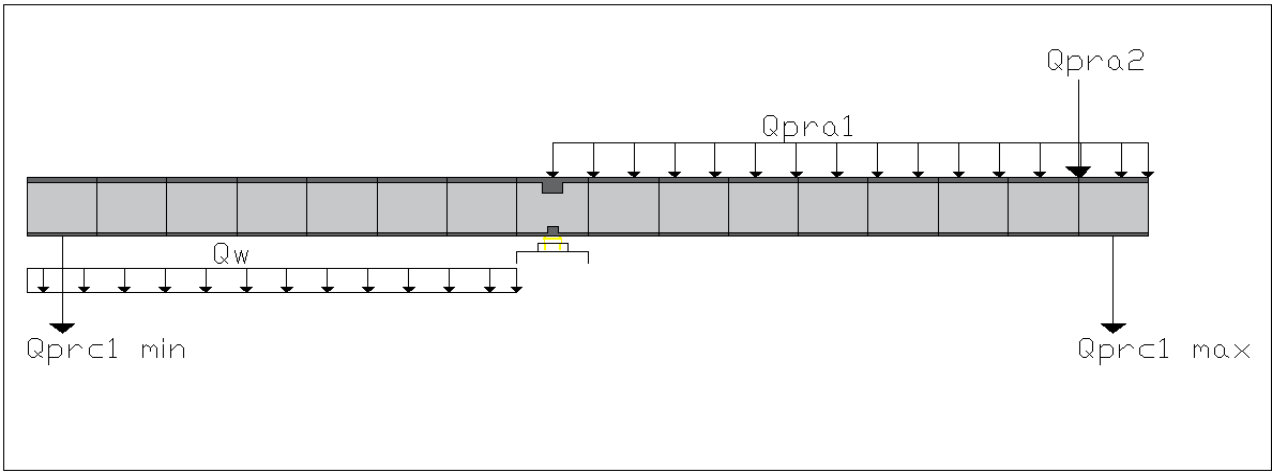


Figure IV.2 : Situation temporaire de construction à considérer.

Largeur de tablier : B = 13.8 m è **Q_{PRA2} = (50 + 5B) = 116.25 KN.**

IV.2.2.5. Actions accidentelles

Pour les voussoirs coulés sur place, elle constitue la chute de l'équipage mobile vide est majoré avec un coefficient dynamique égal à deux (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute, cela revient à inverser le poids de l'équipage **$Q_{PRC1\ max}$**.

$F_A = - Q_{PRC1\ max}$ = 1060 KN

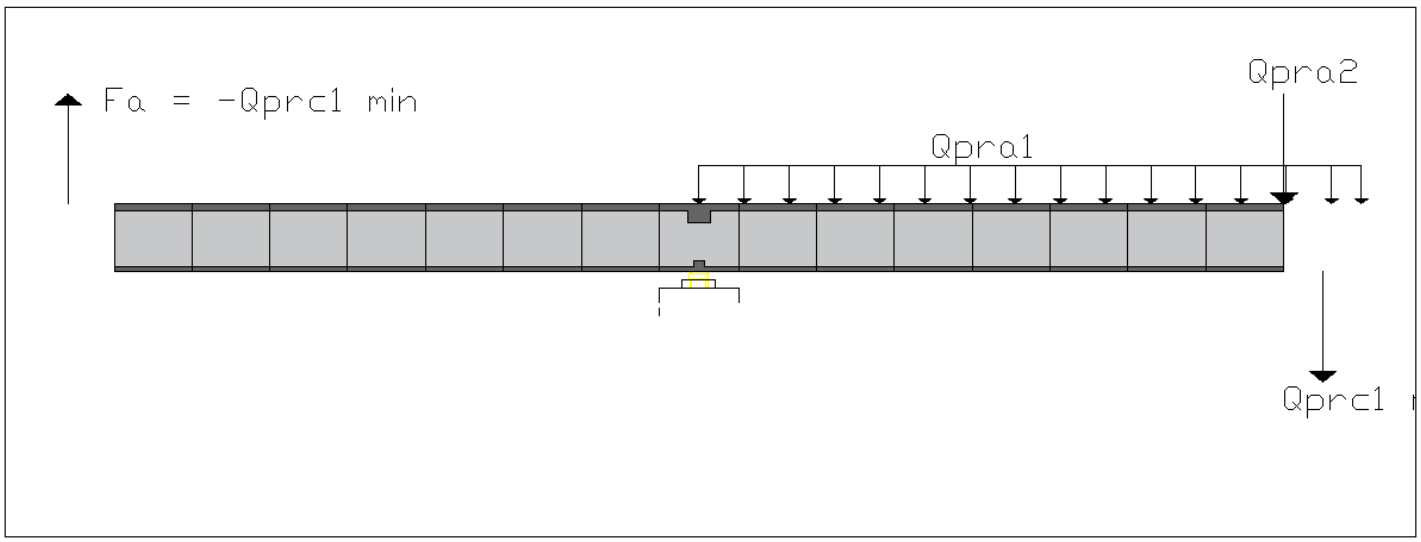


Figure IV.3 : Situation accidentelle à considérer.

IV.2.3. Combinaisons d'action

On peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoir, on suppose que les deux équipages aient été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Le guide de conception SETRA, 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 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 l'état limite de résistance sous la combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

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

Type de Combinaison		**Gmax**	**Gmin**	**QPRC1 max**	**QPRC1 min**	**QPRA1**	**QPRA2**	**F_A**
Type A	**A1**	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	**B1**	1.1	1.1	1	0	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	0	1	1	1

IV.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console. La 11ème phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous:

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

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-161 936.22	-141 657.66	-151 855.40	-131 576.83

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

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-9 597.32	-8 209.12	-9 204.88	-7 816.68

Tableau IV.5 : Evaluation des réactions.

Réactions	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M (kN·m)	-35 715.87	-30 625.95	-87 077.43	-29 081.69
N (kN)	18 094.82	15 525.25	15 282.39	14 732.82

IV.3. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

On opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l'aide de la méthode 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-cable.

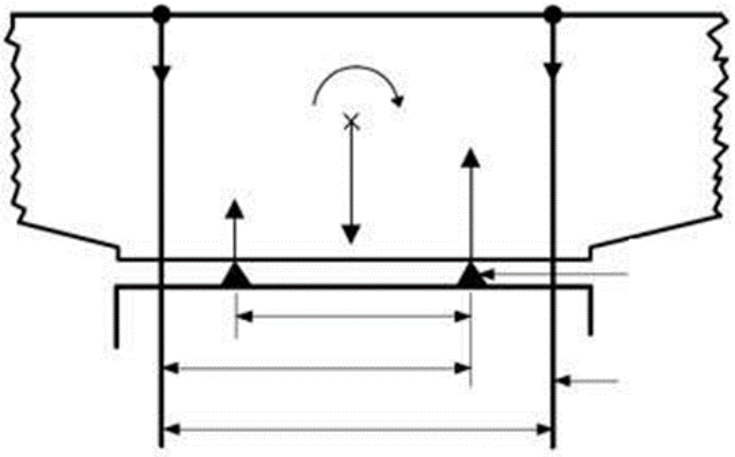


Figure IV.4 : Schéma descriptif de clouage.

IV.3.1. Calcul du nombre de câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N** de chaque combinaison A et B

§ Si **M/N < E/2** è le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.

§ Si **M/N > E/2** è 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 = 3** m è **E/2 = 1.5 m** et **D = 4 m**

D'après les résultats obtenus dans le **tableau V.6**, on a pour toutes les combinaisons une excentricité de la résultante des efforts : **M/N > E/2**, donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage. On distingue 2 cas :

Situation temporaire de construction (combinaisons A) :

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » est donné par :

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

Avec : ΔP : est la perte de tension estimée. **$\Delta P = 30\ \%$**.

σ_{p0} : est la contrainte à l'origine. **$\sigma_{p0} = Min\ (0.8 \times f_{prg}\ ;\ 0.9 \times f_{peg}) = 1\ 440$ MPa**.

$f_{prg} = 1\ 860$ MPa et **$f_{peg} = 1\ 640$ MPa** : limites de rupture et élastique.

s : section d'un câble 15T15. **$s = 2\ 850$ mm²**.

Situation accidentelle (combinaisons B) :

Le voussoir de pile sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre par surtension F_{i2} des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression Rb des cales de l'autre file d'appui. Le nombre des câbles est donné par :

$y_P = 1.00$ pour les combinaisons accidentelles.

Combinaisons	M(KN.m)	N (KN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm²)	n de câbles
A1	-35 715.87	18 094.82	1.973	1.5	2 835.2	**1**
A2	-30 625.95	15 525.25	1.973	1.5	2 426.6	**1**
B1	-87 077.43	15 282.39	5.699	1.5	14 850.4	**6**
B2	-29 081.69	14 732.82	1.974	1.5	1 616.3	**1**

Tableau IV.6 : Calcul de nombre de câbles de clouage.

On opte pour **6 câbles de 15T15s** par file de cales (Voir **figures V.5 et V.6**).

IV.3.2. Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$S = 2 \times a \times b = R_b / f_{bu}$; **$f_{bu} = 0.85 \times f_{cf} / \theta \times y_b$** ; **$f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho_t \times f_e$**

Avec : f_{c28} = 40 MPa ; f_e = 500 MPa.

ρ_t : est le pourcentage de frettes. **$\rho_t = 2\%$**.

f_{cf} : est la résistance en compression de béton fretté. **$f_{cf} = f_{c28} + 20 = 60$ MPa**.

f_{bu} : est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le tableau V.7.

Tableau IV.7 : Valeurs de f_{bu}.

Combinaisons	**θ**	**y_b**	**f_{bu} (MPa)**
Temporaires A	1.00	1.50	**34**
Accidentelles B	0.85	1.15	**52.17**

Pour le calcul de R_b, on distingue deux cas :

Situation temporaire de construction (Combinaisons A) : $\mathbf{R_a = N / 2 - M / E + F_i = 0}$ et $\mathbf{R_b = N / 2 + M / E + F_i}$

$\mathbf{F_i}$: est la force des 8 câbles. $\mathbf{F_i = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 17.237\ MN}$.

Situation accidentelle (Combinaisons B) :

Pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale, on doit calculer R_a :

Si $R_a > 0$ è il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de **R_b** se fait comme précédemment.

Si $Ra < 0$ è alors $\mathbf{R_b = E \times (F_i \times K_4 + N \times K_3 / (2 \times E) + M) / K_1}$

Avec :

$\mathbf{K_1 = D^2 + (D - E)^2 = 17\ m^2}$ $\mathbf{K_3 = 2\ K_1 - E^2 = 25\ m^2}$

$\mathbf{K_2 = D^3 + E \times (2\ D - E) \times (D - E) = 79\ m^2}$

$\mathbf{K_4 = (2\ D - E) \times K_2 /(E \times D^2) = 8.229\ m^2}$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8 : Calcul de dimensions de cales.

Combinaisons	R_a (MN)	R_b (MN)	S (m^2)	S/2 (m^2)	a (m)	b (m)
A1	14 378.92	38 189.50	1.123	0.562	0.75	0.75
A2	14 790.78	35 208.08	1.036	0.518	0.72	0.72
B1	3 239.39	61 291.01	1.175	0.587	0.766	0.766
B2	22 296.51	41 684.31	0.799	0.399	0.632	0.632

On opte pour une section de dimensions **0.8 m × 0.8 m** de chaque cale.

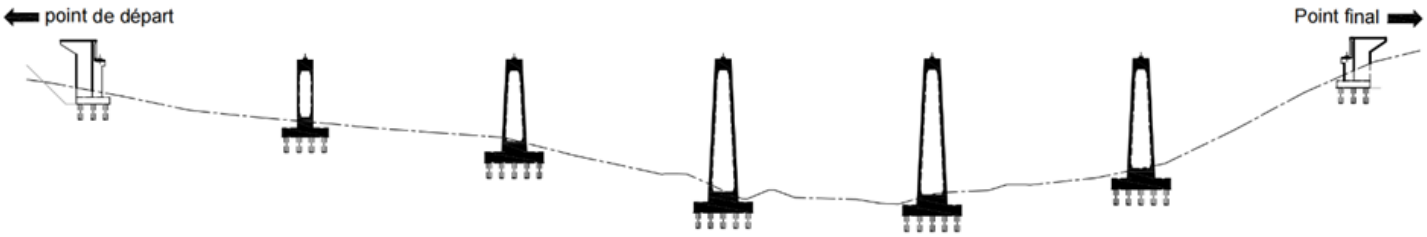
V.2.1.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif est qu'ils sont calculés, tant qu'en phase de construction, qu'en phase de service.

Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul.

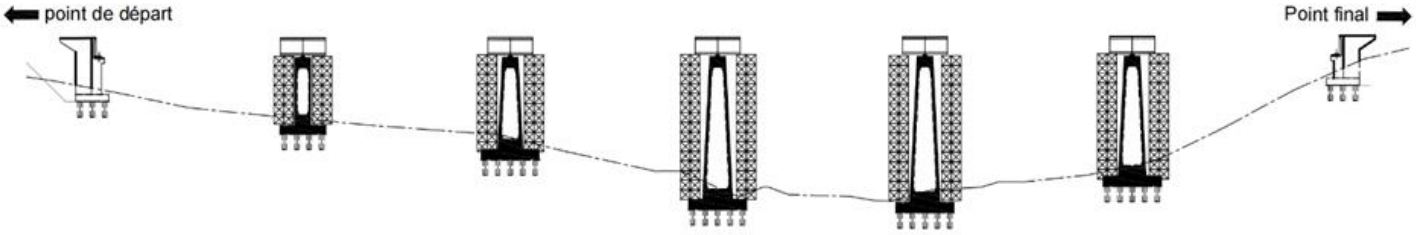
V.1.1.3.1 Phases de réalisation du tablier

Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous :



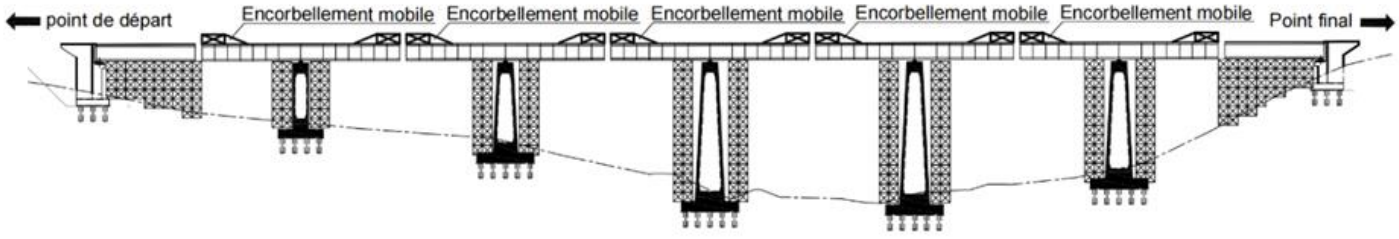
Phase 1 : Réalisation des fondations et piles

On commence par la construction de la sous-structure : fondations sur pieux ou radier, puis élévation des piles.



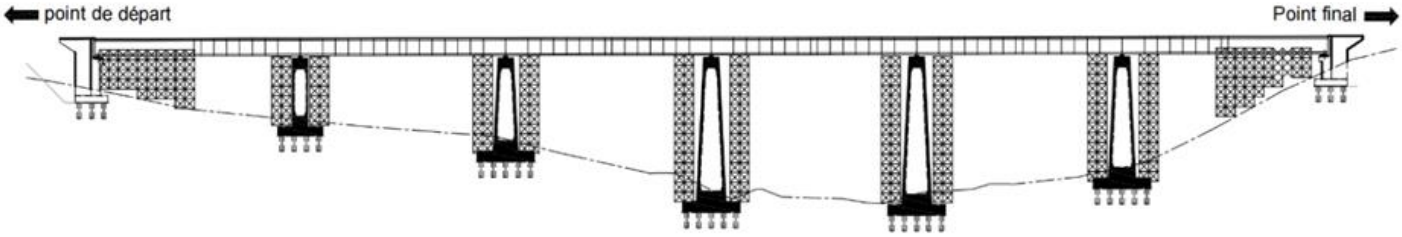
Phase 2 : Mise en place du segment initial

Un échafaudage temporaire est installé près des piles pour couler le segment de départ. Les câbles de précontrainte sont ensuite tendus et un ancrage provisoire est assuré avec la pile.



Phase 3 : Construction en encorbellement

Les segments successifs (1 à 6) sont réalisés en porte-à-faux à l'aide d'un cintre auto-lanceur, permettant l'avancement progressif du tablier, avec un échafaudage est installé au niveau des culées pour couler les segments de rive.



Phase 4 : Coulage des segments de clavage

Coffrage et coulage du segment de clavage

V.2.2 Combinaisons d'action

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

Combinaisons		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	**1.35**	**1.6**	0	0	0	0
	COMB 2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0
	COMB 3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0
	COMB 4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0
	COMB 5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**
ELS	COMB 1	**1**	**1.2**	0	0	0	0
	COMB 2	**1**	0	**1.2**	0	0	0
	COMB 3	**1**	0	0	**1.2**	0	0
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0
	COMB 5	**1**	0	0	0	0	**1**

Tableau IV.9 : Combinaisons de charge en phase de service.

V.2.3 Modélisation

La modélisation est la partie la plus 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 différentes conditions.

Cette 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 40).

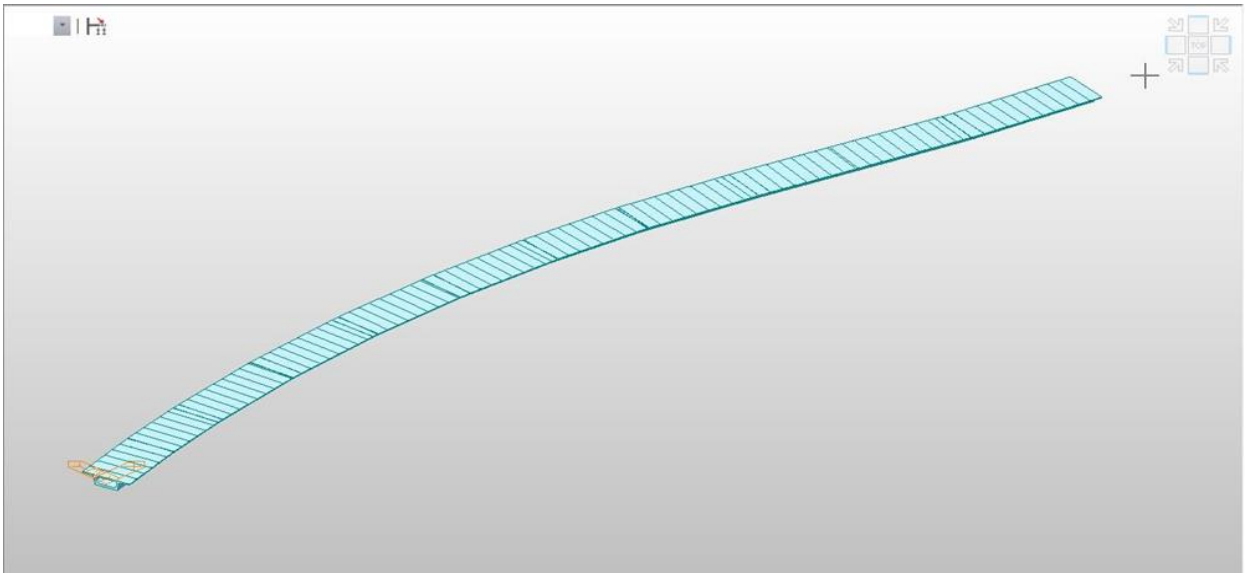


Figure IV.8 : Modèle de calcul de la partie voussoir.

V.2.4 Résultats

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.

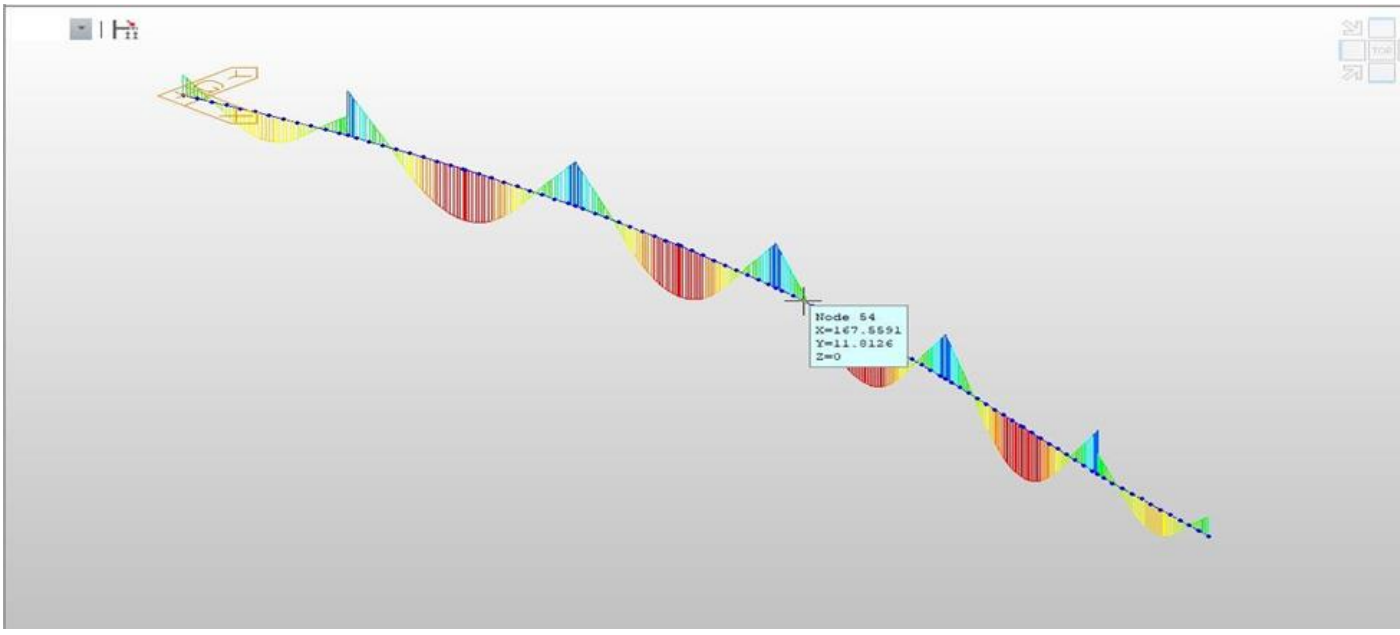


Figure IV.9 : Moment maximum à l'ELS.

IV.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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

Ø La première étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale (câbles de clouage), puis coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).

Ø La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée précontrainte de continuité.

Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

IV.4.1. Etude de la précontrainte du fléau

Détermination du nombre de câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- **En construction**, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.
- **En service**, pour participer avec les câbles de continuité à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau sont déterminés par la relation :

$$\boldsymbol{n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)P0}}$$

P : force de précontrainte.

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

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

<u>Evaluation de l'effort de précontrainte P0 :</u>

P0 = σp0 × Scâble19T15s , S = 2 850 mm^2 è **P0 = 4104 KN, { σp0 = 1860}.**

Evaluation de l'effort de précontrainte P :

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

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}$$

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

S : section droite du voussoir.

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

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

I : le moment d'inertie de la section.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le **tableau IV.10**

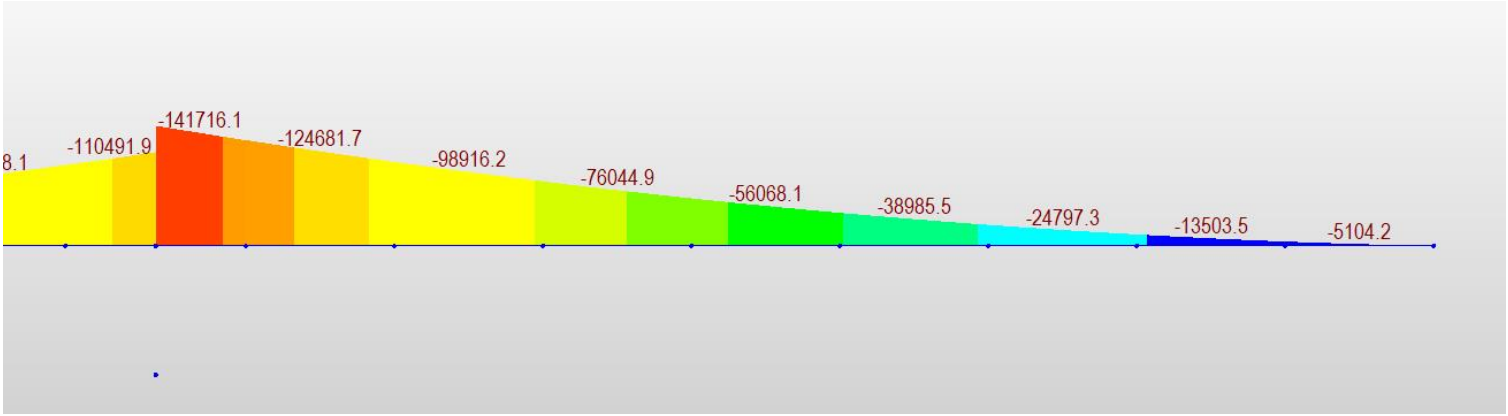
Phases	M (KN.m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Phase 1	- 5104.2	2.34	0.74	**2**
Phase 2	- 13503.5	6.20	1.95	**4**
Phase 3	- 24797.3	11.38	3.58	**6**
Phase 4	- 38985.5	17.89	5.63	**8**
Phase 5	- 56068.1	25.73	8.09	**10**
Phase 6	- 76044.9	34.90	10.97	**14**
Phase 7	- 98916.2	45.40	14.27	**18**
Phase 8	- 124681.7	57.26	18.00	**22**
Phase 9	- 141716.1	65.09	20.46	**26**
Phase 10	- 141716.1	65.09	20.46	**26**

NB : le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes. Leur disposition doit aussi être la même pour éviter le phénomène de torsion.

Le nombre de câbles choisi doit être suffisant pendant chaque phase de construction comme il est montré dans **le tableau V.11.**

Durant la phase d'exécution par encorbellements successifs, le fonctionnement statique de l'ouvrage est celui d'une double console (cantilever) encastrée sur la pile. Sous l'action des charges gravitationnelles — combinant le poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier à l'État Limite Service (ELS) — les fibres supérieures de la section sont soumises à de la traction. Cette configuration cinématique engendre des moments fléchissants négatifs ($M < 0$) au droit des sections sur pile. La valeur absolue de ce moment négatif augmente de manière cumulative à chaque progression de phase (de la phase 1 à la phase 9), au fur et à mesure que le bras de levier et le poids du fléau suspendu grandissent, avant de stabiliser en phase 10 lors de la phase d'attente du clavage.

Figure IV.10 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison ELS (KN.m)



IV.4.2. Position et enrobage des câbles :

Pour permettre un Dispositions des ancrages

Selon le guide de la précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être placés à une distance suffisante de la paroi et séparés entre eux par un entraxe minimal, déterminé à partir des dimensions a et b issues des montages d'essais définis dans le cadre de l'Agrément Technique Européen n° 06/0226.

On considère dans ce qui suit que les ancrages sont disposés selon deux directions normales: x et y, avec le petit côté de la tromplaque orienté selon l'axe y.

Notations :• A, B : dimensions en plan de la tromplaque ($A \geq B$).

- a, b : côtés du spécimen d'essai (a ≥ b).
- x, y : la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans les directions x et y.
- x', y' : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y.
- fcm.o : la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre avant tension.

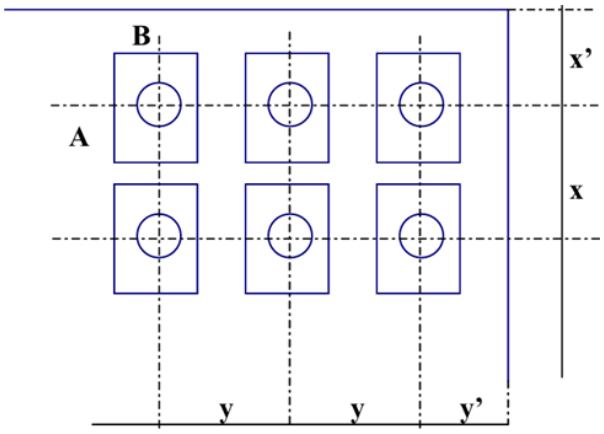


Figure IV-11 : Disposition des ancrages selon Freyssinet

Tableau IV.11 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm.o}$ (MPa)		
Unites	**24**	**44**	**60**
19 C 15	530	400	380

$$\mathbf{f_{cm.o}} = \mathbf{f_{cj}} + 8 \text{ MPa}$$

$\mathbf{f_{cj}} = \mathbf{f_{c2}}$ (Pour ancrage des câbles de fléau)

$\mathbf{f_{cj}} = \mathbf{f_{c28}}$ (Pour ancrage des câbles de continuité)

Nota : Si le projet prévoit pour $f_{cm.o}$ une valeur différente des valeurs indiquées dans le tableau, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x et y.

Application numérique :

a = b = 450 mm ; A = 200 mm ; B = 250 mm ; f_{c28} = 45 MPa ; f_{c2} = 27.27 MPa

$f_{cm.o}$ = 27.27 + 8 = 35.27 MPa

x ≥ 300 + 30 = 210 mm

y ≥ 250 + 30 = 190 mm

x · y ≥ a · b = 450 × 450 = 202 500 mm²

x ≥ 0.85 a = 382.5 mm → x = 510 mm y ≥ 0.85 b = 382.5 mm → y = 400 mm

x' ≥ 0.5 x + enrobage de béton – 10 (mm) → x' ≥ 300 mm → **x' = 300 mm**

y' ≥ 0.5 y + enrobage de béton – 10 (mm) → y' ≥ 230 mm → **y' = 250 mm.**

mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet 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 : **eh ≥ 2·Φg → eh ≥ 2O cm**

L'espacement vertical entre les axes de deux câbles :**ev ≥ 2·Φg → ev ≥ 2O cm**

L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φg , d)** avec **d = 4 cm, a = Φg = 10 cm → C ≥ 1O cm**

L'entraxe des ancrages : **Y ≥ O.85 a, a = 39 cm** pour ***f*c28 = 35 MPa → Y ≥ 33 cm**

Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : **Y' ≥ O.5 Y + 1 cm → Y' ≥ 19 cm**

Vu la double symétrie de position des câbles, par rapport à l'axe de l'âme et par rapport à l'axe de la section de voussoir, on numérote les câbles symétriques (4 câbles) par le même chiffre, à l'exception des câbles C0 et C1. Voir la figure ci-dessous :

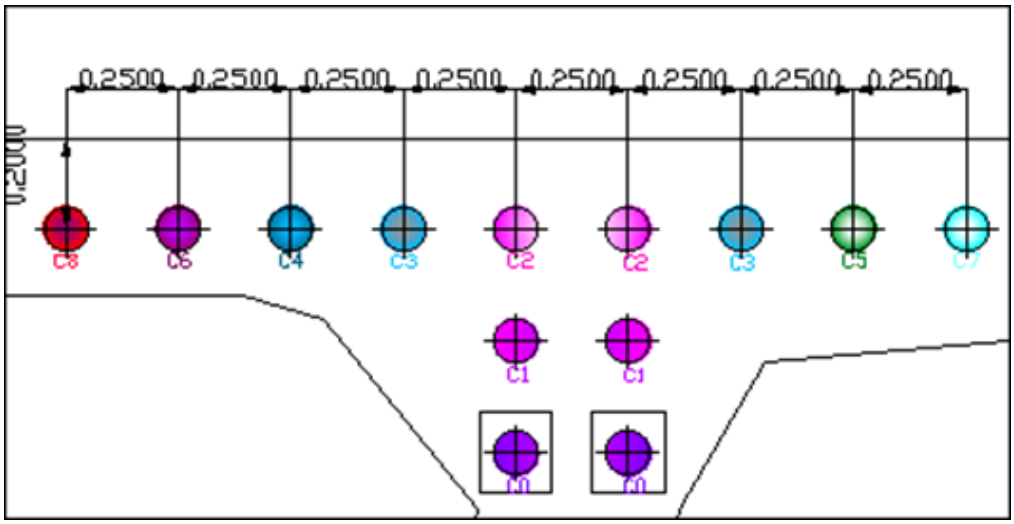


Figure IV.12 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

- **Tracé des câbles en plan**

En plan, les câbles de précontrainte suivent généralement un tracé rectiligne parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Toutefois, à l'approche des ancrages, ils adoptent une courbure en forme de « S » pour s'y connecter, sauf pour les câbles situés sur le même axe vertical que leur point d'ancrage, qui conservent un tracé rectiligne lorsque cela est possible.

- **Allure en plans des câbles du fléau :**

L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{X}{L}\right)^2$

Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{{x_i}^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{{x_{i+1}}^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$

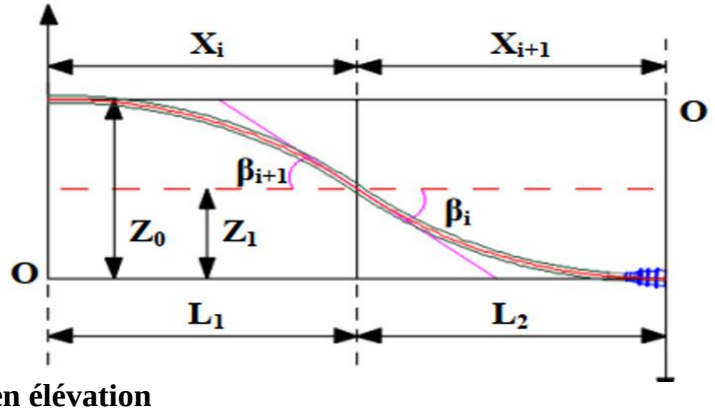
L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i = Arctg\left(\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}\right)$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1} = Arctg\left(\frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}}\right)$

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

$X_i = X_{i+1}$; $\beta_i = \beta_{i+1}$; $R_i = R_{i+1}$; $Z_i = 2 \times Z_{i+1}$

Figure IV.13 : Tracée en plan des câbles de fléau



Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface extérieure du caisson. Le câble suit un tracé parabolique caractérisé par l'équation suivante : $y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2$

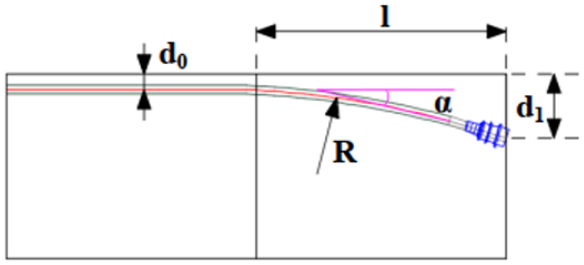


Figure IV-14 : Tracé en élévation des câbles de fléau

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

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

l : longueur d'un voussoir sur laquelle s'effectue la courbure.

Rmin : rayon minimal de câbles 19T15 (Rmin = 10×Φg = 10 m).

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression : $R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$

L'angle de la courbe au point d'ancrage est : $\alpha_n = Arctg(2 \times (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right)$

Vrs	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)
FIN VSP	C0	Rectiligne								
FIN V1	C1	*Rectiligne*								
FIN V2	C2	*Rectiligne*								
FIN V3	C3	1.725	0.25	0.125	1.725	1.725	11.90	11.90	0.1439	0.1439
FIN V4	C4	3.45	0.5	0.25	3.45	3.450	23.81	23.81	0.1439	0.1439
FIN V5	C5	3.45	0.5	0.25	3.45	3.450	23.81	23.81	0.1439	0.1439
FIN V6	C6	3.45	0.75	0.375	3.45	3.450	15.87	15.87	0.2141	0.2141
FIN V7	C7	3.45	0.75	0.375	3.45	3.450	15.87	15.87	0.2141	0.2141
FIN V8	C8	3.45	1	0.5	3.45	3.450	11.90	11.90	0.2821	0.2821

Tableau IV.12 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau

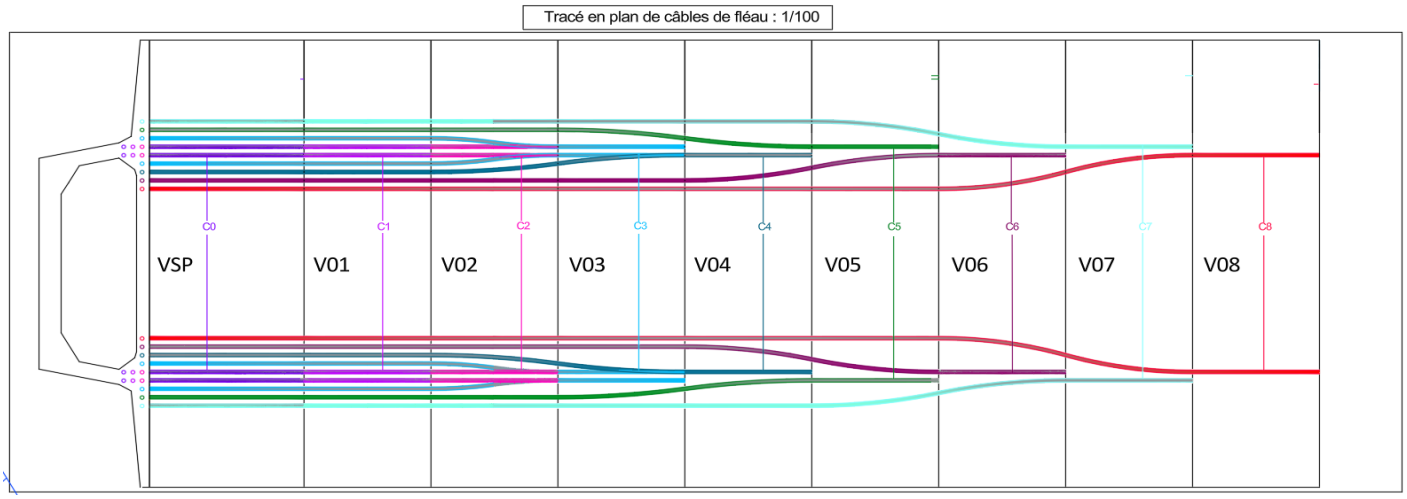
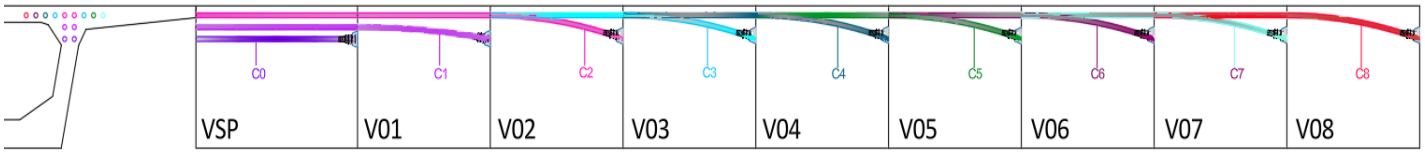


Figure IV.16 : Tracé en plan de câbles de fléau

Tableau IV.13 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Vrs	Câbles	l (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Rc (m)	α (rad)
FIN VSP	C0	Rectiligne				
FIN V1	C1	3.45	0.450	0.700	23.81	0.1439
FIN V2	C2	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821
FIN V3	C3	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821
FIN V4	C4	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821
FIN V5	C5	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821
FIN V6	C6	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821
FIN V7	C7	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821
FIN V8	C8	3.45	0.200	0.700	11.90	0.2821

Figure IV.14 : Tracé en élévation de câbles de fléau

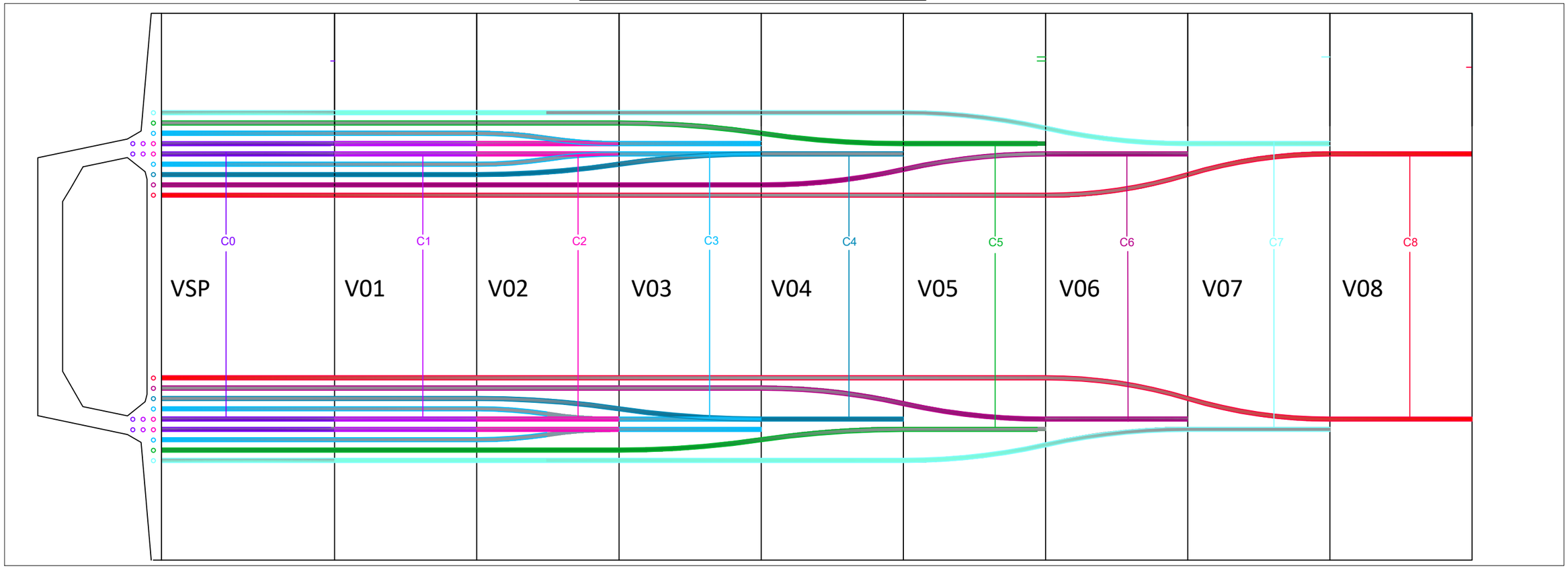


IV.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU CONTINUITE

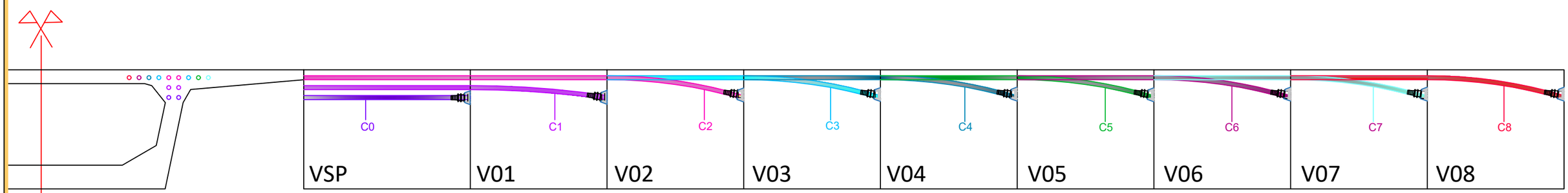
De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieur.

Tracé en plan de câbles de fléau : 1/100



Tracé en élévation de câbles de fléau : 1/100



THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 01 :** Pont voussoir construit par encorbellement successif	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IV.5.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte dans les câbles de continuité, destinés à reprendre les moments positifs en travée principale, sont déterminés à partir du moment maximal en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\left(\frac{e \times v'}{I} + \frac{1}{S}\right)} \quad ; \quad avec \quad e = v' - d \quad ; \; n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P)P_0} \qquad [8]$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de la charge la plus défavorable.

v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

ΔP **:** les pertes de tension, estimées à 25%. [8]

I : le moment d'inertie de la section.

S : section droite du voussoir. **e :** excentricité du câble par rapport au CDG de la section.

Application numérique :

v' = 1.95 m ; e = 1.8 m ; I = 14.9 m^4 ; S = 11.1 m^2 ; M = 150944.33 KN.m

P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25% ; P = 60.68 MN → n ≥ 19.08

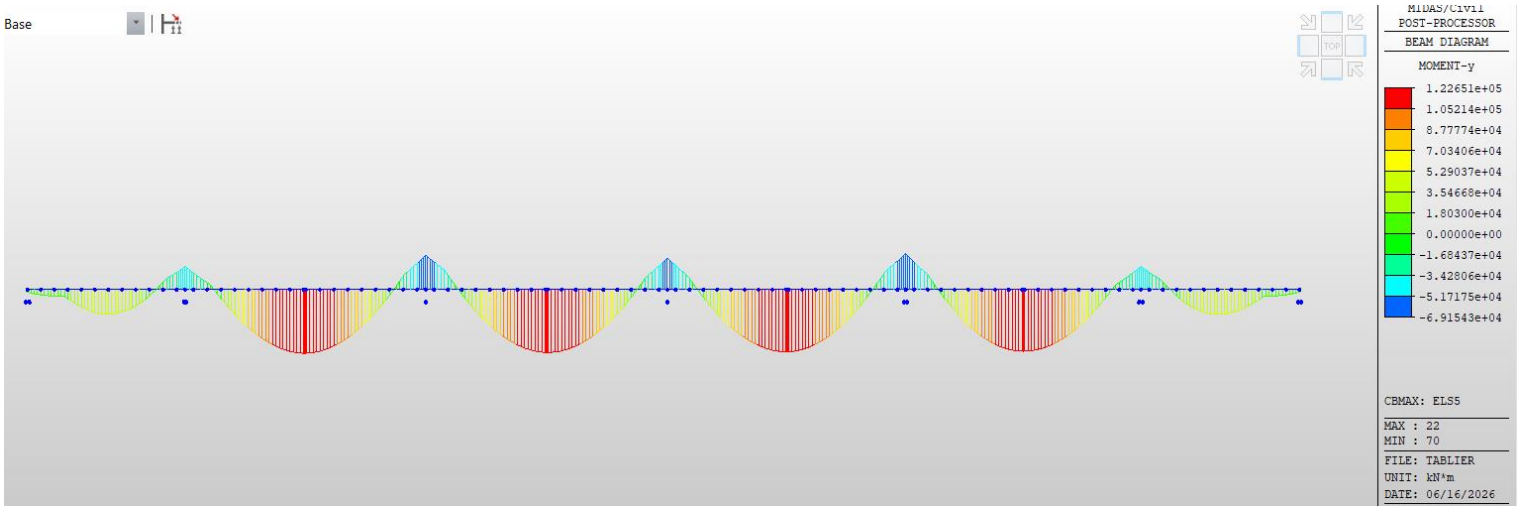
On prend : n = 20 câbles de 19T15s

Tableau IV.14 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale

	M (KN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N	N retenus
Fin V01	16 810.60	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	6.846	2.22	**4**
Fin V02	52 560.00	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	21.404	6.95	**8**
Fin V03	80 751.10	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	32.885	10.68	**12**
Fin V04	102 823.90	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	41.874	13.60	**14**
Fin V05	116 722.50	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	47.534	15.44	**16**
Axe Vclv	121 952.20	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	49.663	16.13	**18**
Fin V05'	116 716.80	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	47.531	15.44	**16**
Fin V04'	102 811.60	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	41.869	13.60	**14**
Fin V03'	80 732.20	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	32.877	10.68	**12**
Fin V02'	51 535.90	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	20.987	6.82	**8**
Fin V01'	16 768.10	1.89	1.11037	12.1964	9.01524	1.74	6.829	2.22	**4**

Les câbles de continuité (ou câbles de travée) interviennent après le clavage de l'ouvrage, marquant le passage d'un fonctionnement en consoles isolées à un fonctionnement en poutre continue. Contrairement aux phases de construction, les sollicitations agissant sur la structure stabilisée et soumise aux surcharges d'exploitation — calculées sous la combinaison à l'**État Limite Service (ELS)** (notamment la combinaison réglementaire D240) — se traduisent par des **moments fléchissants longitudinaux positifs (M > 0)** en milieu de travée. Sous l'effet de ces moments positifs maximaux à l'**État Limite Service (ELS)**, ce sont les fibres inférieures du voussoir qui subissent des contraintes de traction. L'effort de précontrainte de continuité P est donc dimensionné spécifiquement pour induire une compression capable de compenser ces tractions à la fibre inférieure. Le calcul intègre la distance v' du centre de gravité (CDG) à la fibre inférieure ainsi qu'une estimation forfaitaire des pertes de tension de 25%, garantissant le respect des critères de non-fissuration du béton sous la combinaison de charge la plus défavorable.

Figure IV.15 Moment fléchissant longitudinal maximum en ELS la combinaison D240(KN.m)



IV.5.2. Disposition des câbles

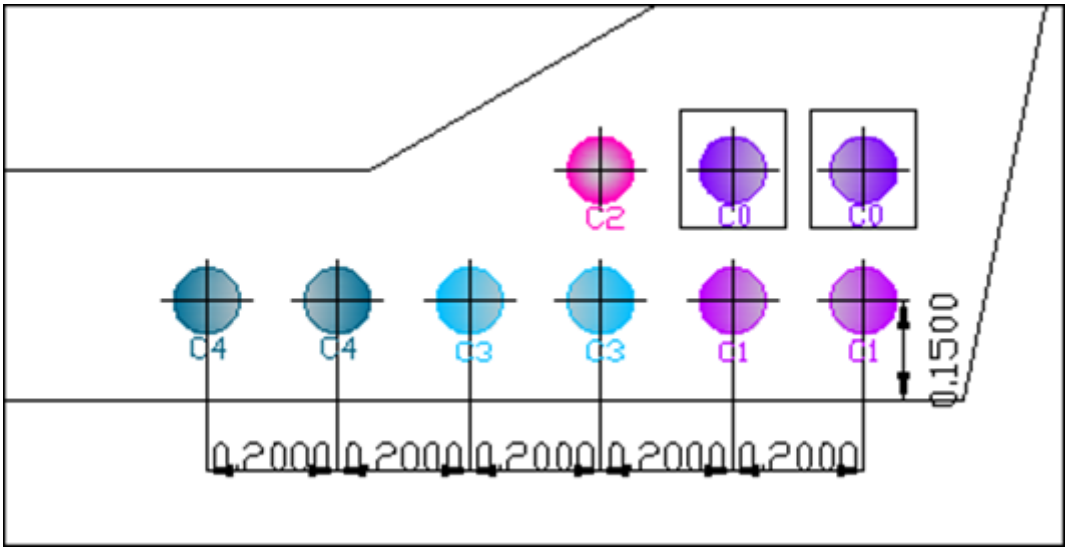


Figure IV.18 : Disposition des câbles et ancrages de rive

IV.5.3. Tracé des câbles de continuité

Les équations et les paramètres du tracé en plan et tracé en élévation sont montrés dans les tableaux VI.9 et VI.10

Tableau IV.15 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale

Vrs	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)
FIN VSP	**C0**	*Rectiligne*				
FIN V1	**C1**	*Rectiligne*				
FIN V3	**C2**	1.725	0.2	0.1	1.725	1.725
FIN V4	**C3**	1.725	0.4	0.2	1.725	1.725
FIN V5	**C4**	3.45	0.8	0.4	5.175	5.175

Figure IV.19 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée de rive

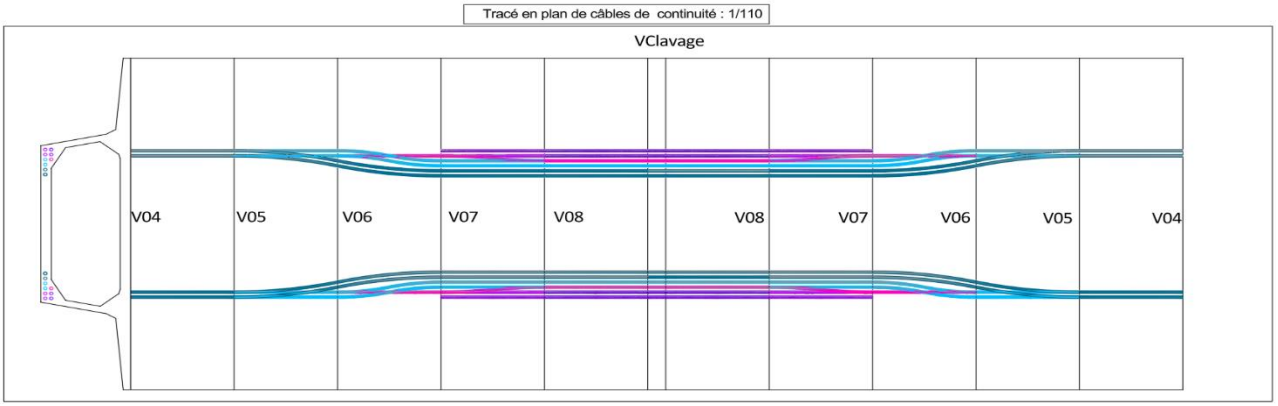
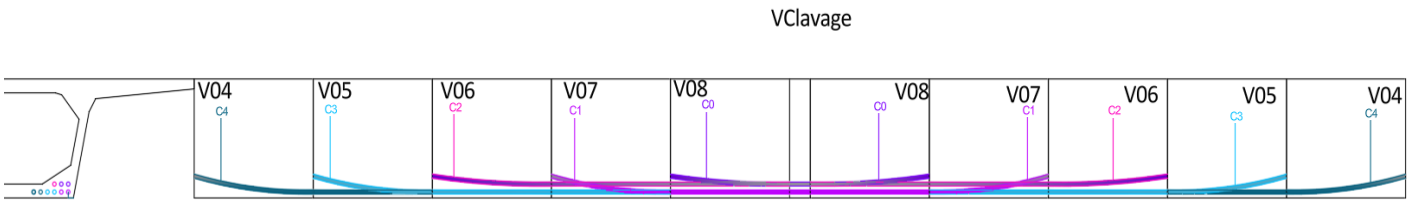


Tableau IV.16 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale

Vrs	Câbles	l (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	Rc(m)	α (rad)
FIN VSP	**C0**	3.45	0.350	0.600	23.81	0.1439
FIN V1	**C1**	3.45	0.350	0.600	23.81	0.1439
FIN V2	**C2**	3.45	0.350	0.600	23.81	0.1439
FIN V3	**C3**	3.45	0.350	0.600	23.81	0.1439
FIN V4	**C4**	3.45	0.150	0.600	13.23	0.2552

Figure IV.20 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive



IV.6. Évaluation des pertes de précontrainte

La force de précontrainte transmise à l'élément en béton au niveau d'un point donné de l'armature peut être sensiblement inférieure à celle appliquée par le vérin lors de la mise en tension. Cette différence est due aux pertes de tension, à la fois instantanées et différées, survenant dans le câble.

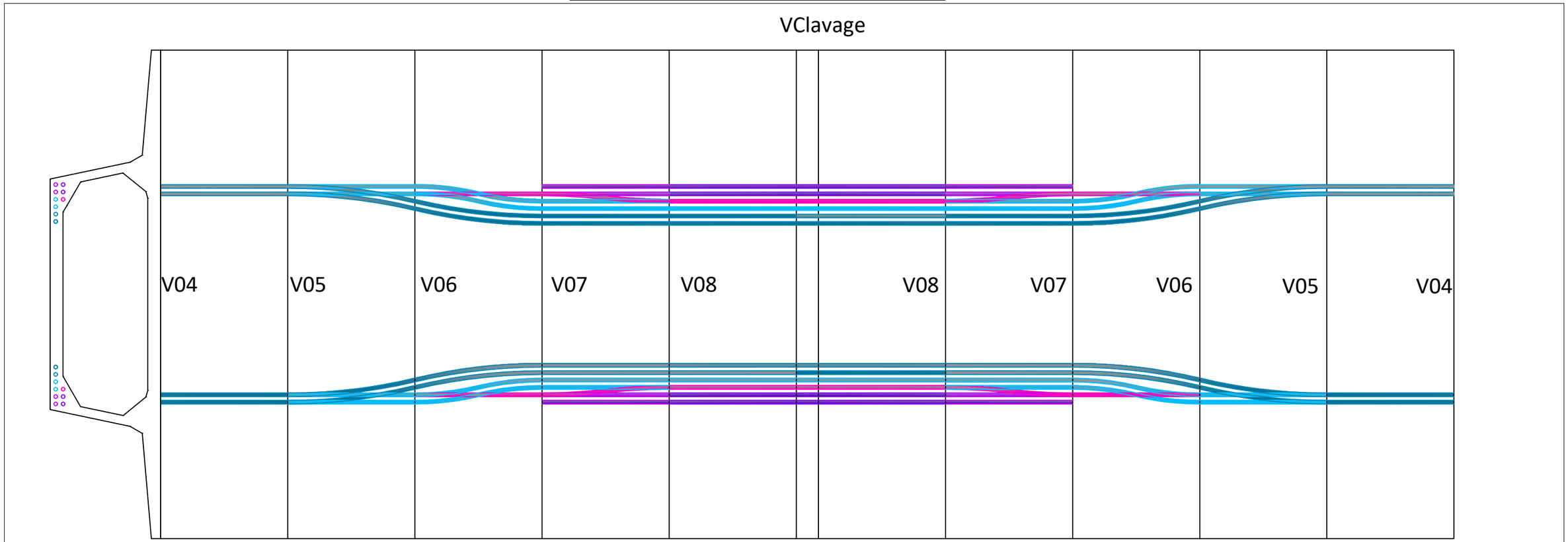
Les pertes de précontrainte sont importantes et ne doivent en aucun cas être négligées, car elles représentent généralement entre 20 % et 30 % de la précontrainte initiale. [8]

On trouve deux familles :

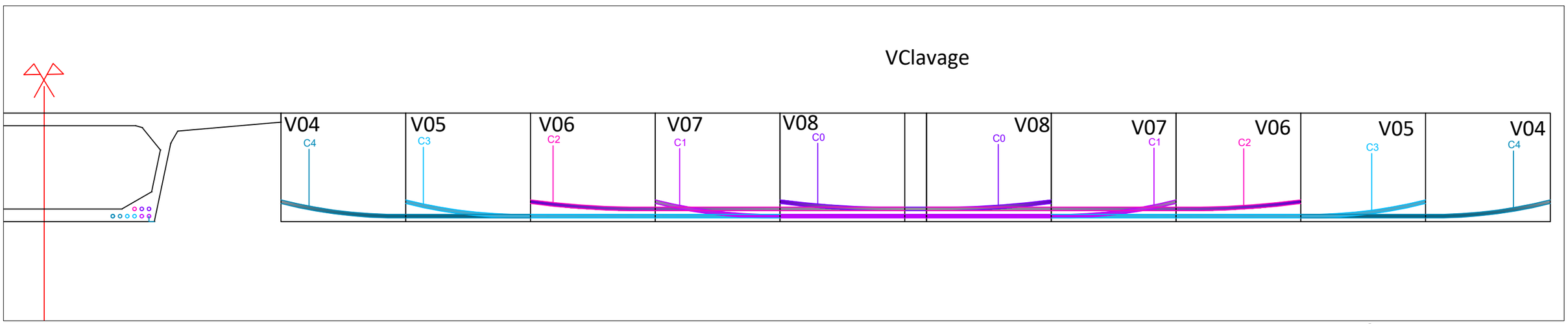
Pertes de tension instantanées (immédiatement après la mise en tension).

Pertes de tension différées (qui se produisent progressivement).

Tracé en plan de câbles de continuité : 1/110



Tracé en élévation de câbles de continuité : 1/110



THEME : CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V28.8 DU PK 28+800 AU PK 29+120 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE DJEN DJEN AU BARRAGE DE TABELLOUT	**VARIANTE 01 :** Pont voussoir construit par encorbellement successif	GRINE DJASSIM BENASKEUR NIZAR	2025/2026	**CHAPITER :** ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IV.6.1. Petre de tension instantanées

Elles se produisent peu après la mise en tension et sont aussi nommées pertes à la mise en œuvre."

Pertes de tension par frottements $\Delta\sigma_f$.

Pertes de tension par recule de l'ancrage $\Delta\sigma_g$.

Pertes de tension par déformation instantané de béton $\Delta\sigma_e$.

IV.6.1.1. Petre de tension par frottement

Lors de la mise en tension du câble, son déplacement à l'intérieur de la gaine est perturbé par des effets de frottement. Ces frottements s'expliquent par la courbure de la gaine, qui ne peut jamais être parfaitement rectiligne lors du montage ou de la coulée du béton.

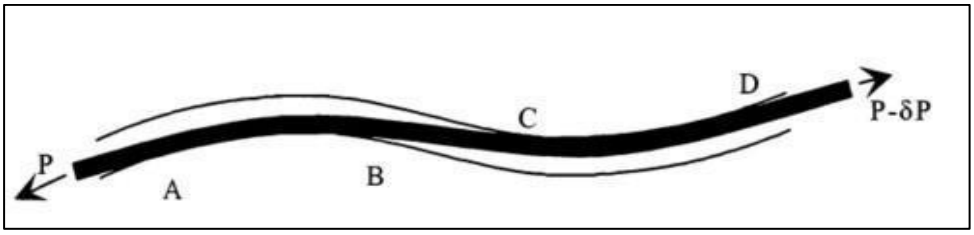


Figure IV.21 : Position relative du câble et de la gaine

Cela est déterminé par la formule : $\Delta\sigma(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\times\theta+\varphi\times x)})$

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

υ : 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).

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

θ = α+ β : lorsque les déviations se succèdent

$tg\theta = (tg2\beta + tg2\alpha)^{1/2}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

IV.6.1.2. Perte de tension par recule de l'ancrage

Après mise en tension, les ancrages se verrouillent. Le jeu initial permet un léger glissement avant blocage complet, correspondant à la déformation élastique des composants d'ancrage. Lorsque la force du vérin est transférée, le câble se raccourcit, causant une perte de tension.

Cette influence décroît depuis l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

Cas d'une seule pente avec d < longueur de câble :

$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times K\,(d - x)$ avec $k = f \times \left(\frac{\beta}{l}\right) + \varphi$ et $d = \left(\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}\right)^{1/2}$

k : fonction croissante.

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

g : glissement à l'ancrage.

Ep : module d'élasticité des câbles précontraints.

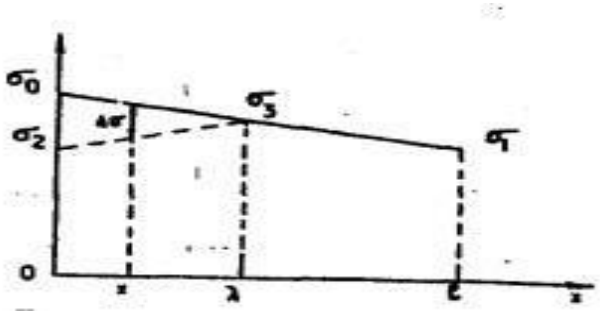


Figure IV.22 : Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d < longueur de câble.

Cas d'une seule pente avec d > longueur de câble :

$$\Delta\sigma_g(x) = \frac{g \times Ep}{l} + \sigma_{p0} \times k\,(l - 2x)$$

Avec $k = f \times \left(\frac{\beta}{l}\right) + \varphi$ et $d = \left(\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times k}\right)^{1/2}$

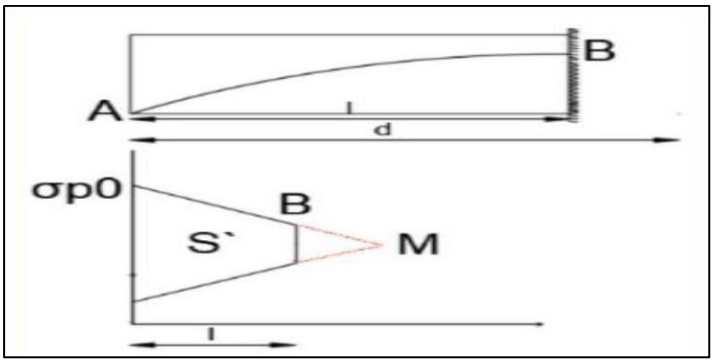


Figure IV.23 : Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d > longueur de câble .

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

$d = \sqrt{\frac{g \times Ep + l \times \Delta\sigma_f(B)}{\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)} \times l + l^2}$

$\Delta\sigma_g = 2\left(\sigma_p(x) - \sigma_m\right)$

$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(x)$

$\sigma_m = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(B) - \left(\Delta\sigma_f(c) - \Delta\sigma_f(B)\right)\frac{d-l}{l}$

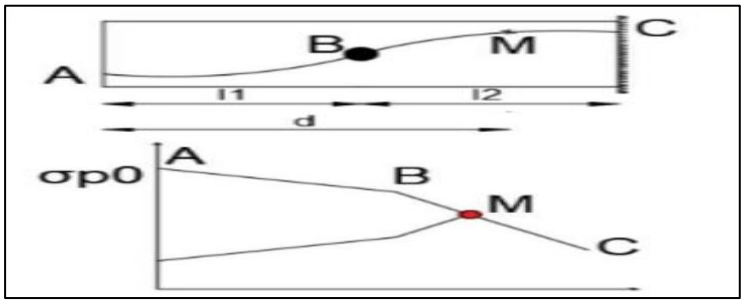


Figure IV.24 : Schéma illustratife du cas de deux pentes avec l1 = l2.

IV.6.1.3. Perte de tension par déformation instantanée de béton

La tension s'appliquant séquentiellement (câble par câble), chaque nouveau câble mis en tension provoque un raccourcissement de la pièce et des câbles précédemment tendus. Dans une pièce avec « n » câbles, le premier câble subit (n-1) effets de raccourcissement, tandis que le dernier n'en subit aucun.

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

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

A titre de simplification le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b(x)$ avec $\frac{E_p}{E_{bi}} = 4.85$

D'où $\Delta\sigma_e(x) = 2.425 \times \sigma_b(x)$ avec $\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P\times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$

E_p **:** module d'élasticité des câbles précontraints.

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

σ_b **:** contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.

P **:** effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0\ (1 - \Delta P)$.

M_G **:** moment sous le poids propre.

- **Pertes instantanées totales :** La formule suivante est utilisée pour calculer la valeur des pertes instantanées pour une même abscisse x : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

Les résultats sont représentés dans **l'annexe B**.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
PERTES INSTANTANES (%)	9.386	8.294	8.198	8.101	7.739	7.712	8.543	8.130	8.771	10.307

IV.6.2. Perte de tension différées

Les pertes différées, incluant la réduction progressive de la précontrainte due au retrait et au fluage du béton ainsi qu'à la relaxation des aciers, doivent être intégrées au dimensionnement de l'ouvrage.

Pertes par retrait $\Delta\sigma_r$.

Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}$.

Pertes par relaxations $\Delta\sigma_\rho$.

IV.6.2.1. Perte par retrait

Le retrait correspond au raccourcissement progressif du béton dû à l'évaporation de l'eau excédentaire et aux réactions chimiques, principalement durant les premiers mois suivant la coulée.

La partie du retrait non encore réalisée à l'âge t0 du béton au moment de la mise en tension d'un câble vaut : **εr [1 – r (t0)].**

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\boldsymbol{\sigma r}$ **= Δσr = Ep εr [1 – r (t0)].**

Très souvent ont négligé $r(t0)$ devant 1 donc la formule simplifiée est **Δσr ≈ Ep εr**

εr : retrait final, estimé par 2×10-4 pour région tempérée (humide).

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

IV.6.2.2. Perte par fluage

Le fluage du béton est une déformation différée qui se manifeste sous l'effet d'une contrainte constante. Contrairement au retrait, le fluage débute dès l'application de la charge et évolue progressivement avec le temps.

La perte due au fluage vaut : **Δσfl = Ep × εf**

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

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

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

Avec σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

IV.6.2.3. Perte par relaxations

La relaxation de l'acier correspond à une perte de tension sous déformation constante, dont l'amplitude dépend des caractéristiques et du traitement de l'acier.

La formule pour estimer la perte de tension finale due à la relaxation est :

$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x)$ avec $\mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$

ρ1000(%) : Coefficient de relaxation a garantie à 1000 h.

μ_0 : Le coefficient pour les armatures à très basse relaxation (TBR) est de 0.43

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

- **Pertes déférées totales :**

Afin de prendre en compte l'influence conjointe du retrait, du fluage et de la relaxation des armatures, le calcul des pertes différées finales s'effectue à l'aide de la formule ci-après :

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
Pertes déférées totales (%)	10.906	9.883	9.796	8.966	7.989	7.894	7.569	7.163	6.526	5.675

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$$

Les résultats sont représentés dans **l'annexe B**.

IV.7. Vérification des contraintes

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

$$\sigma_y = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 + M}{I} \times y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

I : inertie de la section considérée.

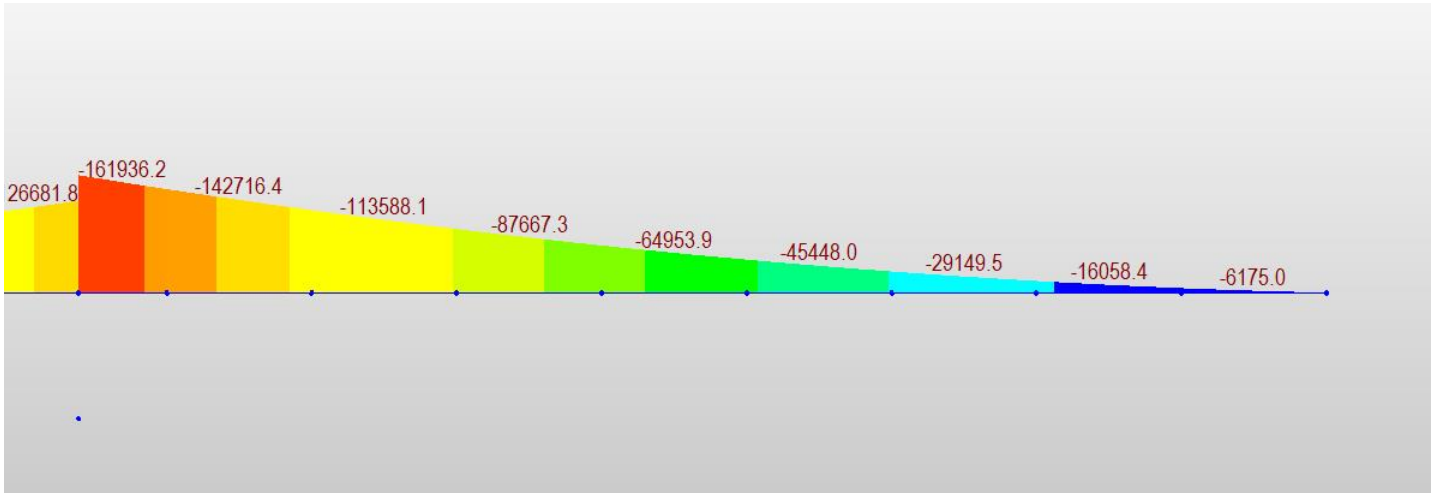
e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

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

Voussoir	x (m)	N° cables	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	0BS
Axe VSP	0	26	161936.22	1.68	1.32	14.77	11.12	0.93	79.44	-0.76	17.17	**OK**
Fin VSP	2.1	22	142716.40	1.68	1.32	14.77	11.12	0.97	67.21	-0.88	14.82	**OK**
Fin V01	5.55	18	113588.15	1.89	1.11	12.20	9.02	0.78	54.99	-0.34	17.06	**OK**
Fin V02	9	14	87667.33	1.89	1.11	12.20	9.02	0.76	42.77	-0.28	13.29	**OK**
Fin V03	12.45	10	64953.94	1.89	1.11	12.20	9.02	0.75	30.55	-0.44	9.91	**OK**
Fin V04	15.9	8	45447.99	1.89	1.11	12.20	9.02	0.73	24.44	0.20	6.98	**OK**
Fin V05	19.35	6	29149.47	1.89	1.11	12.20	9.02	0.71	18.33	0.57	4.53	**OK**
Fin V06	22.8	4	16058.39	1.89	1.11	12.20	9.02	0.68	12.22	0.65	2.56	**OK**
Fin V07	26.25	2	6174.98	1.89	1.11	12.20	9.02	0.64	6.11	0.47	1.03	**OK**
Fin V08	27.9	0	0.00	1.89	1.11	12.20	9.02	0.56	0.00	0.00	0.00	**OK**

Figure IV.17 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 ELU (KN.m)



IV.7.1. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérification :

État à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.

État en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5\ MPa$ (Hors Section d'enrobage)

$\sigma_{bt2} = -1 \times f_{t28} = -1 \times 3 = -3\ MPa$ (Section d'enrobage)

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

IV.7.2. Vérification pendent le bétonnage du clavage

À ce stade du calcul, il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux (figure IVI.4), forces qui représentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques, puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées. [1]

$$\frac{Q}{2} + \frac{Vc}{2} = \frac{1000}{2} + \frac{135.24}{2} = 567.62\ KN$$

Q : poids de l'équipage mobile.

Vc : poids du clavage.

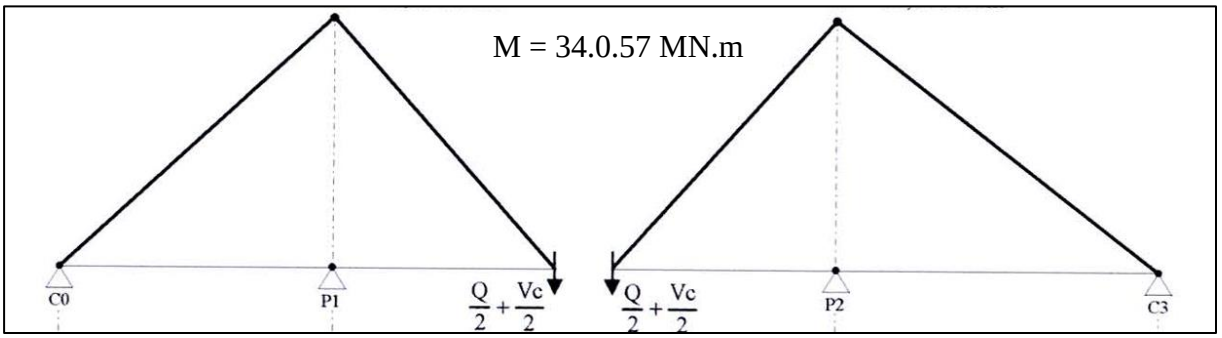


Figure IV.26 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage

- Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage :

Moment dû au poids propre de fléau : Mg = -101.393 MN.m

M = Mg + M (Q/2) + M (Q/2+Vc/2) = -101.393 – 30 – 34.062 = -165.455 MN.m

$N_{fléau} = n \times P_0 \times (1-\Delta P) = 26 \times 4.24 \times (1 - 0.265) = 81.026$ MN

$M_{isofléau} = N_{fléau} \times e_0 = 81.026 \times 1.53 = 123.97$ MN.m

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

$$\sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{79.416}{11.12} + \frac{-123.97 \times 1.32}{14.77} = -3.93\ MPa$$

$$\sigma_s = -3.93\ MPa\ >\ \sigma_t = -4.95\ MPa \quad \rightarrow \quad donc\ le\ dimensionnement\ est\ correct$$

IV.7.3. Armatures des zones tendues

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

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

B_t **:** Aire nette de la section du béton en traction.

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

N_{bt} **:** La résistance des contraintes de traction correspondantes.

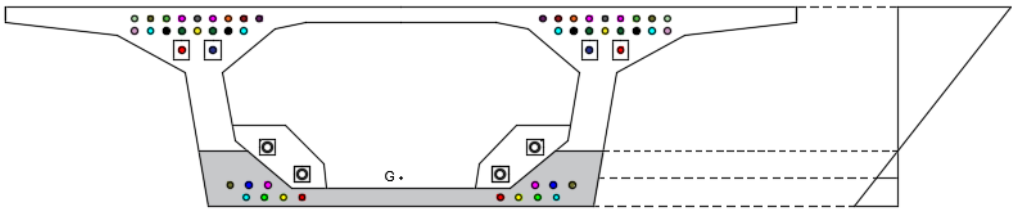


Figure IV.27 : Diagramme des contraintes

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

$$B_t = 1.3275\ m^2;\ \sigma_{bt} = 1.46\ MPa\ ;\ \sigma_{Nbt} = 0.89\ MPa\ ;\ N_{bt} = \sigma_{Nbt} \times B_t = 1.181\ m^2$$

$$A_s = \frac{1.3275}{1000} + \left(\frac{1.181}{500} \times \frac{3.3}{1.46}\right) = 66.67\ cm^2$$

$$A_s = 10.84\ \frac{cm^2}{ml} \qquad 2\ nappes\ de\ HA16 \qquad avec \quad e = 20\ cm$$

IV.7.4. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

Vérification vis-à-vis de l'ELS

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

Effort tranchant dû aux charges extérieures :

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

Effort tranchant dû à la précontrainte :

La poutre isostatique est précontrainte par des câbles appliquant une force P, inclinée selon un angle α par rapport à la fibre moyenne.

$$V_p = P\ sin\ (\propto)$$

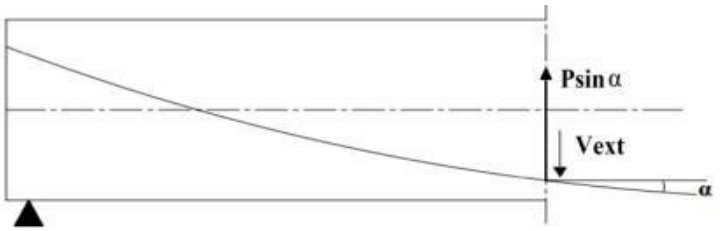


Figure IV.28 : Effort de précontrainte

Note : Dans la configuration actuelle avec des câbles rectilignes sur vérin de précontrainte (VSP), l'effort tranchant résultant de la précontrainte est donc nul.

IV.7.5. Vérification de la contraint de cisaillement :

On doit vérifier les conditions suivantes : $\tau_{max} < min\ (\tau_1\ ;\tau_2)$ avec $\tau = \frac{V_{red}}{z \times b_n}$

Tel que :

Non rupture par fissuration : ${\tau_1}^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$

Par compression cisaillement : ${\tau_2}^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6\ f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \sigma_x)$

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximal réduite de service.

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

Bn : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduites.

V_{red} : effort tranchant maximal réduite de service.

z : le bras de levier z = I/S avec simplification $z = \frac{1+\rho}{2} \times h$

ρ : le rendement mécanique de la section $\rho = \frac{I}{v \times v' \times B}$

bn : Épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme moins le demi-diamètres des gaines qui traversent cette âme sur une même horizontale.

$bn = 2 \times (b0 - nk\phi)$

b_0 : L'épaisseur brute de l'âme.

n : Nombre de câble.

K = 0.5 Injection de coulis de ciment.

ϕ : Diamètre de la gaine.

- **Application numérique :**

P_0 = **4**. **104** ; ΔP 25% ; 26 cables → P = 74.698 MPa α_{moy} = 0.16616 rad

→ Vp = P sin(α) = 12.35 MN

$\frac{h}{2}$ = 1.5 m ; V_{ELS}(1.5m) = 12.6875 MN → $V_{red} = V_{ELS} - Vp$ = 0.337 MN

n = 26 cables → P = 74.698 MN

B_n = 8.6709 m^2 → σ_x = 8.495 MPa

f_{c28} = 40 MPa ; f_{t28} = 3 MPa → τ_1 = 3.71 MPa et τ_2 = 5.17 MPa

I_n = **11**. **6647** m^4; ρ = 0.643 ; z = 2.464 m ; b_n = 1 m → τ_{max} = 0.136 MPa

On constate que : τ_{max} = 0.136 MPa < min(τ_1; τ_2) = 3.71 Mpa Vérifier.

Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU :

La justification des éléments d'une poutre à l'état-limite ultime implique de vérifier, d'une part, la résistance des armatures transversales et, d'autre part, la résistance des bielles de béton comprimées.

IV.7.6. Les bielles comprimées :

L'angle βu, qui représente l'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre

$tg(2\beta_u) = \frac{2\times\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$ avec $\beta_u \geq 30°$

σx: Contrainte normale au niveau de CDG suivante x $\sigma_x = \frac{P\ cos\ (\alpha)}{B_n}$

σ_y : Contrainte normale au niveau de CDG suivante y $\sigma_y = 0$

$$\tau_u = \frac{V_{ured}}{z \times b_n}$$

$Vured$: est l'effort tranchant réduit maximal à ELU dans la section La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} sin\ (2\beta_u)$$

Application numérique :

$$V_{ELU}(1.5m) = 17.128\ MN\ ;\ V_{red} = 17.128\ MN$$

$$\rho = 5.135\ ; z = 9.2\ m\ ;\ b_n = 1\ m\ \rightarrow\ \tau_u = 1.862\ MPa$$

$$\sigma_x = 8.495\ MPa\ ;\ \sigma_y = 0\ MPa\ ;\ \beta_u = 11.81\ °$$

$$\tau_u = 1.862\ MPa \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} sin\ (2\beta_u) = 3.95\ MPa$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

IV.7.7. La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale At

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}\right) \times tg(\beta_u)$$

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

γ_s =1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre.

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 :

$$\tau_u = 4.89\ MPa\ ;\ f_{t28} = 3.3\ MPa\ ;\ f_e = 500\ MPa\ ;\ b_n = 1.3\ m\ ;\ \beta_u = 27.75\ °$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 59.62\ cm^2/ml$$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 17.94\ cm^2/ml$ → à vérifier dans l'étude transversale.

- Vérification Flexion longitudinal:

$\boldsymbol{Apfyp Zp + Asfys Zs \geq Md}$

En **ELU** : $Z_p = 0.9\ d_p = 0.9\ (3 - \frac{3}{2}) = 2.3625$ m.

$Z_s = 0.9\ d_s = 0.9\ (3\text{-}0.15) = 2.565$ m.

- $\boldsymbol{f_{yp}} = \mathbf{1670\ MPA}$
- $\boldsymbol{f_{ys}} = \mathbf{500\ MPA}$

A VSP :

$\boldsymbol{A_p}$ = **(26)2850 = 74100 mm^2 = 0.074 m^2.**

$\boldsymbol{M_d}$ = **122 MN. m**

$\alpha = 22^{\circ}$ et $V_d = 22.7\ MN$

Alors : $\boldsymbol{As = 0.0008677\ m^2 = 8.6\ cm^2}$

IV.7.8. La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) :

Les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71, multiplié par le coefficient Φ, et en considérant α=1, conformément à la Section 6 de l'EN 1991-2.

On obtient une flèche :

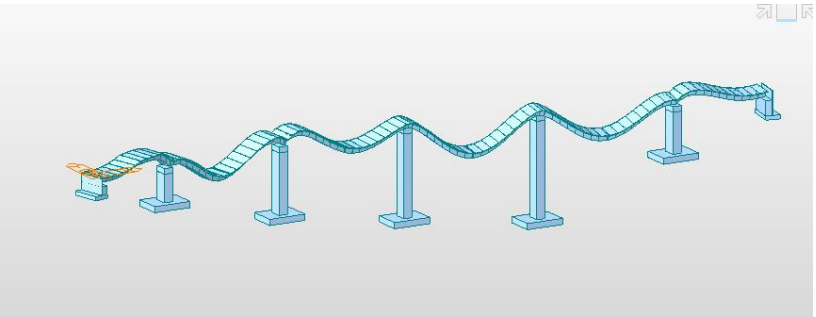


Figure IV.29 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

- a **t = 0 :** δ= 8.9 cm < δ_adm=16.2 cm donc la flèche est vérifiée.
- a **t = ∞ :** δ= 20.4 cm > δ_adm=16.2 cm donc la flèche n' est pas vérifiée.

La flèche à long terme (t = ∞) dépasse la valeur admissible en raison des effets différés du fluage et du retrait. Il est recommandé de prévoir une contre-flèche de construction adaptée, de manière à ce que la flèche nette finale reste dans les limites admissibles, conformément aux exigences de l'EN 1992

IV.8. ETUDE TRANSVERSALE

IV.8.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de la conception transversale d'un tablier construit par encorbellements successifs, la section en caisson s'impose comme la forme mieux adaptée. Cette section fermée, grâce à ses deux hourdis, offre à la fois une excellente résistance à la torsion et une grande rigidité en flexion longitudinale.

Ce chapitre se concentre sur l'étude des sections les plus sollicitées, à savoir la section courant (VC), là où les moments fléchissant sont les plus élevés. Il s'agira d'y déterminer les armatures passives transversales nécessaires pour les âmes, ainsi que pour les hourdis inférieur et supérieur.

IV.8.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

Modélisation par MIDAS

La modélisation s'effectue à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis (Midas Civil). Le caisson y est représenté comme un portique fermé, reposant à la base de chaque âme sur deux appuis (un simple et l'autre double) placés à leurs extrémités.

Ces voussoirs sont modélisés avec une longueur unitaire d'un 1 mètre. Les sections des différents éléments sont remplacées par des sections équivalentes, choisies de manière à respecter l'équivalence en termes de poids propre et d'inertie.

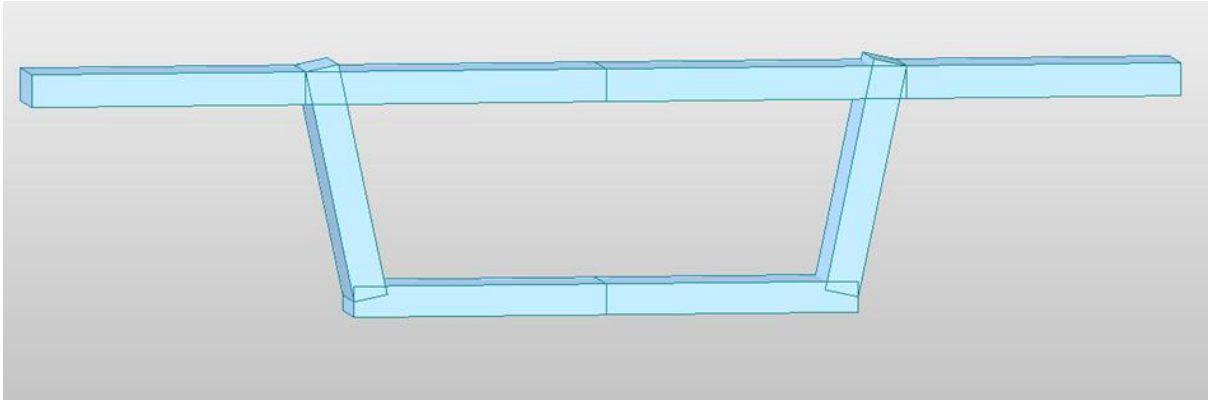


Figure IV.30 : Section équivalente Voussoir courant

Remarque : Les combinaisons de charges utilisées sont identiques à celles appliquées pour l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

Résultats

Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

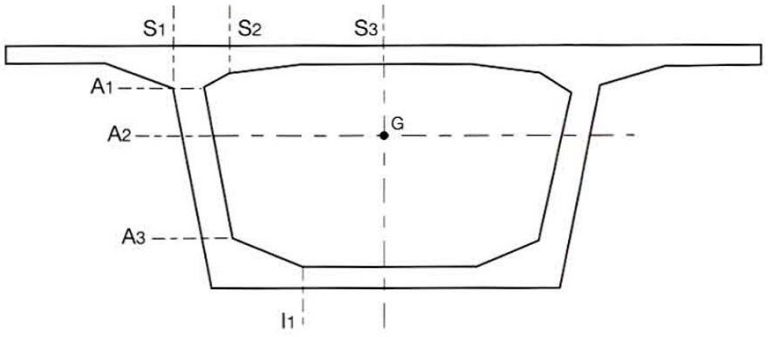


Figure IV.31 : Sections à justifier

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Elément	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)		N_{max} (KN)	
	Mult	Mser	Mult	Mser	Nult	Nser
Hourdis supérieur	307.4	250.4	-263.8	-211.1	/	/
Âmes	79.2	61.3	-167	-138.3	247.7	193.5
Hourdis inférieur	19.2	13.5	-32.1	-28.3	/	/

Tableau IV.17 : Sollicitations maximales dans VC

IV.8.3. Ferraillage

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

Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.

Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont préjudiciables.

Le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application numérique :

$$b = 1\ m \quad ; \quad h = 37.5\ cm \quad ; \quad d = 0.9h = 33.75\ cm$$

$$M_{ser} = 250.4\ KN.m \quad ; \quad \underline{\sigma_{bc}} = 27\ MPa \quad ; \quad \underline{\sigma_s} = 252.8\ MPa$$

$$X = \frac{15\,\underline{\sigma_{bc}}}{15\,\underline{\sigma_{bc}} + \underline{\sigma_s}} \times d = \frac{15 \times 27}{15 \times 27 + 252.8} \times 33.75 = 20.78\ cm$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 33.75 - \frac{20.78}{3} = 26.82\ cm$$

$$\underline{M_1} = \frac{1}{2} b\, X\, \underline{\sigma_{bc}}\, Z = 0.5 * 1 * 0.2078 * 27 * 0.2682 = 752.5\ KN.m$$

$$M_1 \geq M_{ser} \rightarrow Section\ sans\ armateure\ comprimée\ (SSAC).$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{250.4}{0.2682 \times 252.8} = 36.93\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = \frac{0.23 \times 3.3}{500} \times 1 \times 0.3375 = 4.66\ cm^2$$

$$A_{ser} > A_{min}\ Condition\ de\ non\ fragilité\ (CNF) vérifiée.$$

Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{36.93}{3} = 12.31\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = 4.66\ cm^2$$

$$\boldsymbol{A_{ser} > A_{min}\ Condition\ de\ non\ fragilité\ (CNF) vérifiée}.$$

Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les **tableaux VII.3** et **VII.4** et détaillées dans l'**Annexe C**.

Tableau IV.18 : Ferraillage passif du VSP

Elément	Nappe	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
			As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	37.533	**19.9**	HA20	20	**22.32**	HA25	20
	Inf		**23.4**	HA20	20	**22.32**	HA25	20
Âme	Interne	38.8	**15**	HA16	20	**5**	HA16	20
	Externe		**8.4**	HA16	20	**4.27**	HA16	20
Hourdis inférieur	Sup	35.33	**4.8**	HA16	20	**9.26**	HA20	20
	Inf		**4.8**	HA16	20	**9.26**	HA20	20

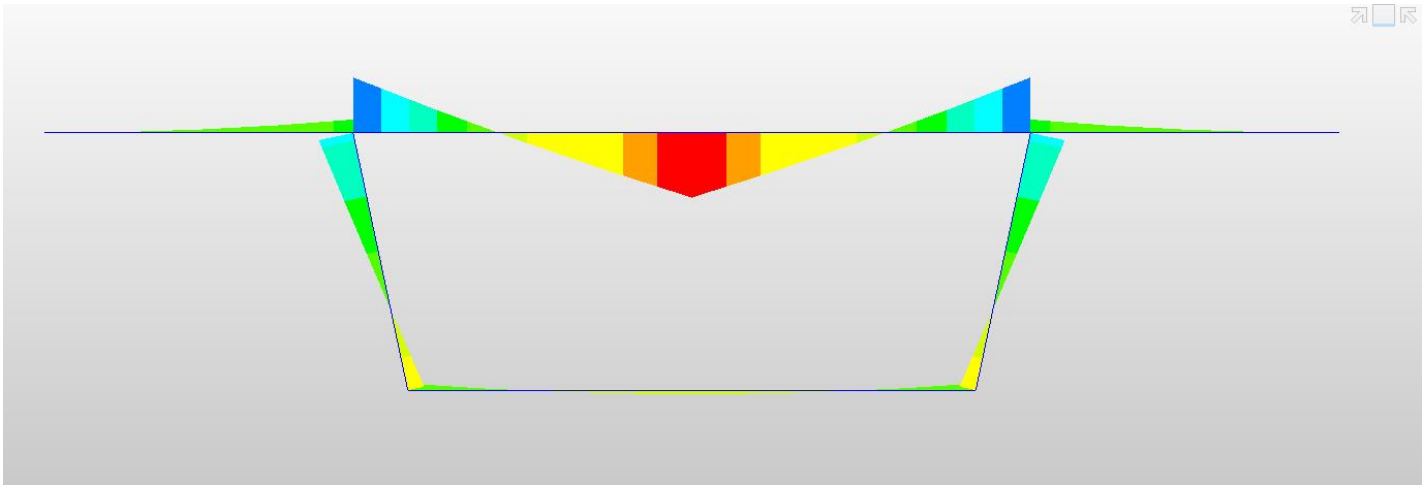


Figure A.9 : Moment fléchissant transversale du VC a ELU (KN.m)

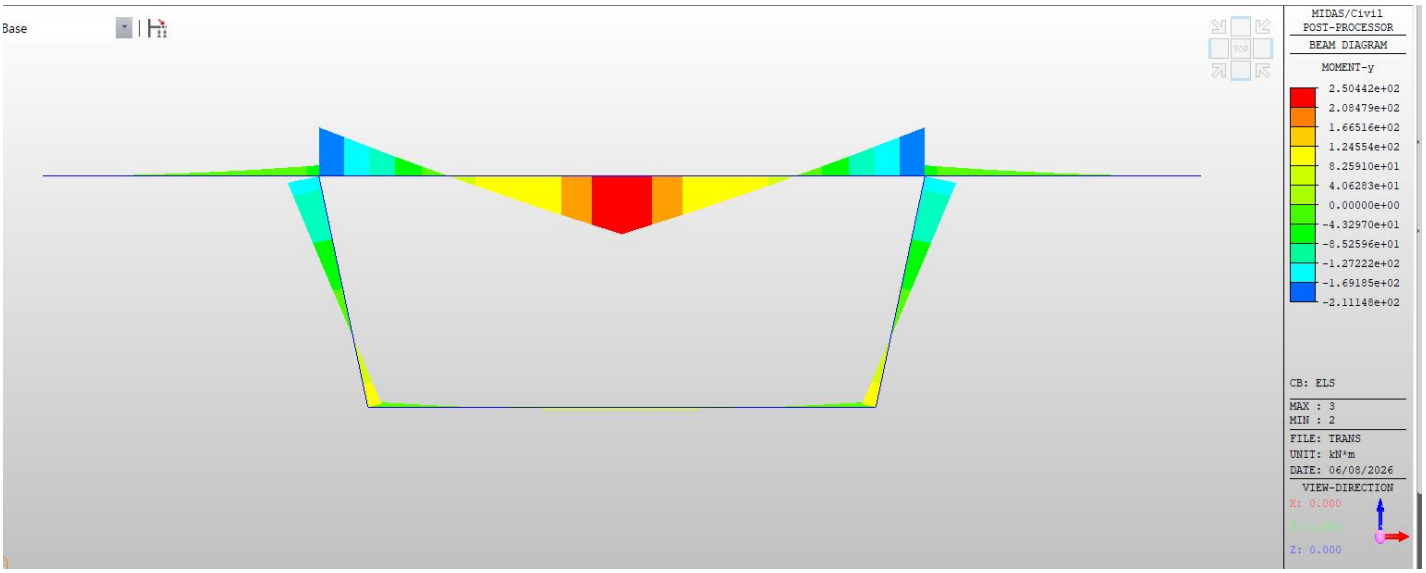
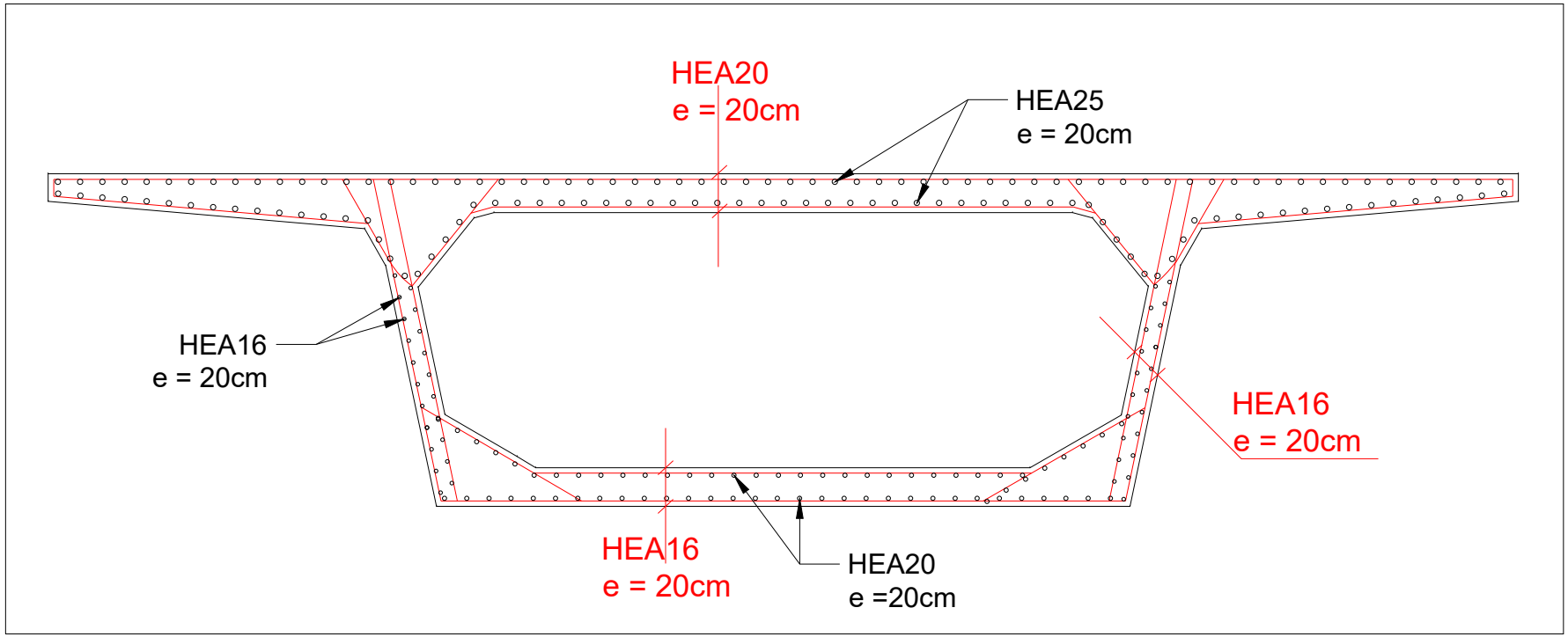


Figure A.10 : Moment fléchissant transversale du VC a ELS (KN.m)



Ferraillage du voussoir sur pile ech 1/60

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1INTRODUCTION

L'étude du comportement dynamique des ponts suscite un intérêt constant chez les ingénieurs. L'analyse modale joue un rôle fondamental en apportant une meilleure compréhension des caractéristiques physiques et du comportement d'une structure en service. Elle permet d'identifier les phénomènes d'amplification dynamique de la réponse de l'ouvrage lorsqu'il est soumis à une excitation externe, telle qu'un séisme, comme dans notre étude. Ces amplifications peuvent engendrer de l'inconfort ou endommager la structure. Une analyse approfondie de ces effets est donc essentielle pour optimiser la conception du pont. Il est crucial de vérifier la résistance des structures face aux actions sismiques anticipées afin de réduire le risque de défaillance en cas de séisme.

V.2 Appareil d'appui a pot:

Les appareils d'appui à pot occupent une place de premier plan dans le domaine de la construction des ponts, se positionnant comme le deuxième type de dispositif le plus utilisé après les appareils en élastomère fretté. Cette prédominance tient à leurs performances mécaniques remarquables : ils sont en effet capables de reprendre des efforts considérables tout en conservant un encombrement minimal, particulièrement en termes de hauteur. Leur conception épurée constitue un atout supplémentaire, dans la mesure où elle se prête aisément à une production industrialisée.

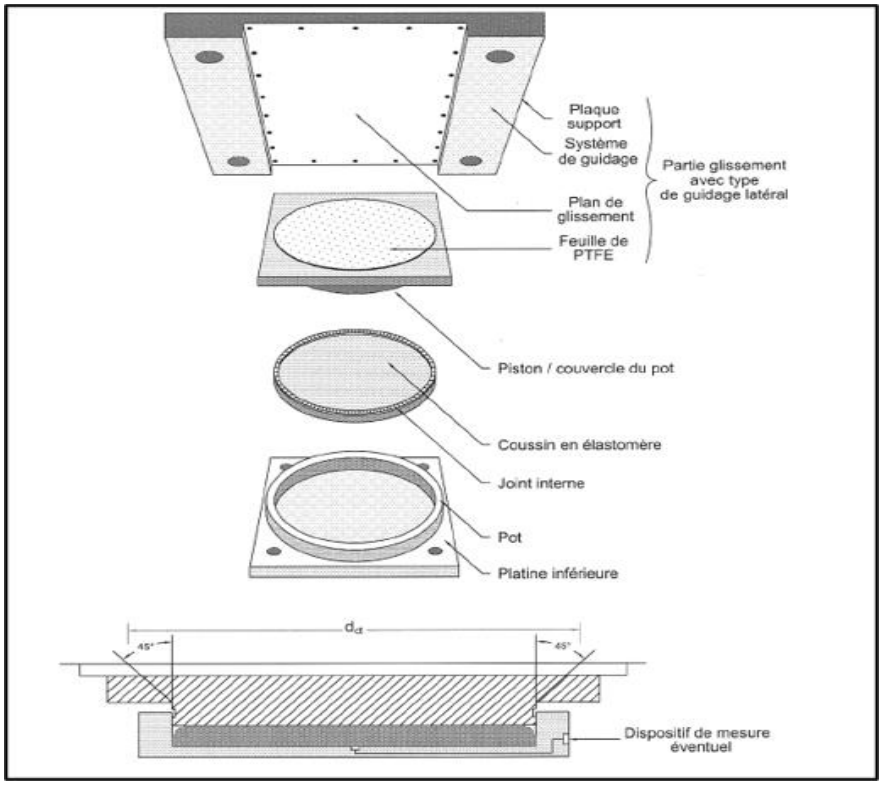
Sur le plan technique, le fonctionnement de ces appareils repose sur un noyau en élastomère de forme cylindrique, confiné à l'intérieur d'un pot métallique et sollicité par un piston faisant office de couvercle. L'incompressibilité de l'élastomère — qui ne peut se déformer qu'à volume constant — lui confère la capacité de transmettre des charges élevées, tout en accommodant les rotations induites par les déformations de la structure.

Classement de fonctionnement :

Fixe : autorisent les rotations sur appui, mais empêchent tout déplacement

Mobiles unidirectionnels : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.

Mobiles multidirectionnels : autorisent les rotations et les déplacements dans toutes les directions.



V.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis :

Conformément aux prescriptions des normes NF EN 1337-2 et NF EN 1337-5, le dimensionnement des appareils d'appui s'effectue uniquement au niveau de l'état limite ultime (ELU). Les combinaisons de charges retenues à cet effet sont de nature fondamentale et englobent un ensemble d'actions conjuguées : les charges permanentes, les sollicitations ferroviaires, les effets d'origine thermique — qu'il s'agisse de la variation uniforme de température ou du gradient thermique — ainsi que les actions dues au vent.

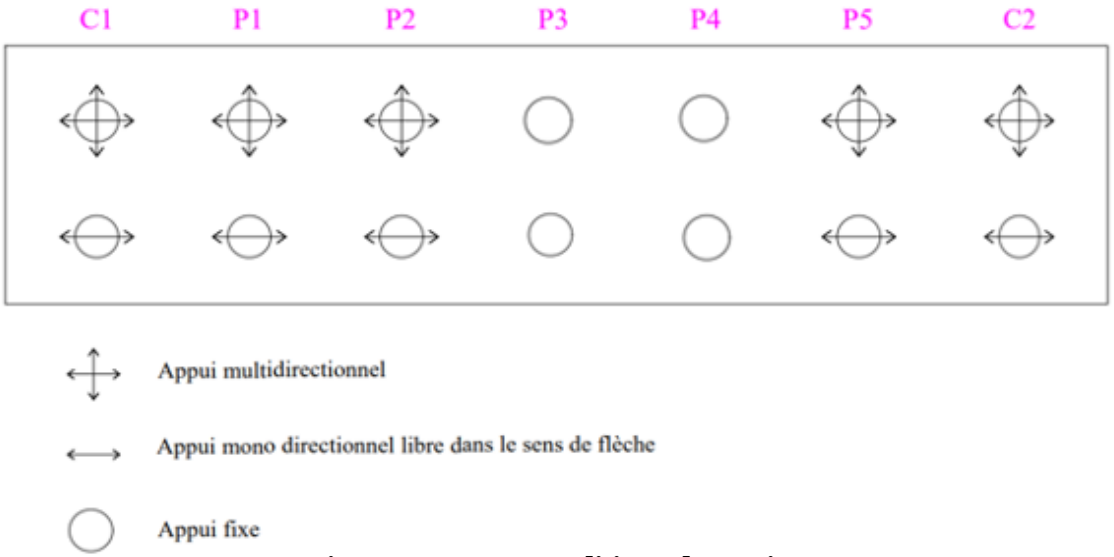


Figure V.1 : Les conditions d'appuis.

Evaluation des réactions :

	Culée 01	**P01**	**P02**	**P03**	**P04**	**P05**	**Culée 02**
Rmax	18386.3	30305.0	33965.1	33967.5	33964.0	30399.0	17934.6
Fz = *Rmax /nbre d'apparei*	9193.15	15152.5	16982.55	16983.75	16982.0	15199.5	8967.3

Effort (MN)	C1,C2	P1,P5	P2,P3,P4
R_{max}	18.386	30.399	33.967
F_Z=R_{max} / $nbr_{app\ d'appuis}$	9.184	15.2	16.983

Pression dans le PTFE :

La norme limite de la pression moyenne sous combinaison fondamentale :

$$f_{ed,moy} = 40\ MPA$$

donc à partir de cette valeur, on peut déterminer la **surface minimale** du pot pour chaque appui :

$$S_p = \frac{F_Z}{f_{ed,moy}}$$

Appui	C1,C2	P1,P5	P2,P3,P4
Surface $S_P$du pot en m^2	0.299	0.38	0.424

Tableau V.1 : Surface Sp du pot

Pression dans l'élastomère :

La pression moyenne f_{ed} du coussin est limitée à f_u/γ_msous combinaison fondamentale.

Avec :

f_u=60 MPa .

$\gamma_m = 1.3$ (valeur recommandée par la norme NF EN 1337-2 .

Ainsi, la valeur limite est :

f_{ed}=60 x 1.3= 46.15 MPA

Appui	C1,C2	P1,P5	P2,P3,P4
Surface $S_C$du coussin en m^2	0.199	0.329	0.368

Tableau V.2 : Surface Sc du coussin

Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pots glissants :

Les coefficients de frottements maximum et minimum et sont donnes par :

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

Avec :

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

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

α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante.

Coefficient de dégressivité

η	α
≤ 4	1
$4 \leq \eta \leq 10$	(16 - η)/16
$\eta \geq 10$	0.5

Tableau V-3 : Coefficients de dégressivité du frottement

Application numérique :

$$n \geq 10 \rightarrow \alpha = 0.5 \; ; \; \mu_a = 0.048 \; ; \; \mu_r = 0.016$$
$$H_{p3} = H_{p4} = [\mu_a \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2}) - \mu_r \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2})] = 1.32 \text{ MN}$$

Choix du modèle :

Choix des appareils d'appuis

Appuis	Appareil d'appuis 1	Appareil d'appuis 2	Type d'appuis 1	Type d'appuis 2
C1/C2	MULTI	MONO	JPZ(II)-15.0-SX	JPZ(II)-15.0-DX
P1/P5	MULTI	MONO	JPZ(II)-30.0-SX	JPZ(II)-30.0-DX
P2	MULTI	MONO	JPZ(II)-27.5-SX	JPZ(II)-27.5-DX
P3/P4	FIXE	FIXE	JPZ(II)-27.5-GD	JPZ(II)-27.5-GD

Tableau V-4 : Choix des appareils d'appui

V.2.2 DES D'APPUIS

Le dé d'appui a pour rôle de répartir les charges concentrées transmises directement par le tablier vers l'élément porteur, tout en compensant le dévers éventuel du tablier.

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

Les dimensions du dé d'appui sont données par les relations suivantes :

$$A = a + 200 \quad ; B = b + 200$$

$$h \geq 2 \times B_0 / P_0$$

avec : $B_0 = A \times B \quad ; P_0 = 2 \times (A + B)$

Application Numérique :

Pour les culées :

A = 1330 + 200 → A= 1530 mm

B = 1030 + 200 → B =1230 mm

= 1.530 × 1.230 = 1.88 m²

= 2 × (1.530 + 1.230) = 5.52 m

h ≥ 0,68 m. Prenons : h = 0,7 m

Pour les piles :

A = 1660 + 200 → A= 1860 mm

B = 1470 + 200 → B =1670 mm

= 1.860 × 1.670 = 3.11 m²

= 2 × (1.860 + 1.670) = 7.06 m

h ≥ 0.88 m. Prenons : h = 0.9 m

Appui	A (mm)	B (mm)	H (mm)
Culée	1530	1230	700
Pile	1860	1670	900

Tableau V-5 : Dimensions des dés d'appuis

- **Dimensions des dés d'appuis**

Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée:

Les différentes sections d'armatures sont évaluées conformément au guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chainage :**

La section des armatures de chaînage peut être déterminée selon la méthode des bielles ou celle de reprise des efforts d'équilibre général. Toutefois, à des fins de simplification, il suffit de dimensionner le chaînage pour qu'il reprenne 25 % de la descente

de charge localisée la plus élevée. La section d'armature est donc donnée par :

$$A_C = 0.25\,R \qquad \text{tel que : } \boldsymbol{R} = \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{\sigma_S}}$$

Avec : N : réaction maximale.

σ_S : contrainte limite des armatures d'acier. σ_S = 500/1,15 = 435 MPA.

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales situées sous le chaînage devra être dimensionné pour supporter un effort équivalent à **12,5 %** de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0.125\,R$$

Frette supérieure

Ces armatures croisées sont placées aussi près que possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = 0.04\,R$$

Frette inférieure

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

$$A_i = 0.1\,R$$

Armatures	Dés d'appui au niveau de la culée		Dés d'appui au niveau de la pile	
chainage	$A_C(cm^2)$	52.78	$A_C(cm^2)$	97.08
	$\phi(mm)$	26 HA 16	$\phi(mm)$	14 HA 32
horizontale	$A_h(cm^2)$	26.39	$A_h(cm^2)$	48.54
	$\phi(mm)$	10 HA 20	$\phi(mm)$	6 HA 32
supérieure	$A_s(cm^2)$	8.44	$A_s(cm^2)$	15.53
	$\phi(mm)$	4 HA 16	$\phi(mm)$	6 HA 20
inferieure	$A_i(cm^2)$	21.11	$A_i(cm^2)$	38.83
	$\phi(mm)$	6 HA 22	$\phi(mm)$	8 HA 25

Tableau V-6 : Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée et de la pile

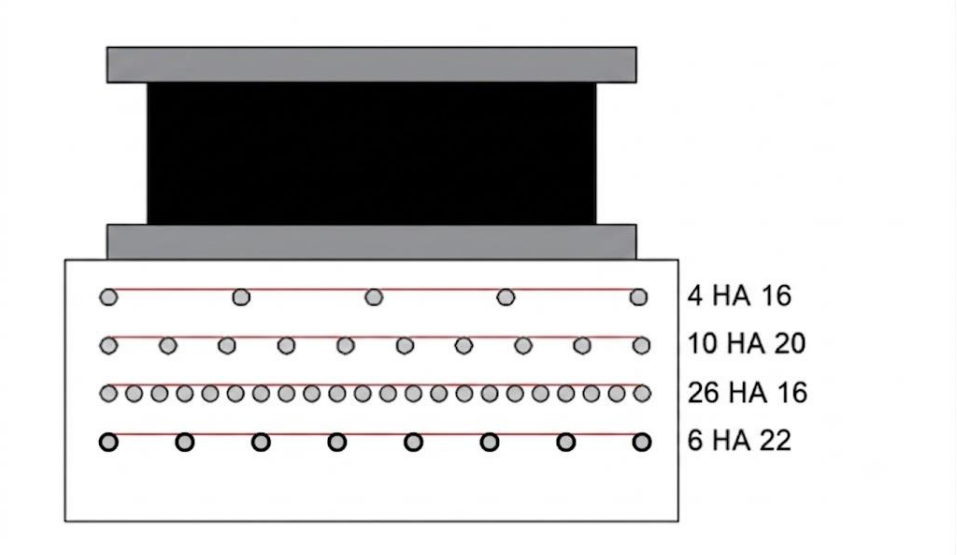


Figure V.3: Ferraillage du dé d'appuis sur Culée

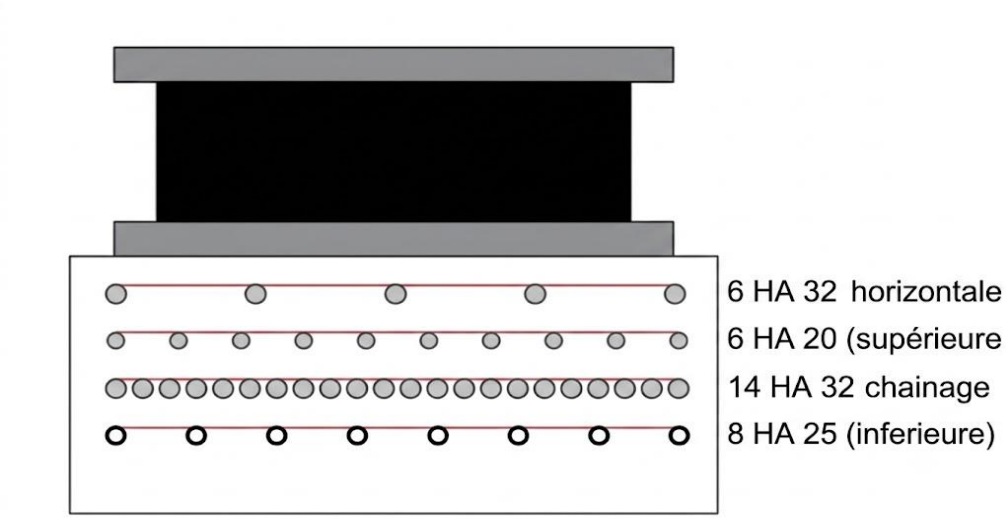


Figure V.4: Ferraillage du dé d'appuis sur Pile

V.3 ETUDE SISMIQUE:

D'après le RPOA 2008, les caractéristiques sismiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Le pont est classé groupe 1 (pont stratégique)
- Il est situé en zone sismique IIa, correspondant à une sismicité moyenne.
- Le coefficient d'accélération de zone est A = 0.25 .
- Le sol est classé S3 (site meuble).
- Le taux d'amortissement du béton armé constituant les appuis est ξ = 5 %.

V.3.1 Spectres de réponse:

Les spectres de réponse élastiques de la composante horizontale seront calculés selon les formules suivantes:

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : est donnée dans le tableau 3.1

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

ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Les spectres de réponse élastiques de la composante verticale seront calculés selon les formules suivantes:

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases} \quad (3.2)$$

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

A : est donnée dans le tableau 3.1

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

α = 0,7 pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

On reportée ci de suite les spectres de réponse en accélération horizontale et verticale standard ($\xi = 5\%$ et $\eta \simeq 1.0$) pour le sol de catégorie S3 .

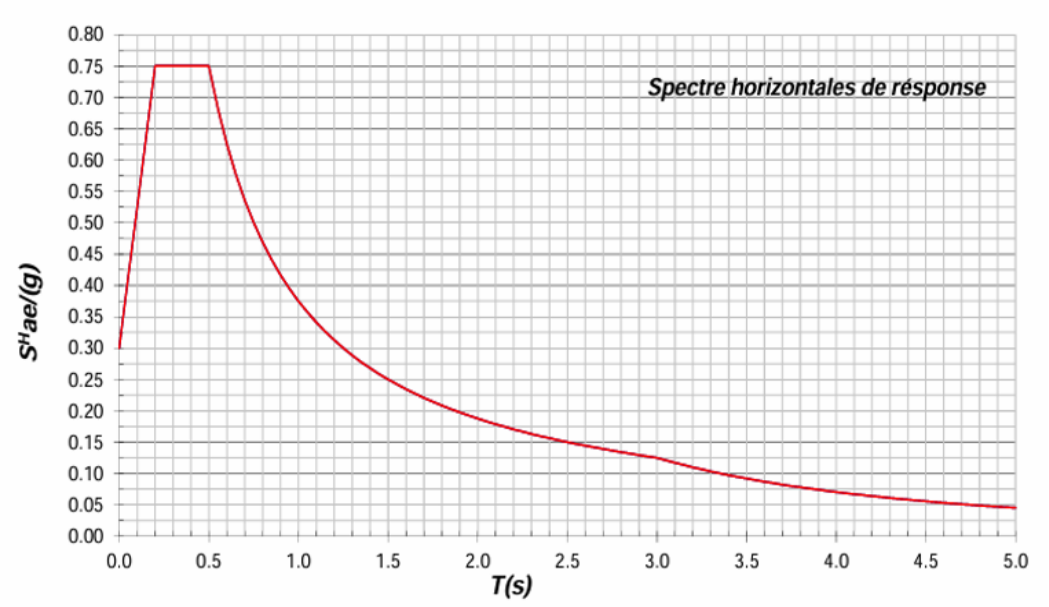


Figure V.6 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante horizontale

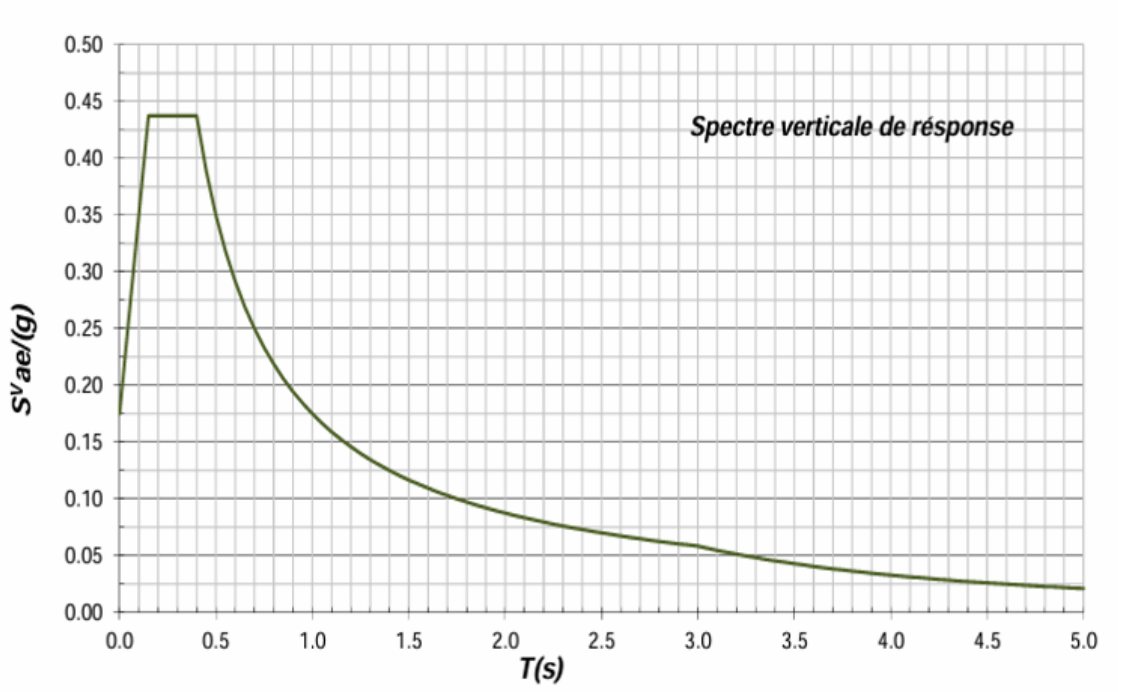


Figure V.7 : **Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante verticale**

V3.2 modes significatifs

Nous considérons les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives, Σ(Mi), atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure, MT. Les résultats de l'analyse des modes propres obtenus avec l'analyse multimodale sont présentés dans le tableau ci-dessus.

La période fondamentale est 0.974 s pour le premier mode. L'analyse révèle que les participations de masse significatives se produisent progressivement sur plusieurs modes et composantes directionnelles. Dans la direction longitudinale (UX), on observe des contributions substantielles au mode 2 (28.63 %), au mode 10 (9.38 %) et au mode 14 (1.57 %), atteignant cumulativement 42.39 % au mode 12. Dans la direction transversale (UY), les participations notables se manifestent au mode 9 (11.20 %) et au mode 13 (14.04 %), avec une participation cumulative atteignant 29.48 % au mode 13. Dans la direction verticale (UZ), la participation est plus distribuée, la valeur cumulative maximale étant obtenue au mode 15 (29.79 %).

Pour satisfaire au critère d'une participation de masse cumulative d'au moins 90 %, l'analyse s'étend jusqu'au mode 385. À ce niveau, la participation cumulative de masse atteint 94.08 % dans la direction X, 94.83 % dans la direction Y, et 75.55 % dans la direction Z. Ainsi, le seuil de 90 % est atteint pour les directions horizontales (UX et UY), garantissant une représentation adéquate des caractéristiques de la réponse dynamique de la structure.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	CumulX	CumulY	CumulZ
1	0.974275	0.59	0.05	0.01	0.59	0.05	0.01
2	0.818392	0.76	28.63	0.00	1.34	28.68	0.02
3	0.692935	0.03	0.16	0.19	1.38	28.84	0.20
4	0.673842	0.35	0.01	0.00	1.73	28.85	0.20
5	0.619123	0.06	1.43	0.16	1.79	30.28	0.36
6	0.569453	0.68	2.41	0.00	2.48	32.69	0.37
7	0.552081	0.08	0.17	1.52	2.56	32.86	1.88
8	0.487172	0.00	0.00	2.03	2.56	32.86	3.91
9	0.457653	0.01	0.02	11.20	2.56	32.87	15.11
10	0.397165	4.29	9.38	0.00	6.85	42.25	15.11
11	0.367478	0.00	0.00	0.00	6.85	42.25	15.11
12	0.353298	23.65	0.14	0.33	30.50	42.39	15.44
13	0.330995	0.12	0.02	14.04	30.62	42.42	29.48
14	0.314881	8.88	1.57	0.30	39.50	43.98	29.78
15	0.306876	3.42	0.15	0.01	42.92	44.14	29.79
…	…	…	…	…	…	…	…
385		4.68	0.02	0.001	94.08	94.83	75.55

Tableau V-7 : Modes propres et participations de masse modale

V.3.3 Combinaison des réponses modale:

Dans une direction donnée, les sollicitations , issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

$\boldsymbol{r_{ij}}$ **:** facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

V.3.4 Combinaison des composantes de l'action sismiques :

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

$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$

$E_2 = \pm E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$

$E_3 = \pm E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$

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

V.3.5 Efforts et déplacements sismiques:

En utilisant les résultats donnés par le logiciel de calcul, et en appliquant les trois paragraphes ci-dessus, on calcule les réactions longitudinales et transversales à la base de chaque fût, aussi que les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui. Les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui sont calculés par :

$F_L = K_L U_L$ et : $F_T = K_T U_T$

K_L, K_T **:** sont les raideurs longitudinales et transversales des appuis en cas sismiques.

Tableau V.8 : Réactions verticales sismiques à la base des appareils d'appui

Appui	Fz (kN)
C1	19793.0
P1	50388.8
P2	56757.3
P3	61344.0
P4	64725.6
P5	52553.6
C2	22923.6

Tableau V.9 : Efforts sismiques sur les appareils d'appui

Appui	Type	Fz/2 par appui (kN)	FL (kN)	FT (kN)
C1	MULTI + MONO	9896.5	0	494.8
P1	MULTI + MONO	25194.4	0	1259.7
P2	MULTI + MONO	28378.7	0	1418.9
P3	FIXE + FIXE	—	11238.4	4343.9
P4	FIXE + FIXE	—	10618.0	4834.8
P5	MULTI + MONO	26276.8	0	1313.8
C2	MULTI + MONO	11461.8	0	573.1

Figure V.8 : Moment fléchissant longitudinal maximum ELA (KN.m)

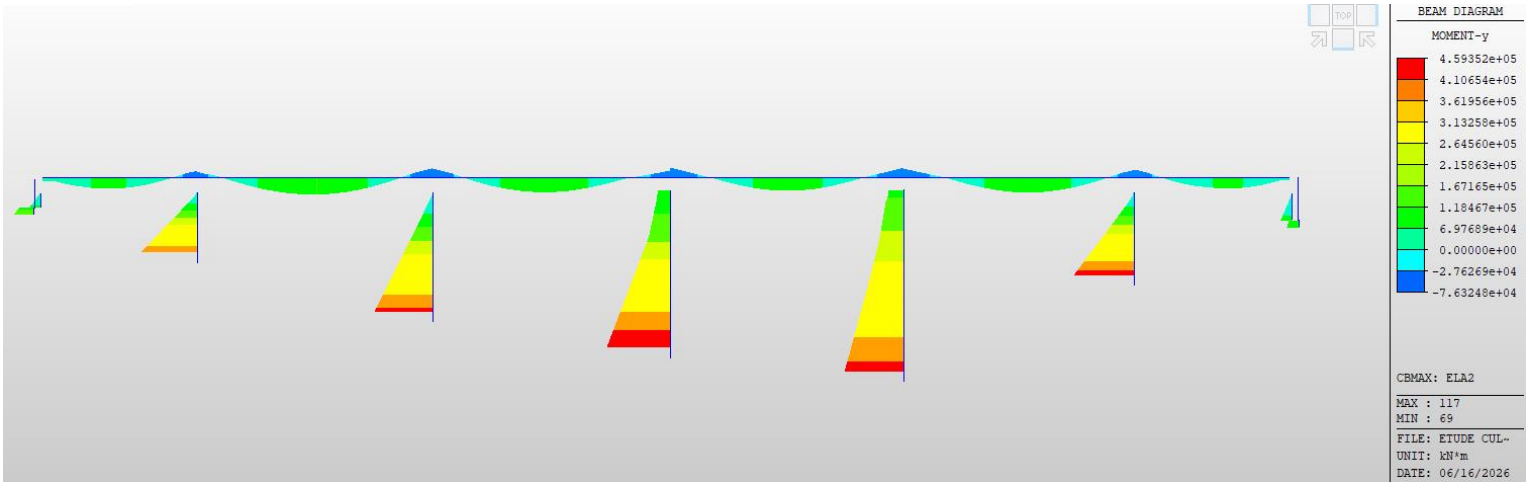
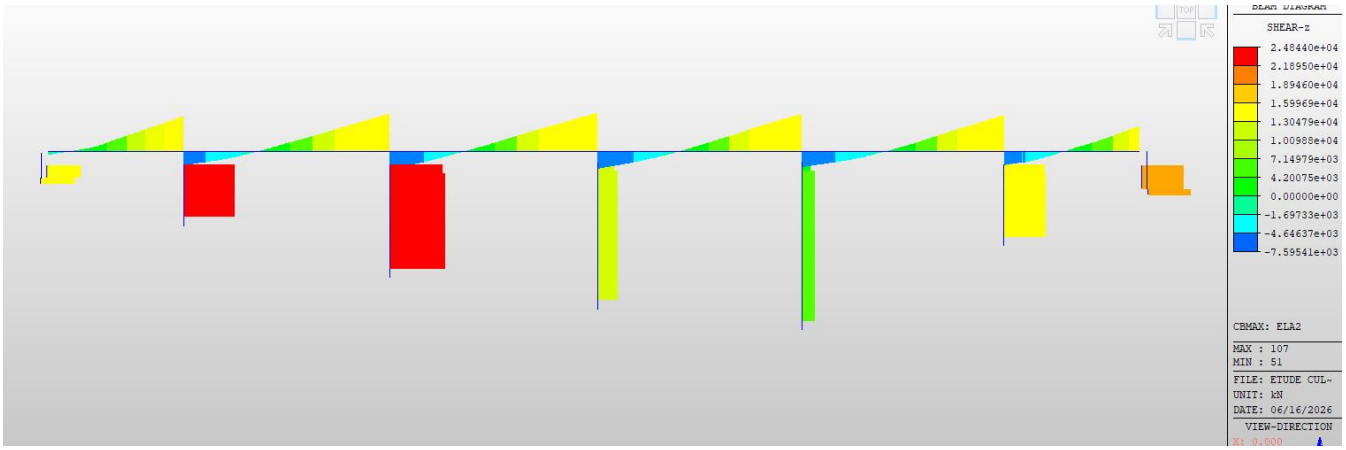


Figure V.9 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELA (KN)



V.4 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic
intense ni d'un pont ferroviaire).

V.4.1 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\frac{Fz}{Ar} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ to } 25 \text{ Mpa}$$

$$F_z = 18895.43 \text{ kN}, \; Ar = 0.9 \text{ m}^2$$

$$\frac{Fz}{Ar} = 20.994 \text{ Mpa} \quad \text{verifier}$$

V.4.2 Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\gamma_s \cdot Pu \leq Pc$$

y_s : coefficient de sécurité égal à **3**.
Pu : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
Pc : charge critique de flambement ; $P_c = 4.G.B.S^2.d/h$

Avec : $Pc = \frac{0.94 \times 1.0 \times 106 \times 0.424 \times 400 \times 0.030}{0.9} = 56\,800$ kN

56 686 kN = γ_s .Pu ≤ Pc verifier

V.4.3 Limitation de la distorsion

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

$$\begin{cases} \mathbf{p = Pu / Pc \leq 0.25}, & \boldsymbol{\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)}. \\ \mathbf{p = Pu / Pc \geq 0.25}, & \boldsymbol{\delta \leq 1.4\ (1\text{-}2p)}. \end{cases}$$

Appareil d'appui Sur Pile :	Appareil d'appui Sur culee :
Pu = 1.362 MN. p = 0.024. γ = 0.06072 m. T = 0.060 m. $\delta_0 = 2$. **$\delta = \frac{\gamma_{total}}{T} = 1.012 \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) = 1.875$**	Pu = 1.36 MN. p = 0.0239. γ = 0.03863 m. T = 0.060 m. $\delta_0 = 2$. **$\delta = 0.644 \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) = 1.876$**

➔ **L'appui sur pile satisfait le critère de distorsion.**

➔ **L'appui sur culée satisfait le critère de distorsion.**

V.4.4 Condition de non-glissement

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

Tel que :

H : l'effort horizontal. **N** : l'effort vertical.
f : coefficient de frottement, $\boldsymbol{f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)}$.

Application Numérique :

Appareil d'appui Sur Pile :	Appareil d'appui Sur culée :
H = 0.395 MN. N = 1.115 MN. σ_m = 18.9 MPa. *f* = 0.131. **H = 0.395 MN > *f. N* = 0.146 MN**.	H = 0.523 MN. N = 11.012MN. σ_m = 18.9 MPa. *f* = 0.131. **H = 0.523 MN > *f. N* = 0.1442 MN**.

➔ La condition de non-glissement n'est pas vérifiée pour les appareils d'appui sur pile, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

➔ La condition de non-glissement est pas vérifiée pour les appareils d'appui sur culée.

Il est recommandé d'équiper tous les appareils d'appui en néoprène d'un système anti-cheminement (tiges d'ancrage ou butées mécaniques) pour assurer la stabilité sous sollicitations dynamiques.

- **JOINTS DE DILATATION**

Calcul de souffle de join :

D'après l'article 7.5.2 de la norme RPOA 2008, le souffle total du joint se calcule selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{1}{3} \times W_s$$

Où : - W_D : est le souffle dû aux déformations différées (retrait + fluage).

- W_T : est le souffle thermique

- W_S: est le souffle sismique

Avec : $W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$; $W_T = L \times \alpha \times \Delta T$

Tel que : — $\alpha = 10^{-5}$ (Coefficient de dilatation du béton)

— $\varepsilon_r = 2 \text{ x } 10^{-4}$ et $\varepsilon_f = 3 \text{ x } 10^{-4}$

— L : demi-longueur de l'ouvrage

— ΔT variation de la température

Application numérique :

- W_D : 160 x 10^2x (2+3) x 10^{-4} = 8 cm.

- W_T : 160 x 10^2x 10^{-5}x 40 = 6.4 cm.

- W_S = 22 cm déterminé à l'aide du logiciel Midas Civil

W = 16.903 cm.

D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit Joint garde ballast.

Le joint de chaussée à peigne (cantilever)

Il s'agit d'un joint de dilatation utilisé sur les ouvrages routiers de grande longueur, notamment lorsque la longueur dilatable implique des déplacements importants sous fort trafic. Les mouvements admissibles par le joint à peigne (selon le modèle) sont :

Longitudinaux : 0 à 400 mm Verticaux : ± 25 mm. >

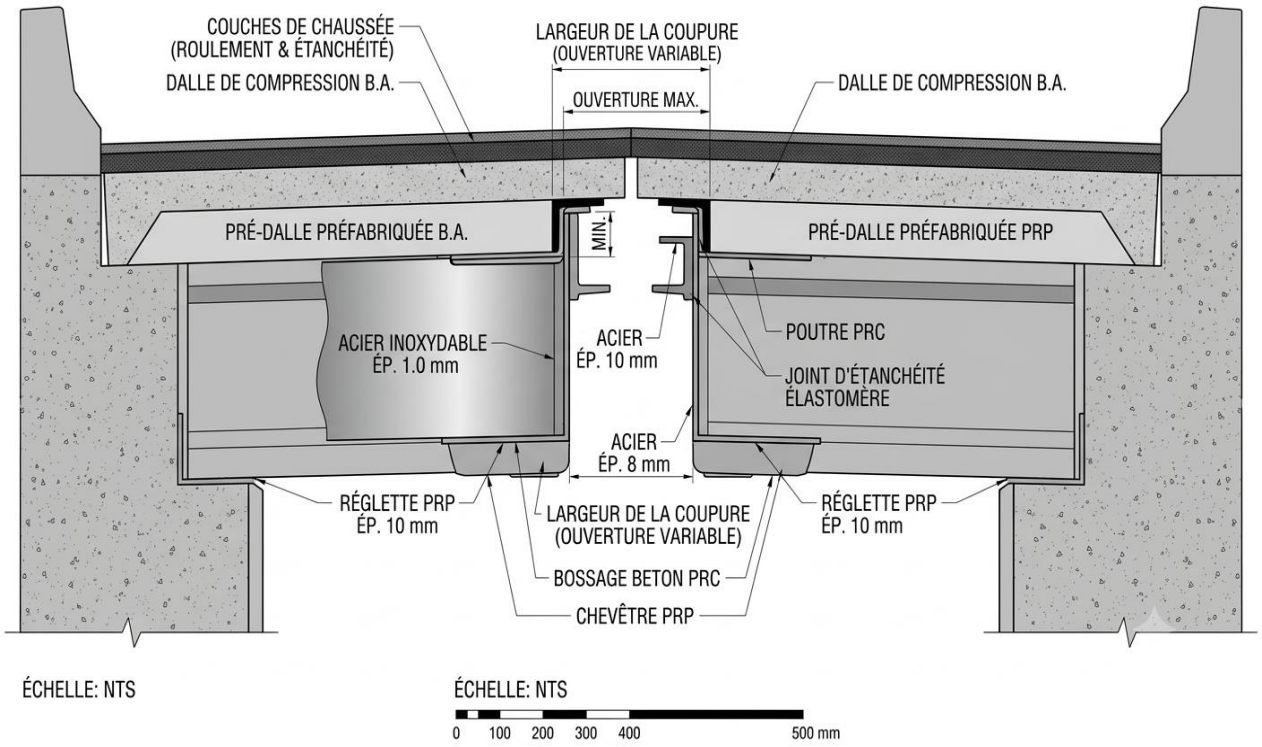


Figure V.10: Joint de chaussée

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape fondamentale dans la conception d'un projet de pont. Elle concerne principalement les éléments enterrés, dont la fonction est de transmettre les efforts provenant du tablier vers les fondations, elles-mêmes reposant sur un sol stable. Les appuis qu'il s'agisse de piles ou de culées sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, adaptées aux exigences spécifiques du franchissement. Ce chapitre est donc dédié à une analyse détaillée des appuis et des fondations, démarche essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

VI.2 ETUDE DE LA PILE

Les piles ont un rôle essentiel, elles transmettent au sol de fondation l'ensemble des charges permanentes et des surcharges, contribuant ainsi à la résistance globale de l'ouvrage. Plusieurs paramètres guident leur conception, parmi lesquels

Mode de construction du tablier

La hauteur à franchir

La technique employée pour les fondations

La nature de site

On distingue généralement deux familles de piles : les piles de type caisson et les piles de type poteau. Pour notre projet, nous avons opté pour des piles caisson, en raison de leur grande hauteur et de leur section rectangulaire évidée. Ce choix permet de mieux optimiser les matériaux, car l'économie réalisée compense largement le coût supplémentaire lié au coffrage intérieur.

Tableau VI.1 : Implantation et hauteurs des piles

Piles	**P1**	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**
Hauteur (m)	**17.71**	**32.71**	**42.41**	**48.41**	**23.41**
Position	**28+840**	**28+900**	**28+960**	**29+20**	**29+80**

Tableau VI.2 : Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile

Combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	**- 42 375.3**	**94 444.4**	**55 603.9**
ELS	**-31 394.1**	**69 835.5**	**50 738.2**
ELA	**-30 611.7**	**56 396**	**359 512.9**

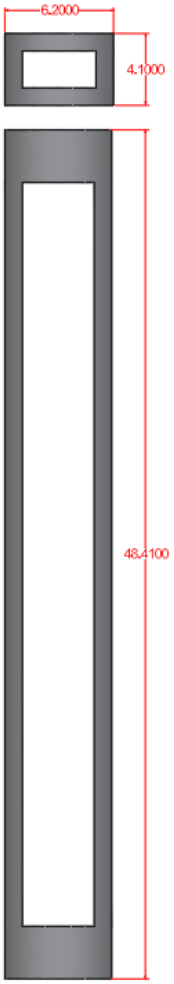


Figure VI.1 : Dimensions de la pile la plus élancé

VI.2.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF

VI.2.1.1. Calcul de l'élancement mécanique λ

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

On a : $\lambda_x = \frac{l_f}{i_x}$ et $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$.

Avec :

$\mathbf{l_f}$: La longueur de flambement de la pile la pile la plus haute tel que : $\mathbf{l_f} = \mathbf{2}\ \boldsymbol{l_0}$

($\boldsymbol{l_0}$ la longueur de la pile tel que : $\boldsymbol{l_0}$ = 48.41 m).

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$

D'après le logiciel de calcul on trouve : $\mathbf{I_x}$ = 6.26 m^4 ; $\mathbf{I_y}$ = 3.236 m^4 ; S = 1.66 m².

Résultats

$I_f = 2 \times 42$ on trouve : $\mathbf{l_f = 96\ m.}$

$\mathbf{i_x} = \sqrt{\frac{6.26}{1.66}} = 1.94$ m et $\mathbf{i_y} = \sqrt{\frac{3.236}{1.66}} = 1.39$ m

$\boldsymbol{\lambda_x} = \frac{96}{1.94} = 58.53 < 70$ → Pas de risqué de flambement autour de x-x

$\boldsymbol{\lambda_y} = \frac{96}{1.39} = 69 < 70$ → Pas de risqué de flambement autour de y-y

VI.2.1.2. L'élancement géométrique:

$\lambda g =$; $l_f = 2 \times l_0 = 96$ m

$e_0 =$; e_0: excentricité structurelle.

$e_a = \max(\frac{l0}{250}; 2cm)$; e_a: excentricité d'imperfection géométrique.

$e_1 = e_0 + e_a$; e_1 = excentricité du 1er ordre

Résultats

$e_0 = 1174$ cm

$e_a = 38.4$ cm

$e_1 = 1212.4$ cm

$\frac{Lf}{h} = 23.41$ et max [15cm, ($\frac{20e1}{h}$)] = max [15 ; 44.8] = 57.26

$\frac{Lf}{h} \leq$ Max [15cm, ($\frac{20e1}{h}$)] → la justification à L'E.L.U.S.F est imposée.

VI.2.1.3. Calcul du ferraillage

Dans le cas d'une section rectangulaire creuse, les armatures sont généralement réparties selon deux nappes principales :

Une nappe périphérique externe, positionnée à proximité du parement extérieur.

Une nappe périphérique interne, disposée près de la face intérieure.

Leur dimensionnement s'effectue à l'aide des abaques de WALTHER, qui simplifient la répartition réelle en supposant une distribution linéaire des armatures au centre de la paroi, selon une répartition symétrique et variable. $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$

Application numérique :

$b = 4.1\ m$ $h = 6.2\ m$ → $\beta = 0.199$

Il faut tout d'abord vérifier la condition d'orientation : $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$

Ou : **tx** et **ty** : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

Application numérique:

$\frac{t_y}{h} = \frac{0.8}{6.1} = 0.131$; $\frac{t_x}{b} = \frac{0.8}{4.2} = 0.19$, Donc cette condition est vérifiée.

La méthode basée sur le calcul du rapport des moments relatifs : $\eta = \frac{m_y}{m_x}$, Pour ça il faut calculer les efforts intérieurs relatifs mx ; my et n tel que :

$$m_x = \frac{M_x}{b\ h^2\ f_{c28}} \quad ; m_y = \frac{M_y}{b^2\ h\ f_{c28}} \ ; \quad n = \frac{N}{b\ \ h\ \ f_{c28}} \ ; \quad Fatot = \frac{\omega bhfc28}{\sigma e}$$

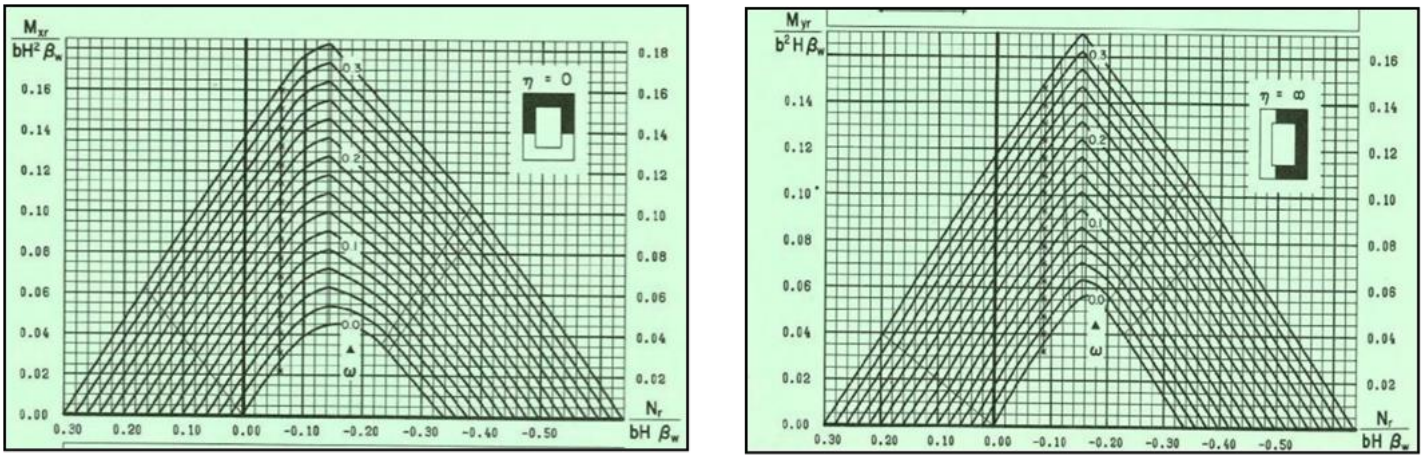


Figure VI.2: abaques de Walther

Application numérique :

$$m_x = \frac{359\ .5129}{4.5\ \times\ 7.4^2\ \times\ 30} = 0.048$$

$$m_y = \frac{56.396}{4.5^2\ \times 7.4 \times 30} = 0.0125$$

$$n = \frac{30.6117}{4.5 \times 7.4 \times 30} = 0.03$$

Le rapport donne $\eta = 3$ et compris entre les valeurs $\eta_i = 0$ et $\eta_s = \infty$ réaliser l'interpolation.

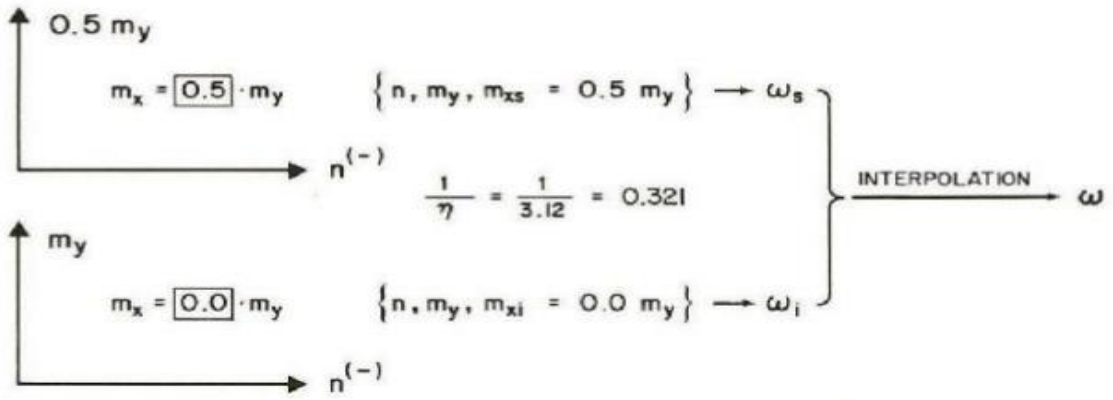


Figure VI.3 : Interpolation de degré mécanique d'armature totale « w »

Tableau VI.3 : Ferraillage longitudinal de la pile 03.

N(KN)	30 611.7
My (KN.m)	56 396
Mx (KN.m)	359 512.9
n	0.03
my	0.048
mx	0.0125
ω(n=0)	0.14
ω(n=∞)	0.03

Aire total de l'armature passive :

Aire total de l'armature passive :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.14 \times 4.1 \times 6.2 \times 35 \times 10^4}{500} = 2491.16\ cm^2$$

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.03 \times 4.1 \times 6.2 \times 35 \times 10^4}{500} = 533.82\ cm^2$$

En continue les calcule avec $\boldsymbol{Fa = 2491.16\ cm^2}$

$$A_{s(Côté\ b)} = 0.245 \times F_a = 610.33\ cm^2 \quad \rightarrow \quad 39\ HA32\ (2\ nappes\ )\ e = \ 10\ cm$$

$$A_{s(Côté\ h)} = 0.255 \times F_a = 535.24\ cm^2 \quad \rightarrow \quad 34\ HA32\ (2\ nappes\ )\ e = \ 18\ cm$$

$$\boldsymbol{A_smin = \frac{0.23 \times h \times b\ ftj}{fe} = 315.71\ cm^2 \ \leq \ A_s \ \rightarrow \ C.N.F\ Vérifier.}$$

Armature transversale

Section minimale des armatures transversales :

Pour qu'une barre d'acier principale (ou un groupe de barres) de taille (At) soit bien maintenue par une armature transversale (une autre barre d'acier qui l'entoure), une certaine condition doit être respectée concernant la taille de cette armature transversale, notée (At).

$$A_t = \frac{A_l\ f_{el}}{16\ f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

St : espacement des armature transversales.

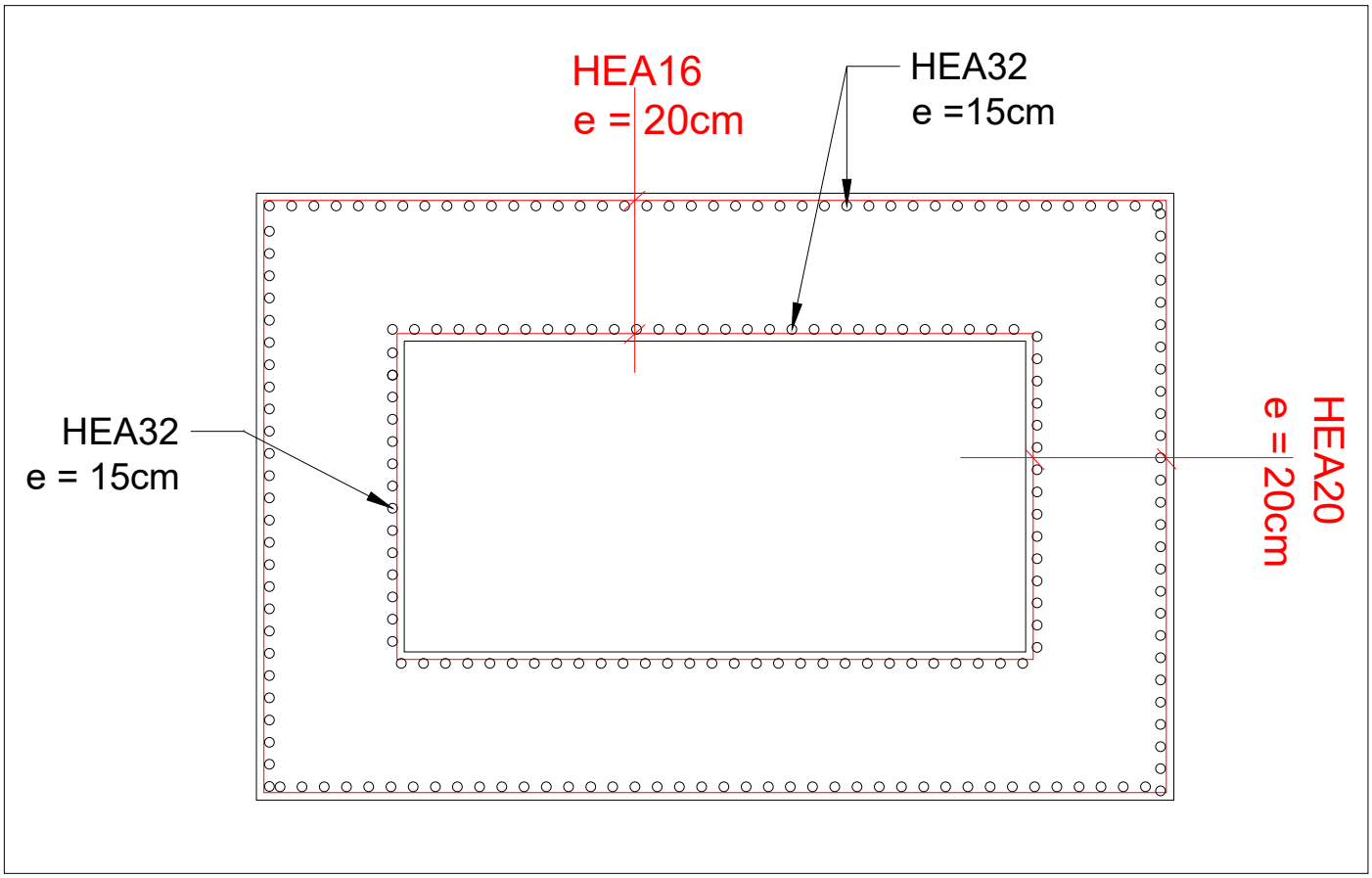
Espacements des armatures :

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A (article 7.2.1.2) :

$$s_t = min(12\emptyset_l\ , b\ , 200\ ) = min(\ 12\ \times 3.2\ , 450, 20) = 20\ cm$$

Tableau VI.4 : Ferraillage transversal de la pile 3

Dimensions	Côté b	Côté h
Al (cm^2)	*610.33*	*535.24*
Φ_l (mm)	HA 32 / e = 15 cm	HA 32 / e = 15 cm
At (cm^2)	*95.36*	*150.53*
Φ_t (mm)	HA 16 / e = 20 cm	HA 16 / e = 20 cm



Ferraillage de la pile 3 ech 1/50

VI.3.1 ETUDE DE LA CULEE :

La culée constitue un élément essentiel de la structure d'un pont. Elle joue le rôle d'appui terminal pour le tablier, mais sa fonction première est d'assurer la transition entre l'ouvrage et le terrain naturel, garantissant ainsi une continuité parfaite entre la chaussée routière et celle supportée par le pont.

VI.3.2 Choix du type de la culée :

On distingue trois types :

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

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

VI.3.2.1 Prédimensionnement de la culée:

Element	Role	Dimension C
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	H = 7.78 m. e = 0.3 m L = 13m
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	H = 3.62 m. e = 2.85 m L = 13m
Mur en retour	Support des corniches et des remblais.	H = 7.78 m. e = 0.6 m L = 5.06m
Dalle de transition	relie la route au pont en limitant les effets des tassements du remblai.	H = 0.3m Largeur = 4m
Fondation	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	9.6 x 13 x 1.8 (m x m x m)

Les fondations sont profonde sur 8 pieux pour C1 et 12 pieux pour C2 : D = 1.2m et L = 15m.

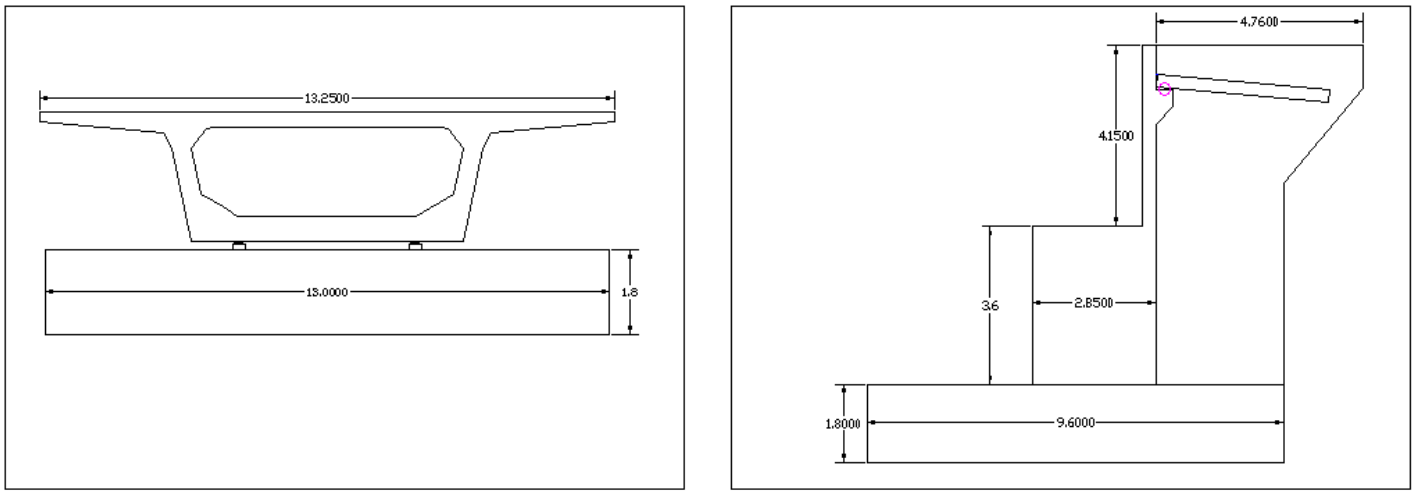


Figure VI.4 : Vue de face et vue latérale de la culée avec dimensions principales

VI.3.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée:

VI.3.3.1 Poids propre :

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule :
$P = \gamma b \times V$.
γb : le poids volumique de béton pris égale à 25 KN/m³.
V : le volume de chaque élément.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	5616.00	/	0.00	0.90	0.00	/
Mur F	3353.03	/	0.43	3.61	1425.04	/
DDT	185.25	/	8.58	2.05	1589.45	/
Mur en R	496.68	/	6.08	3.64	3019.83	/
Corbeau	74.40	/	2.03	8.27	150.87	/
MGG	253.50	/	1.70	7.50	430.95	/
Poids des Terres Amot	4347.98	/	3.33	5.10	14478.78	/
Poids des T sur DDT	261.41	/	3.40	9.18	888.80	/
Poussée Mur Frontal	/	482.61	/	-3.01	/	-1451.04
Poussée Semelle	/	1456.68	/	-0.90	/	-1311.01
Poussée DDT	/	3.31	/	-7.80	/	-25.85
Poids Sur 10kN/m²	368.28	/	3.33	/	1224.53	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	392.01	/	-4.79	/	-1877.75

Tableau VI.6 : Descente de charges propres et poussées des terres sur la culée

VI.3.3.2 Poussée des surcharges et du remblai :

Calcul du coefficient de poussée dynamique :

$$k_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2(\theta)[1 + \sqrt{\frac{sin\varphi \sin(\varphi-\beta-\theta)}{cos\theta \cos\beta}}]^2}$$

Avec :

$\theta = 0$

$\varphi = 30^{\circ}$ *l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion*

$\beta = 0^{\circ}$ Inclinaison de la culée

On trouve : $\boldsymbol{k_{ad} = 0.33}$

VI.3.3.3 Efforts dus au tablier :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Rg	860.40	/	-0.25	/	-215.10	/
R(Al)	132.90	/	-0.25	/	-33.23	/
Rbc	2888.90	/	-0.25	/	-722.23	/
RMc120	4304.70	/	-0.25	/	-1076.18	/
RD240	5904.50	/	-0.25	/	-1476.13	/
RST	39.00	/	-0.25	/	-9.75	/
Hf+r	/	28.49	/	-5.42	/	-154.43
HT°	/	12.82	/	-5.42	/	-69.49
Frein Al	/	357.58	/	-5.42	/	-1938.08
Frein Bc	/	150.00	/	-5.42	/	-813.00

Tableau VI.7 : Efforts transmis par le tablier à la culée

VI.3.3.4 Combinaisons de charges ELS :

	N (KN)	H (KN)	$\boldsymbol{M_H}$ **(KN.m)**	$\boldsymbol{M_V}$ **(KN.m)**	ΔM **(KN.m)**
G+0.6T	15448.65	1978.79	-4861.77	21768.61	16906.83
G+0.6T+1.2Q	15890.59	2449.20	-7115.07	23238.04	16122.98
G+0.6T+1.2A(l)+ST	15647.13	2407.88	-7187.47	21717.04	14529.56
G+0.6T+1.2Bc+ST	18954.33	2158.786	-5837.37	20890.24	15052.86
G+0.6T+Mc120	19753.35	1978.79	-4861.77	20692.43	15830.66
G+0.6T+D240	21353.15	1978.79	-4861.77	20292.48	15430.71

Tableau VI.8 : Combinaisons de charges à l'État Limite de Service (ELS)

VI.3.3.5 Combinaisons de charges ELU:

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	20855.68	2672.51	-4034.69	29387.62	25352.93
1.35G++0.9T+1.6Q	21444.93	4235.12	-8451.23	41632.54	33181.31
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28430.21	4180.02	-8547.77	39604.53	31056.76
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	32839.81	3847.90	-6747.63	38502.13	31754.49
1.35G+0.9T+1.35Mc120	33966.51	2672.51	-4034.69	38220.45	34185.76
1.35G+0.9T+1.35D240	36126.24	2672.51	-4034.69	37680.52	33645.83

Tableau VI.9 : Combinaisons de charges à l'État Limite Ultime (ELU)

VI.3.4 Etude Mur Frontal :

Pour le ferraillage du mur frontal, nous calculons les efforts en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le tableau suivant présente les détails de ces calculs :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Mur F	3353.025	/	0.425	1.81	1425.0356	/
DDT	185.25	/	8.58	0.25	1589.445	/
Corbeau	74.4	/	2.0278	6.47	150.86832	/
MGG	253.50	/	1.7	5.70	430.95	/
Poids des T sur DDT	261.41184	/	3.4	7.38	888.80	/
Poussée Mur Frontal	0	2229.14	/	-2.59	/	-5780.903
Poussée DDT	/	0	/	0.00	/	0
Poids Sur 10kN/m2	247		8.58		2119.26	
Poussée Sur 10kN/m²	/	318.3576	/	-3.89	/	-1238.411

Tableau VI.10 : Descente de charges et poussées sur le mur frontal

- **Calcul de la section d'acier :**

Le logiciel ROBOT-Expert calcule le ferraillage vertical en utilisent une section rectangulaire de 1 x 2.85 mètres soumise à une flexion composée, le tout basé sur le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

Section d'acier : $A_{s1} = A_{s2}$ = 28.5 cm², donc : on opte pour 6HA25/ml (**As** =

29.45 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de construction : $A'_s = A_s/3$ = 9.5 cm², donc : on opte pour 4HA18/ml (**As'** = 10.18 cm²). St = 15 cm.

Armature transversal : $A'_s = A_s/4$ = **7**.125 cm², donc : on opte pour 4HA16/ml (**As'** = 8.04cm²)

VI.3.5 Etude Mur Garde Greve :

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.
Poussée des terres :
le moment à l'encastrement est : **Mp = Pxh/ 3** avec **P = 0,5×kah× γ×H² ×L**

K_{ah}	γ (KN/m³)	H (m)	L (m)
0.33	**18**	**2.6**	**1**

Donc :

P =	**20.08**	KN/ml
MP =	**17.40**	KN.m/ml

ELU : $M_P = 23.49$ KN.m

ELS : $M_P = 17.40$ KN.m

Moment dû à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2\mu . P . h}{0.25 + 2h}$$

Avec : μ = 1.6 à l'E.L.U

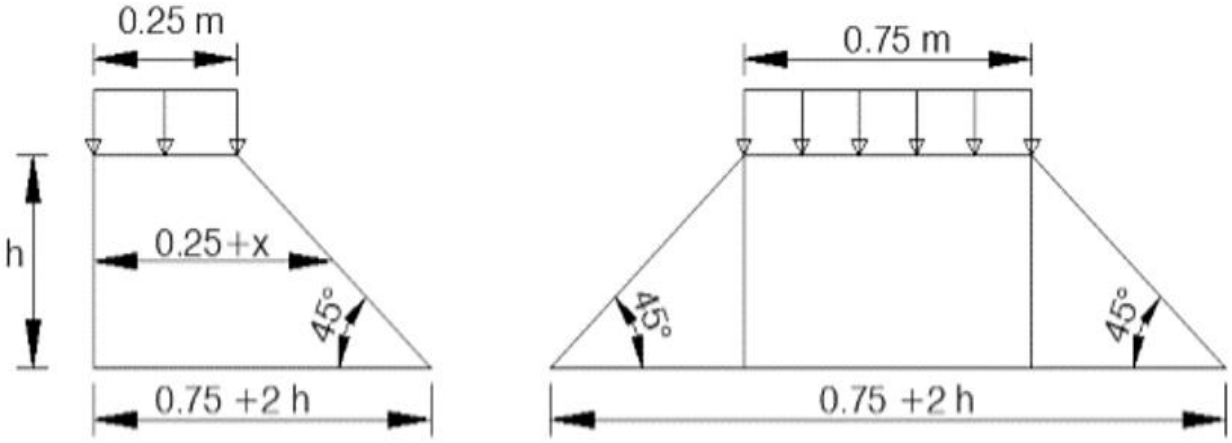
μ =1.2 à l'E.L.S

P = 60KN.

Alors :

ELU : $M_P = 91.6$ KN.m

ELS : $M_P = 68.7$ KN.m



Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)}dx \quad \text{, avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
Bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
h : hauteur de mur garde grève.

$K_a = 0.33$ **et bc = 1.2**

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

On a : h = 2.6 , donc par interpolation : Mp/K = 8.75 t.m = 87.5 KN.m

Alors :

ELU : $M_P = 60.27$ KN.m

ELS : $M_P = 45.2$ KN.m

- **Combinaison d'action :**

A L'ELU : Mu = 1.35×MG + 1.6×MQ = 175.35 KN.m

A L'ELS : Mu = MG + 1.2×MQ = 131.3 KN.m

Calcul de la section d'acier :
Le logiciel ROBOT-Expert calcule le ferraillage vertical en utilisent une section rectangulaire de 1 x 4 mètres soumise à une flexion composée, le tout basé sur le cas de chargement le plus défavorable.
Résultats :

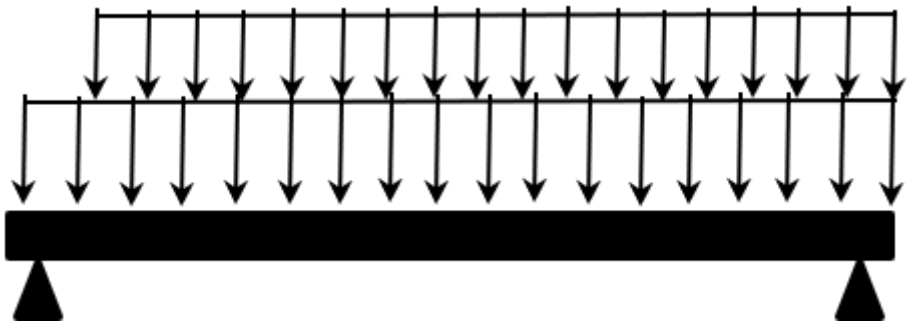
Section d'acier : A_s= 18.2 cm², donc : on opte pour 4HA25/ml (**As** = 19.62 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de construction : $A'_s = A_s/3$= 6.06 cm², donc : on opte pour 4HA16/ml (**As**' = 8.04 cm²).

Armature transversal : $A'_s = A_s/4$= 4.55 cm², donc : on opte pour 5HA12/ml (**As**' = 5.65 cm²).

VI.3.6 Dalle transition :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte direct avec le sol).
Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au dessus de la dalle.



L = 4 m

Evaluation des efforts :

Remblai : $\gamma = 18\ KN/m^3$ h = 0.84 .
Poids propre de la dalle : $\rho_{beton} = 25\ KN/m^3$ e = 0.3 m.
Revêtement : $\rho_{bb} = 24\ KN/m^3$ e = 0.08 m.
Surcharges : Q = 10 KN/m^3

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	15.12	30.24	30.24
Surcharges	10	20	20

- **Combinaison d'action :**

A L'ELU : Mu = 1.35×MG + 1.6×MQ = 96.26 KN.m **.**

A L'ELS : Mu = MG + 1.2×MQ = 73.08 KN.m .

Calcul de la section d'acier :
Le logiciel ROBOT-Expert calcule le ferraillage vertical en utilisent une section rectangulaire de 1 x 0.3 mètres soumise à une flexion composée, le tout basé sur le cas de chargement le plus défavorable.
Résultats :

Section d'acier : A_s **= 9.4 cm²,** donc : on opte pour 4HA18/ml (**As** = 10.18 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de construction : $A'_s = A_s/3$ = 3.13 cm², donc : on opte pour 4HA10/ml (**As**' = 3.14 cm²).

Armature transversal : $A'_s = A_s/4$ = 2.35 cm², donc : on opte pour 3HA10/ml (**As**' = 2.36 cm²).

VI.3.7 Mur en retour :

Le mur en retour est conçu pour soutenir les terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

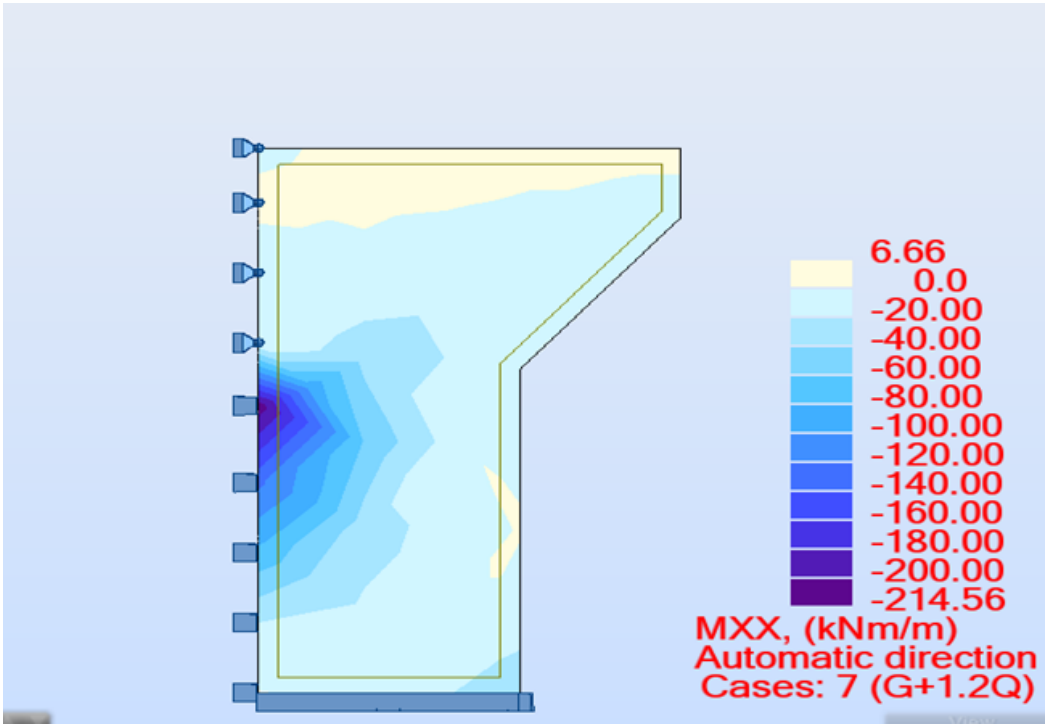


Figure VI.5 : Les moments Mxx sur le mur en retour avec logiciel Robot

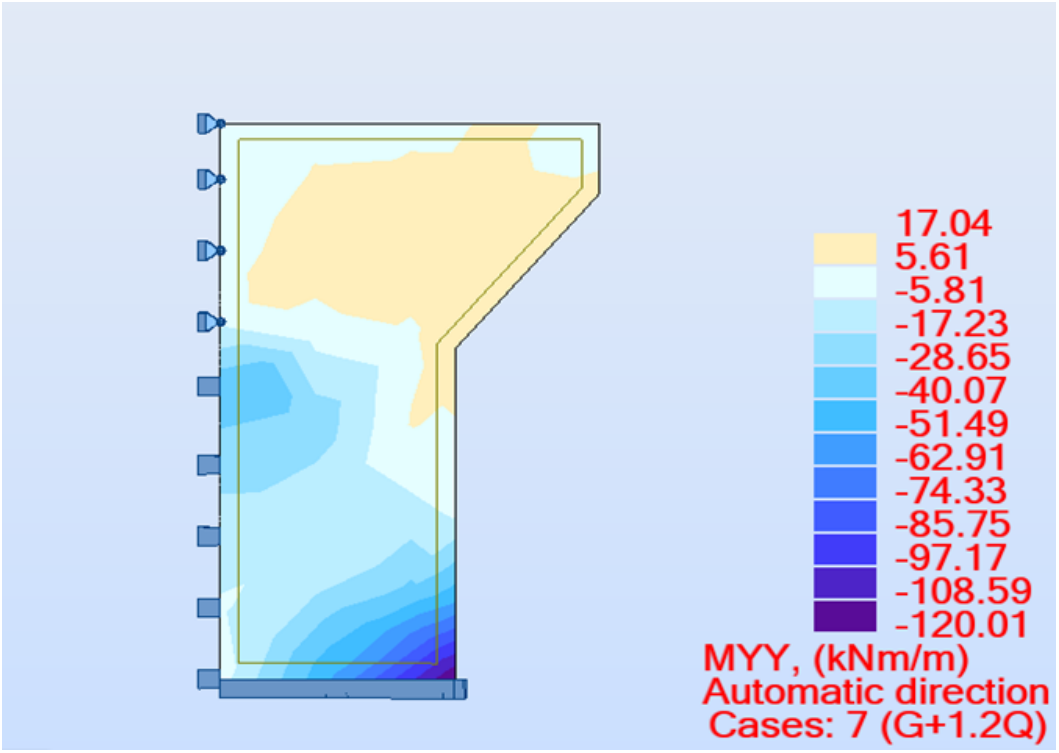


Figure VI.6 : Les moments Myy sur le mur en retour avec logiciel Robot

Le ferraillage du mur est calculé dans les deux directions, pour le côté intérieur (remblai) et le côté extérieur, à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Ce calcul se base sur une section rectangulaire de 1 x0.5 m en flexion simple. Il est important de noter que :

Résultats à l'ELS :

= -214.56 KN.m/ml

= -120.5 KN.m/ml

Le ferraillage horizontal :

As = 15.9 cm², donc : on opte pour 6HA20/ml (**As = 18.85 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

A′s = **As /3 = 5.3 cm2,** donc : on opte pour 6HA12/ml (**A′s = 6.79 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Le ferraillage vertical :

As = 8.3 cm², donc : on opte pour 4HA18/ml (**As = 10.18 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

A′s = **As /3 = 2.76 cm²,** donc : on opte pour 4 HA10/ml (**A′s = 3.14 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

VI.3.8 Corbeau d'appui de la dalle de transition:

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Réaction due au poids des charges - Permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante : $R_m = \frac{qL}{2}$

L : longueur de la dalle de transition , L = 4m.

q : charges perm, q = 24.54 KN/ml.

Alors : R_m = 49.08 KN.

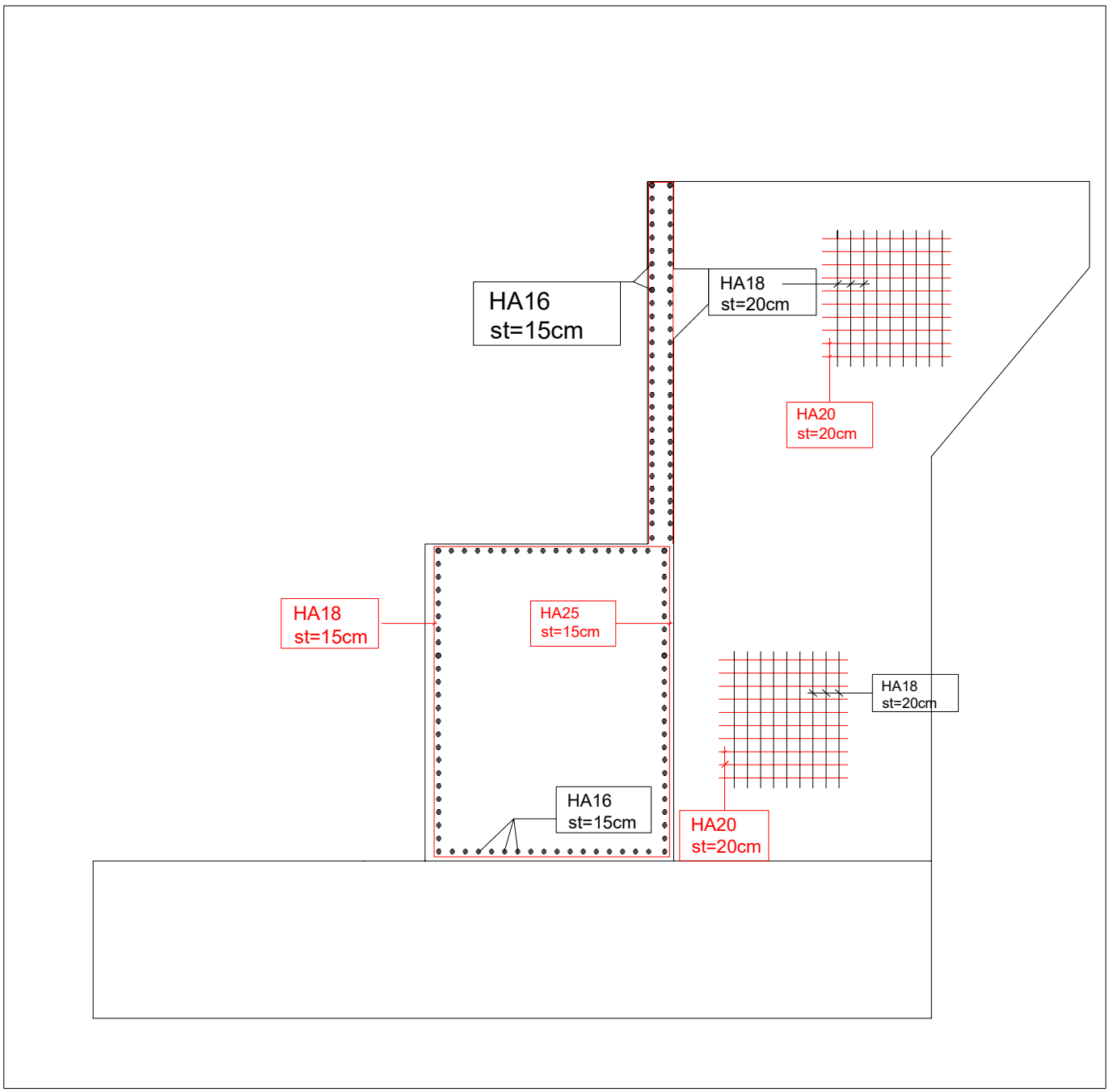
Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due au surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante : $R_{em} = \frac{qL}{2}$

L : longueur de la dalle de transition , L = 4m.

q : Surcharges, q = 10.0 KN/ml.

Alors : R_{em} = 20.0 KN.



Ferraillage de la cullee ech 1/70

Combinaison d'action : A L'ELS : $R_S = R_G + 1.2\ R_Q = 73.08$ KN.m/ml

A L'ELU : $R_U = 1.35\ R_G + 1.6\ R_Q = 96.26$ KN.m/ml

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

VI.4 ETUDE DE FONDATION :

Sur la base des rapports géologiques et géotechniques, des fondations profondes par pieux forés (Ø = 1,2 m, de capacité portante admissible Q_{adm} ont été préconisées pour les appuis de l'ouvrage. C'est pourquoi le choix s'est porté sur une fondation mixte, combinant ces pieux à une semelle de liaison.

- Nombre des pieux :

$$\boldsymbol{n_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}}$$

$\boldsymbol{N_{max}}$: l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».

$\boldsymbol{Q_{adm}}$: est la portance d'un pieu.

- Application numérique : pour la pile 02

$\boldsymbol{N_{max}}$ **= 98039.7KN** $\boldsymbol{Q_{adm} = 7267.21\ KN}$. Alors : $\boldsymbol{n_p}$ **= 16 Pieux**

On opte sur 16 pieux de 12 m de profondeur.

VI.4.1 Etude de la semelle :

La semelle sur pieux distribue les charges structurales (forces axiales et moments) au sol via les pieux. Pour une transmission efficace des moments, ces derniers, notamment s'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastrés dans la semelle.

VI.4.1.1 Les dimensions de la semelle:

La semelle de liaison assure le transfert des efforts de la structure vers les pieux, sous forme de forces axiales et de moments. L'encastrement des pieux dans la semelle — facilement réalisable avec des pieux forés — garantit une bonne reprise de ces moments. La semelle joue ainsi le rôle de répartiteur des charges de l'ouvrage vers le sol.

La largeur : B = ($\boldsymbol{N-1}$)×$\boldsymbol{S}$ + $\boldsymbol{2\emptyset}$

N : Nombres des files des pieux

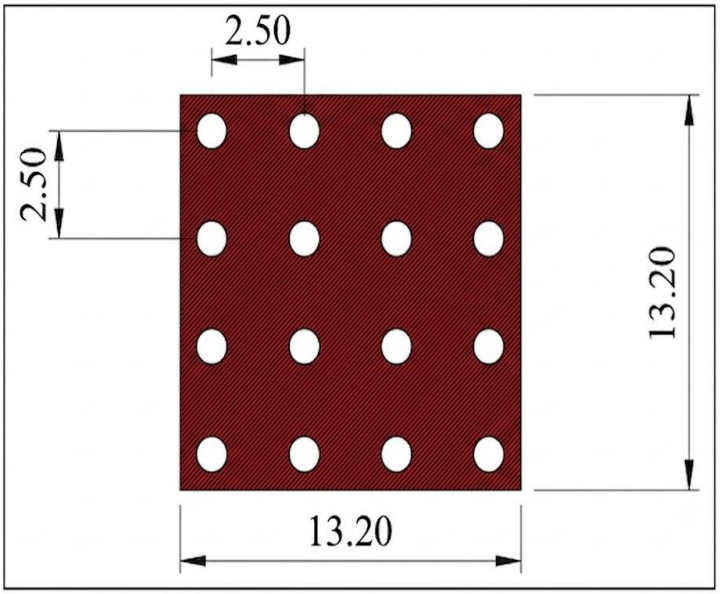
S : la distance entre deux files

La longueur : L = ($\boldsymbol{N-1}$)×$\boldsymbol{S}$ + $\boldsymbol{2\emptyset}$

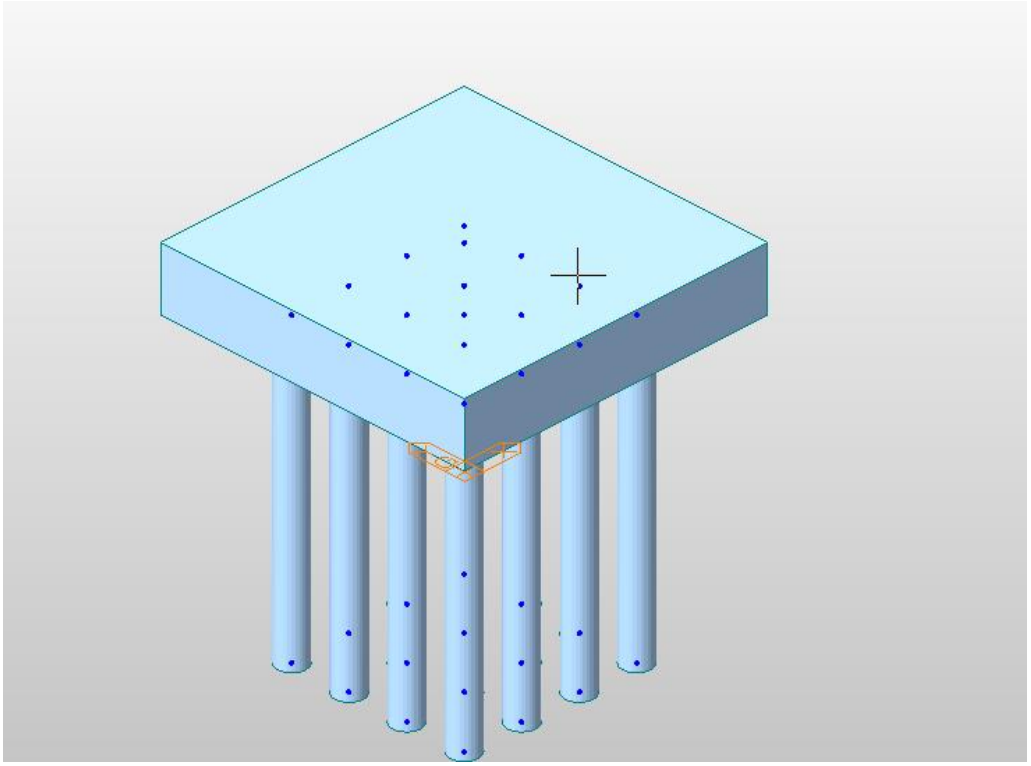
La hauteur : $\boldsymbol{H_t \geq \frac{L}{2.5}}$

Dimension	Pile 02
N(m)	**4 côté B / 4 côté L**
B(m)	13.2
L(m)	13.2
Ht(m)	2.5

Caractéristique de la semelle



Modelisation de la semelle :



VI.4.1.2 Ferraillage de la semelle sous pile 2 :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de

0.15 % $\boldsymbol{B} < \boldsymbol{\rho g} <$ **1. 5** % $\boldsymbol{B}$ en traction.

0. 10 %$\boldsymbol{B}$ en compression.

B = 0.0015 × 2.5 × 1 = 37.5 cm²

Les sollicitations résultantes :

Tableau VII.11 : Sollicitations sur la pile

Type de sollicitation	Myy (KN.m)		Mxx (KN.m)	
	Inf	Sup	Inf	Sup
ELU	22233.9	-124112.6	43422.6	-1508.5
ELS	57643.2	-16460.5	32164.9	-1117.5
ELA	748063.7	-395318	141098.3	-15170
A_S (cm²)	**135.84**	**85.09**	**97.15**	**27.26**

- Dans le sens Y

Armatures longitudinales inférieures :

As =135.84 cm² (17 HA 32) $avec$ e = 12 cm

Armatures longitudinales supérieures :

As = 85.09 cm² (18 HA 25) $avec$ e = 12 cm

Armatures latérales :

$A = As/10$ = 13.58 cm² (13 HA 12) $avec$ e = 20 cm

- Dans le sens X

Armatures longitudinales inférieures :

As = 97.15 cm² (13 HA 32) $avec$ e = 12 cm

Armatures longitudinales supérieures :

As = 27.26 cm² (14 HA 16) $avec$ e = 12 cm

Armatures latérales :

$A = As$ /10 = 13.85 cm² (13 HA 12) $avec$ e = 20 cm

VI.4.2 Ferraillage des pieux

Les sollicitations résultantes :

Tableau VI.12 : Evaluation des efforts dans les pieux

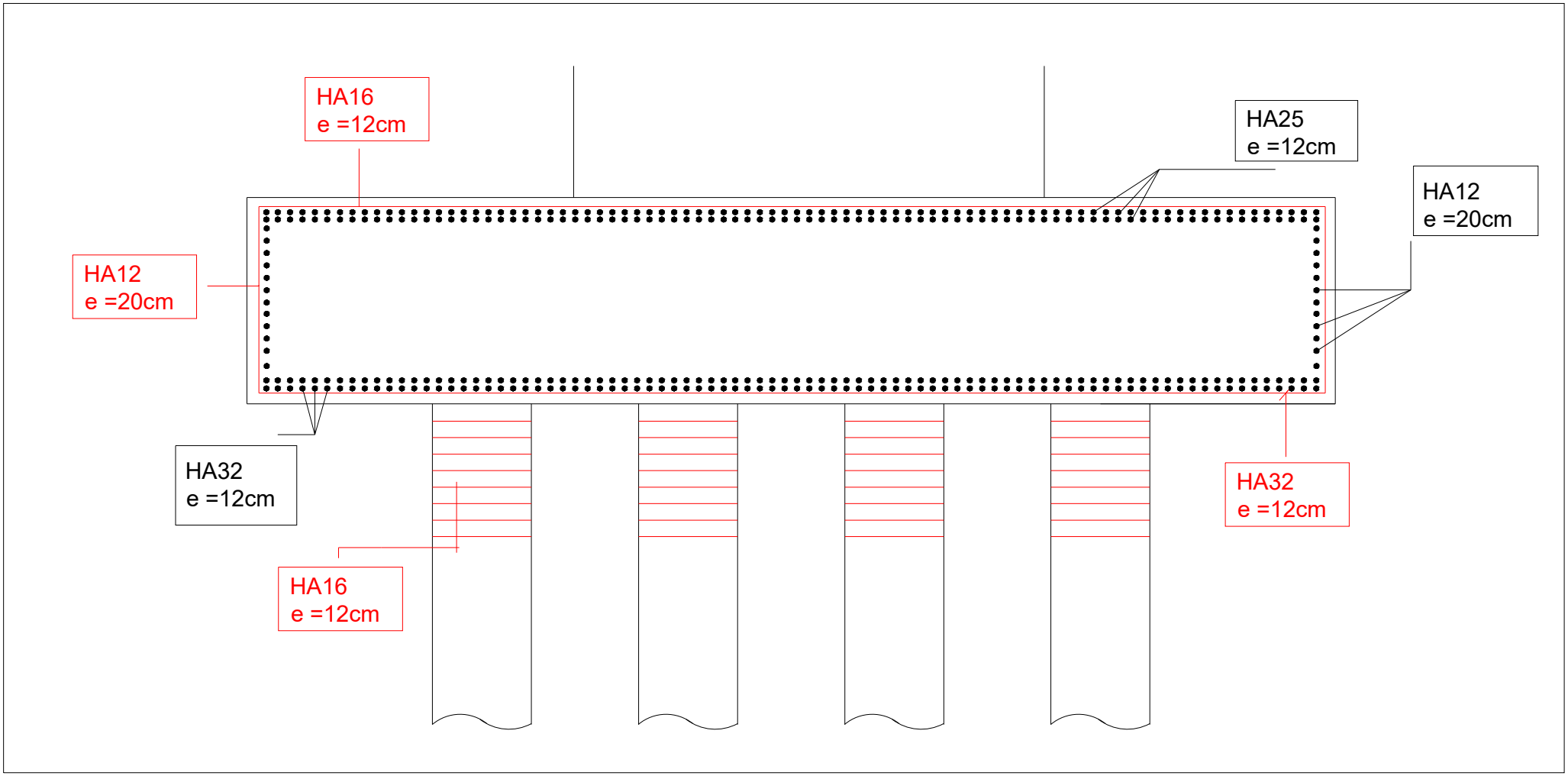
Type de sollicitation	N(KN/Pieu)	My (KN. m)	Mx (KN. m)
ELU	-1434	4397	554
ELS	-682	803	291
ELA	2391	5173	699

Le calcul du ferraillage a été réalisé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cette analyse prend en compte une section circulaire d'un diamètre de 1,2 m, soumise à une flexion composée déviée. Les résultats obtenus sont les suivants :

$A_S = 237.5\ cm^2$ On prend (30 HA 32) e = 12 cm

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

- Des cerces HA16, espacées de 12 cm, sont mises en œuvre dans la zone critique. Cette zone se définit comme suit :
- Sur une profondeur de 2d (deux fois le diamètre caractéristique) à partir de la tête du pieu ;
- Ainsi que sur une longueur de 2d de part et d'autre de chaque interface entre deux couches de sol présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement supérieur à 6)



Ferraillage de la foundation et pieux ech 1/70

VI.5 CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'études, qui marque l'aboutissement de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons mis en pratique les connaissances acquises à travers l'étude et la conception du viaduc V28.8, ouvrage majeur de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau d'EL EULMA.

Cet ouvrage, situé au PK 28+880 au niveau du barrage de Tabellout, présente une longueur totale de 320 m et se compose de deux tabliers indépendants destinés à assurer un trafic routier fluide et sécurisé. L'importance stratégique de cette infrastructure ainsi que les contraintes géométriques, géotechniques et structurelles du site ont nécessité une démarche de conception rigoureuse et une analyse approfondie du comportement de l'ouvrage.

La réalisation de cette étude nous a permis d'exploiter les outils modernes de calcul et de modélisation, notamment MIDAS Civil, afin d'évaluer les différentes sollicitations agissant sur la structure et de vérifier sa conformité aux exigences réglementaires en vigueur. Les différentes phases de dimensionnement et de vérification ont contribué à mieux comprendre les mécanismes de fonctionnement des ouvrages d'art et les défis liés à leur conception.

Ce travail a également constitué une opportunité d'approfondir notre maîtrise des règlements et normes de calcul applicables aux ponts routiers, tout en développant notre capacité à analyser, interpréter et optimiser les solutions techniques retenues.

En définitive, ce projet représente une expérience enrichissante tant sur le plan technique que professionnel. Il nous a permis de consolider nos compétences en ingénierie des ouvrages d'art et de mieux appréhender les responsabilités liées à la conception des grandes infrastructures. Nous espérons que ce travail constituera une référence utile pour de futures études similaires et contribuera, à son échelle, au développement des infrastructures de transport en Algérie.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

[2] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par post-tension VIPP, France, SETRA, 1996.

[3] CALGARO, J.A. & BERNARD-GELY, A. Conception des ponts. École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1994.

[4] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2010.

[5] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[6] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[7] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[8] THONIER, H. Le Béton Précontraint aux États Limites, ENPC, École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1985.

[9] FREYSSINET, Agrément Technique Européen (ATE), certificat 1683-CPD-0004.

[10] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[11] Document SETRA, Appareils d'appui à pot – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, septembre 2007.

[12] FREYSSINET, Appuis mécaniques, FR-V01.

[13] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, septembre 2007.

[14] Fascicule n°62 – Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

[15] Document SETRA, Agrément Technique Européen UTA-06/0228.

ANNEXE A :

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

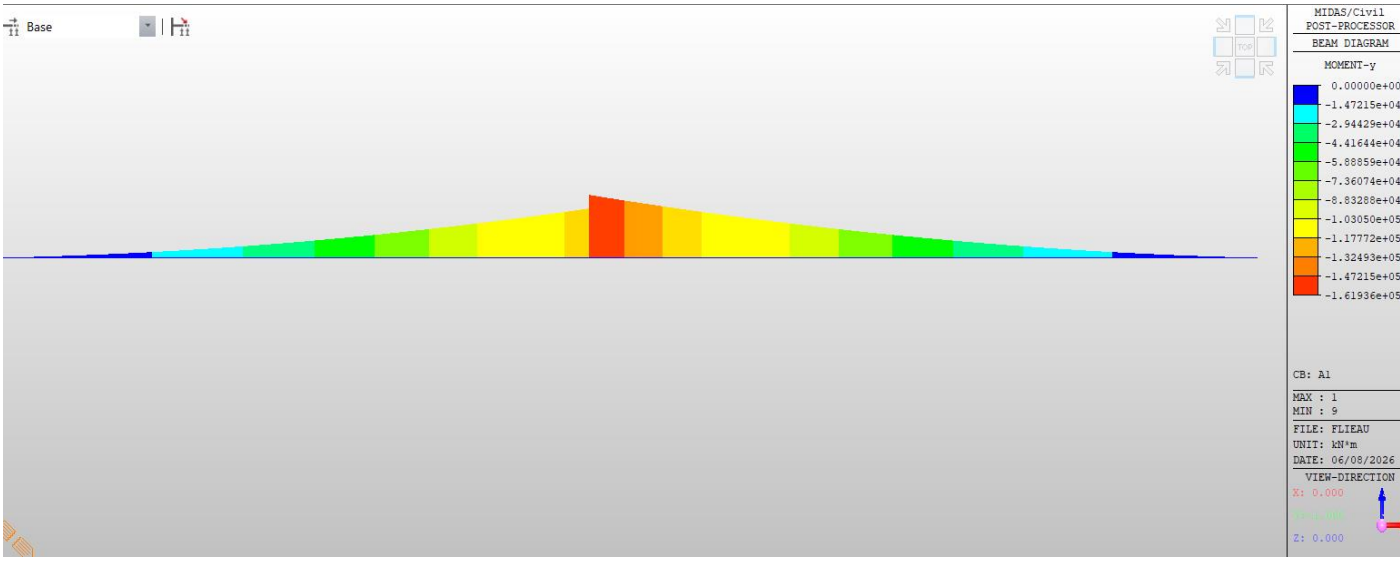


Figure A.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1

(KN.m)

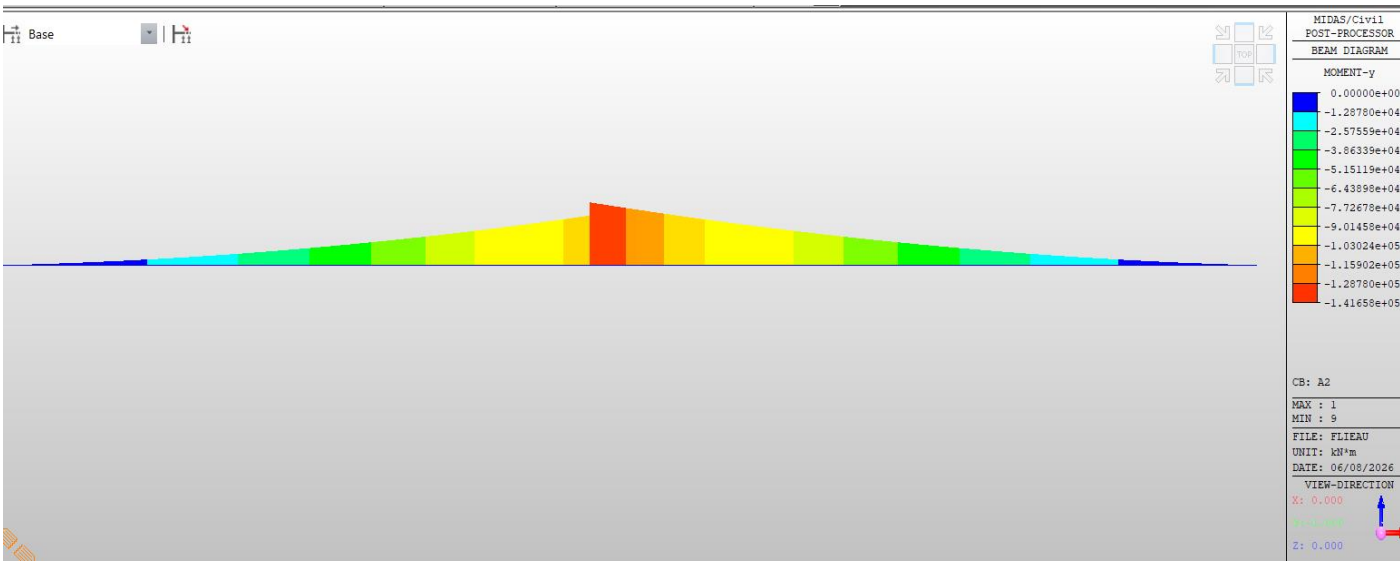


Figure A.2 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A2 (KN.m)

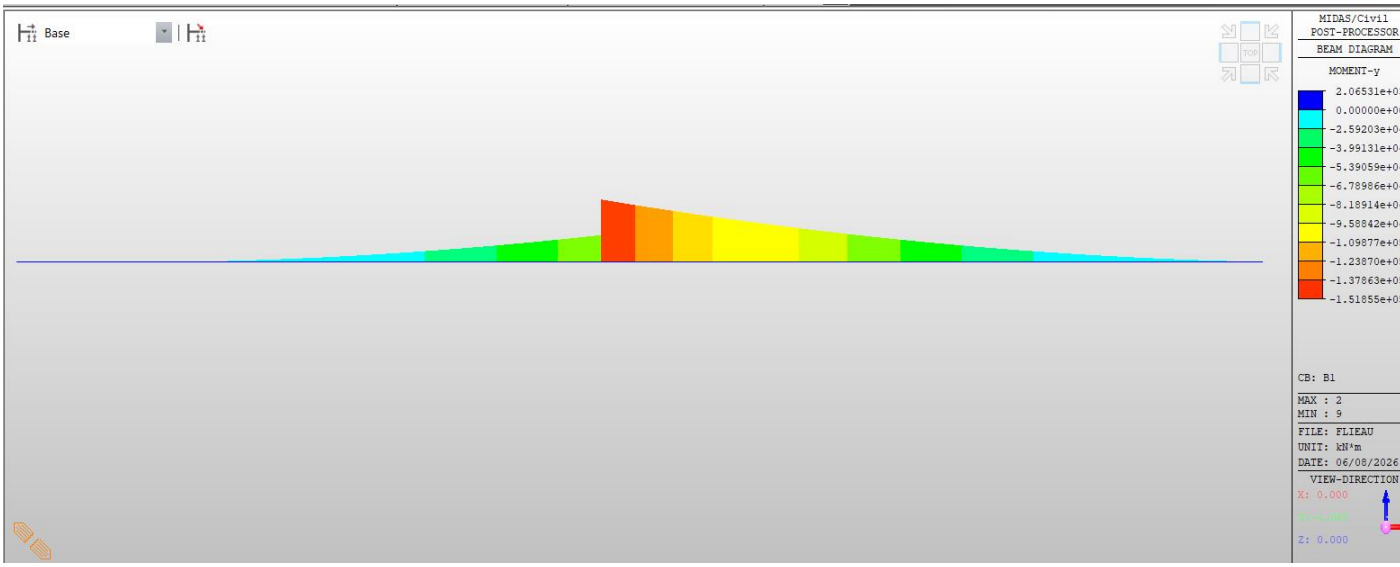


Figure A.3 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B1 (KN.m)

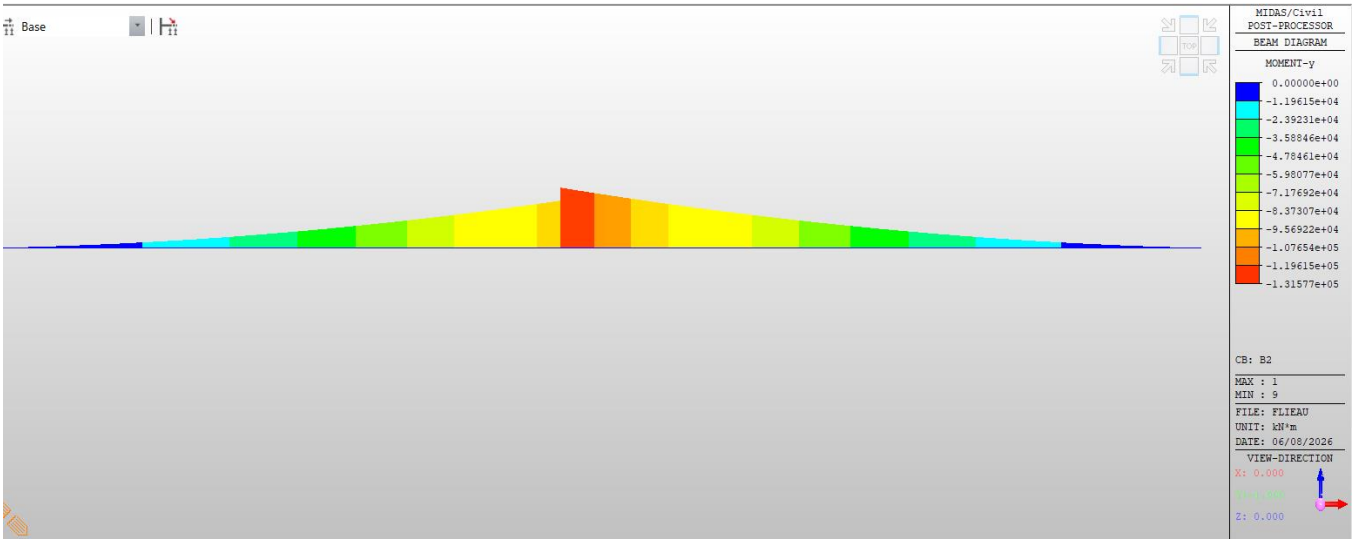


Figure A.4 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B2 (KN.m)

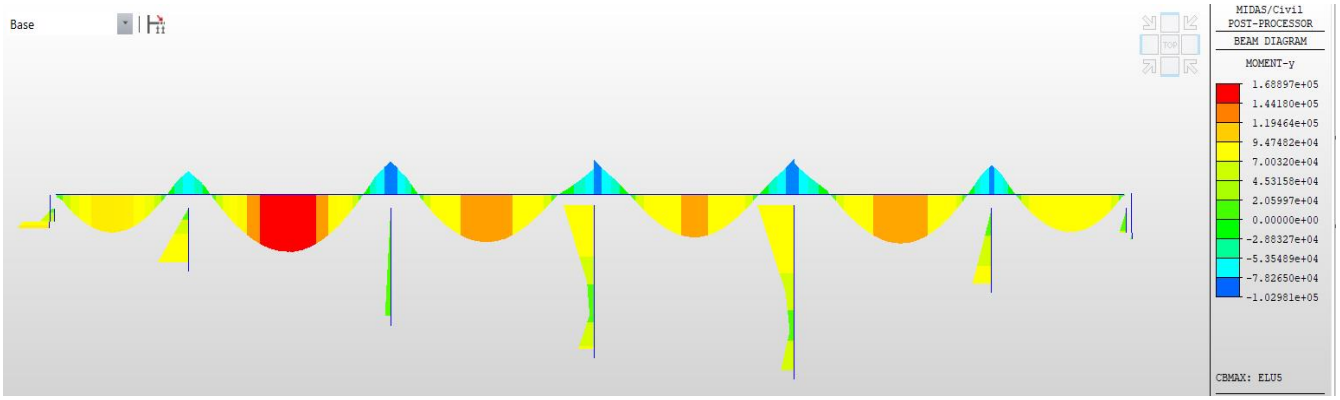


Figure A.5 : Moment fléchissant longitudinal maximum (KN.m)

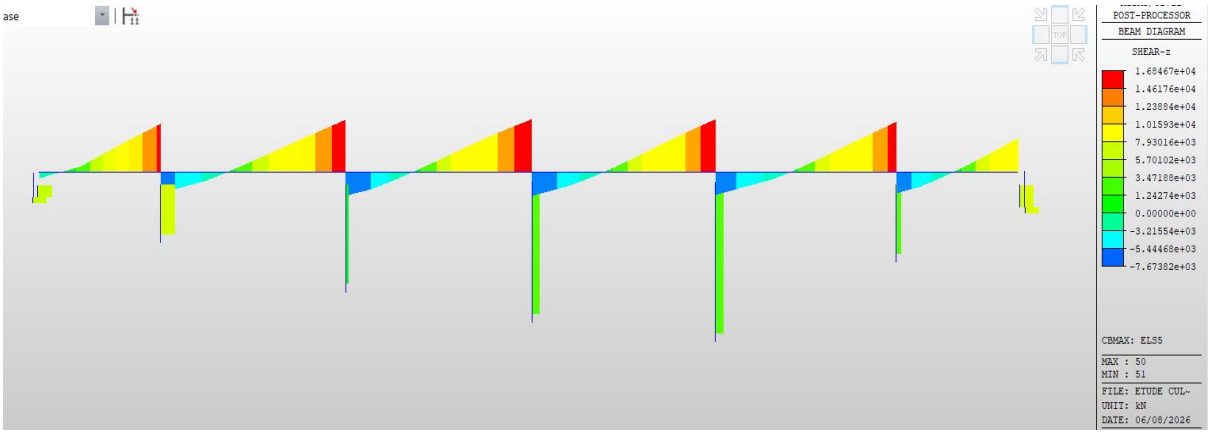


Figure A.7 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (KN)

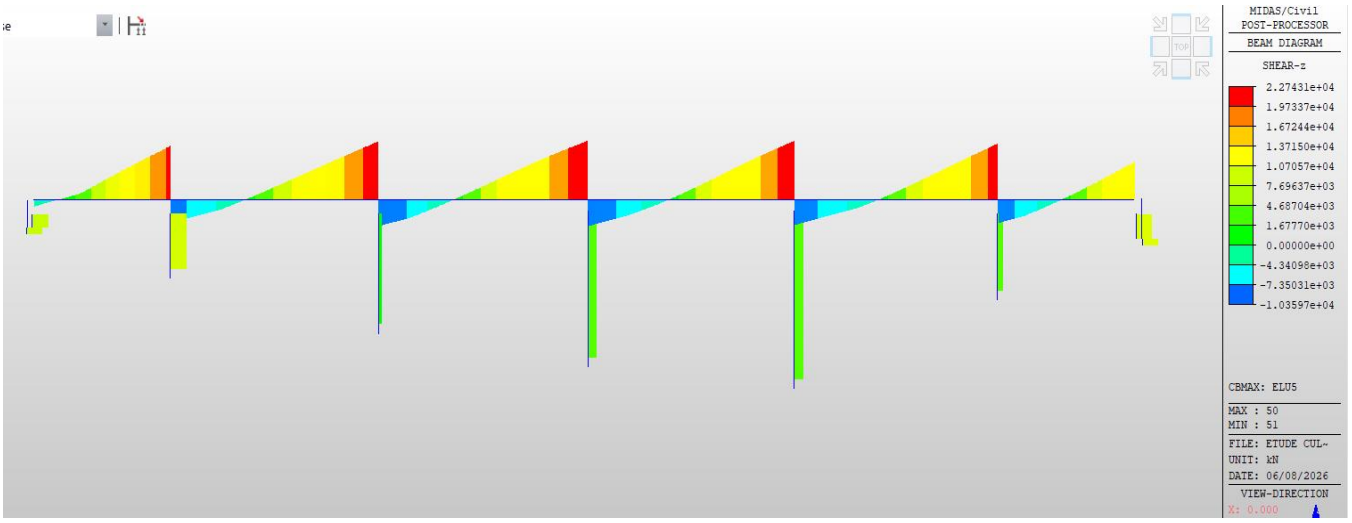


Figure A.8 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (KN)

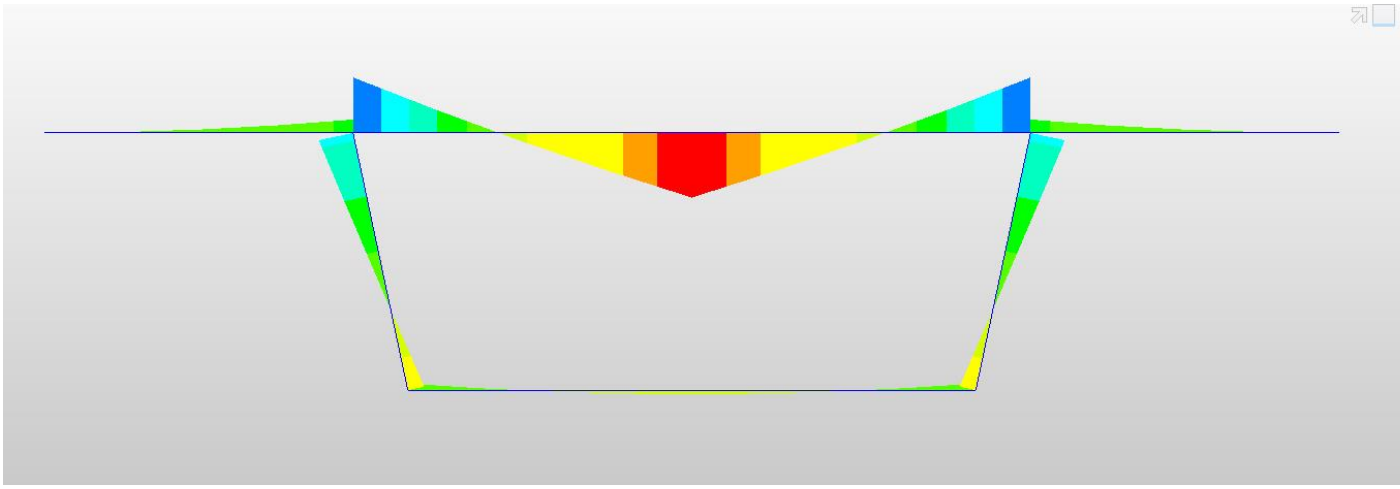


Figure A.9 : Moment fléchissant transversale du VC a ELU (KN.m)

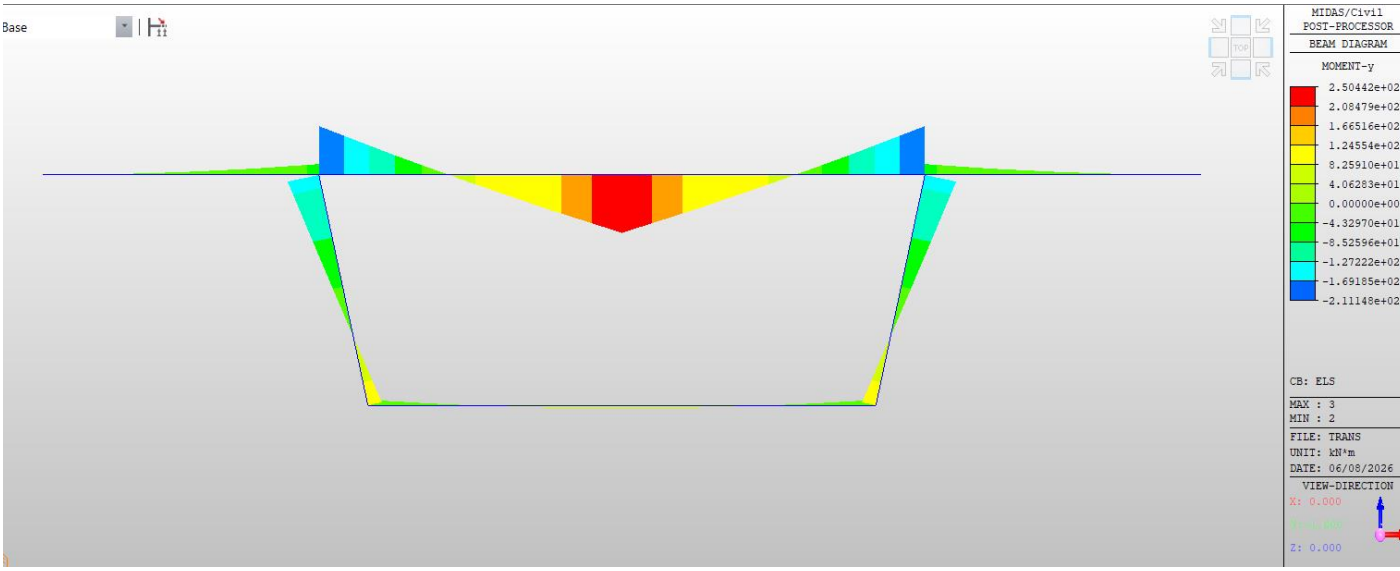


Figure A.10 : Moment fléchissant transversale du VC a ELS (KN.m)

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

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-161 936.22	-141 657.66	-151 855.40	-131 576.83
Fin VSP	-142 716.40	-125 202.07	-133 438.89	-115 924.56
Fin V01	-113 588.15	-100 178.75	-105 620.86	-92 211.46
Fin V02	-87 667.33	-77 815.53	-80 970.83	-71 119.04
Fin V03	-64 953.94	-58 112.43	-59 488.81	-52 647.30
Fin V04	-45 447.99	-41 069.43	-41 174.80	-36 796.24
Fin V05	-29 149.47	-26 686.54	-26 028.79	-23 565.87
Fin V06	-16 058.39	-14 963.76	-14 050.79	-12 956.17
Fin V07	-6 174.98	-5 901.31	-5 241.01	-4 967.35
Fin V08	0.00	0.00	0.00	0.00

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

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-9 597.32	-8 209.12	-9 204.88	-7 816.68
Fin VSP	-8 907.80	-7 638.64	-8 522.31	-7 253.15
Fin V01	-7 978.11	-6 867.60	-7 604.05	-6 493.54
Fin V02	-7 048.42	-6 096.55	-6 685.79	-5 733.92
Fin V03	-6 118.73	-5 325.51	-5 767.53	-4 974.31
Fin V04	-5 189.04	-4 554.47	-4 849.27	-4 214.69
Fin V05	-4 259.35	-3 783.42	-3 931.01	-3 455.08
Fin V06	-3 329.66	-3 012.38	-3 012.75	-2 695.46
Fin V07	-2 400.00	-2 241.36	-2 094.51	-1 935.87
Fin V08	-1 325.00	-1 325.00	-1 060.00	-1 060.00

ANNEXE B :

TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.3 : Pertes par frottements

X	Câbles	L	α	β	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8
0	C0	-	0.13	0.188	39.46	31.84	0							
2.1	C1	-	0.13	0.188	47.05	39.46	26.91	0						
5.55	C2	-	0.23	0.316	85.82	78.44	66.23	53.91	0					
9	C3	1.73	0.23	0.429	132.48	100.89	78.44	66.23	53.91	0				
12.45	C4	3.45	0.23	0.429	144.12	112.80	90.55	78.44	66.23	53.91	0			
15.9	C5	3.45	0.23	0.378	140.90	119.83	102.55	90.55	78.44	66.23	53.91	0		
19.35	C6	3.45	0.23	1.351	149.22	130.60	114.44	102.55	90.55	78.44	78.44	53.91	0	
22.8	C7	3.45	0.23	1.401	154.94	140.59	126.24	114.44	102.55	90.55	90.55	66.23	53.02	0
26.25	C8	3.45	0.23	1.541	169.13	152.94	137.94	126.24	114.44	102.55	102.55	78.44	65.34	53.91
Moyenne					118.12	100.82	82.59	79.05	72.30	65.28	26.91	49.65	39.45	26.96
EN %					7.94	6.78	5.55	5.31	4.86	4.39	4.37	3.34	2.65	1.81

Tableau B.4 : Pertes par recul Tableau B.4 : Pertes par recul d'ancrage

X	Câbles	L	θ	k	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8
-	C0	3.35	0.134	0.011	4.93	49.36	82.25	154.28							
2.10	C1	4.60	0.134	0.008	5.53	-	-	80.26	137.37						
5.55	C2	4.60	0.228	0.012	4.54	-	-	-	82.59	167.45					
9.00	C3	4.60	0.354	0.014	4.27	-	-	-	-	82.11	178.03				
12.45	C4	4.60	0.354	0.018	3.78	-	-	-	-	-	78.71	201.10			
15.90	C5	4.60	0.299	0.015	4.06	-	-	-	-	-	-	81.15	187.14		
19.35	C6	4.60	1.342	0.015	4.13	-	-	-	-	-	-	-	81.55	183.92	
22.80	C7	4.60	1.400	0.013	4.46	-	-	-	-	-	-	-	-	82.53	170.32
26.25	C8	4.60	1.542	0.013	4.44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82.50
Moyenne						5.48	9.14	26.06	27.50	35.65	42.79	56.45	67.17	88.82	126.41
EN %						0.37	0.61	1.75	1.85	2.40	2.88	3.79	4.51	5.97	8.50

Tableau B.4 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	emoy (m)	I (m4)	S (m²)	M (MN.m)	P (MN)	(MPa)	(%)
axe VSP	26	1.32	0.396	0.93	14.77	11.12	141.72	3.89	16.06	1.08
fin VSP	22	1.32	0.350	0.97	14.77	11.12	124.68	3.86	12.89	0.87
Fin V1	18	1.11	0.331	0.78	12.20	9.02	98.92	3.85	12.70	0.85
Fin V2	14	1.11	0.350	0.76	12.20	9.02	76.04	3.84	9.98	0.67
Fin V3	10	1.11	0.363	0.75	12.20	9.02	56.07	3.84	6.81	0.46
Fin V4	8	1.11	0.378	0.73	12.20	9.02	38.99	3.85	6.41	0.43
Fin V5	6	1.11	0.400	0.71	12.20	9.02	24.80	3.84	5.44	0.37
Fin V6	4	1.11	0.430	0.68	12.20	9.02	13.50	3.84	4.06	0.27
Fin V7	2	1.11	0.475	0.64	12.20	9.02	5.10	3.82	2.21	0.15
Fin V8	0	1.11	0.550	0.56	12.20	9.02	0.00	3.77	0.00	0.00

Tableau B.5 : Pertes par retrait

Zone climatique	ε_r	Ep	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
A	0.0003	190000	38	2.55

Tableau B.6 : Pertes par fluage

	N cables	υ (m)	dmoy (m)	emoy (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	P (MN)	(MPa)	(%)
Axe VSP	26	1.32	0.40	0.93	14.77	11.12	141.72	3.84	74.57	5.01
Fin VSP	22	1.32	0.35	0.97	14.77	11.12	124.68	3.83	60.06	4.04
Fin V1	18	1.11	0.33	0.78	12.20	9.02	98.92	3.81	59.43	3.99
Fin V2	14	1.11	0.35	0.76	12.20	9.02	76.04	3.82	46.92	3.15
Fin V3	10	1.11	0.36	0.75	12.20	9.02	56.07	3.82	32.20	2.16
Fin V4	8	1.11	0.38	0.73	12.20	9.02	38.99	3.83	30.36	2.04
Fin V5	6	1.11	0.40	0.71	12.20	9.02	24.80	3.82	25.86	1.74
Fin V6	4	1.11	0.43	0.68	12.20	9.02	13.50	3.83	19.31	1.30
Fin V7	2	1.11	0.48	0.64	12.20	9.02	5.10	3.82	10.53	0.71
Fin V8	0	1.11	0.55	0.56	12.20	9.02	0.00	3.77	0.00	0.00

Tableau B.7 : Pertes par relaxation

Abcs	N° cables	σi	μ	μ_0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	26	1252.78	0.674	0.43	59.65	4.01
FIN VSP	22	1254.53	0.674	0.43	58.80	3.95
FIN V1	18	1250.18	0.672	0.43	57.99	3.90
FIN V2	14	1251.00	0.673	0.43	58.19	3.91
FIN V3	10	1227.37	0.660	0.43	58.41	3.93
FIN V4	8	1209.49	0.650	0.43	58.92	3.96
FIN V5	6	1176.20	0.632	0.43	58.53	3.93
FIN V6	4	1271.12	0.683	0.43	59.13	3.97
FIN V7	2	1241.69	0.668	0.43	58.29	3.92
FIN V8	0	1294.84	0.696	0.43	55.73	3.75

Tableau B.8 : Pertes totales

	Axe VSP	**FIN VSP**	**FIN V1**	**FIN V2**	**FIN V3**	**FIN V4**	**FIN V5**	**FIN V6**	**FIN V7**	**FIN V8**
PERTES DIFFEREES	10.906	10.249	10.241	9.367	8.395	8.239	7.784	7.385	6.693	5.778
PERTES INSTANTANES	9.386	8.294	8.198	8.101	7.739	7.712	8.543	8.130	8.771	10.307
Total (%)	20.292	18.543	18.439	17.468	16.134	15.951	16.327	15.515	15.464	16.084

Tableau B.13 : Les modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM (%)	MASS(%)	SUM (%)	MASS(%)	SUM (%)	MASS(%)	SUM (%)	MASS(%)	SUM (%)	MASS(%)	SUM (%)
1	0.59	0.59	0.05	0.05	0.01	0.01	23.36	23.36	2.25	2.25	0.00	0.00
2	0.76	1.34	28.63	28.68	0.00	0.02	9.13	32.49	0.01	2.27	0.00	0.00
3	0.03	1.38	0.16	28.84	0.19	0.20	0.23	32.72	0.04	2.30	0.00	0.00
4	0.35	1.73	0.01	28.85	0.00	0.20	0.00	32.72	0.04	2.34	0.00	0.00
5	0.06	1.79	1.43	30.28	0.16	0.36	17.32	50.04	2.18	4.52	0.00	0.00
6	0.68	2.48	2.41	32.69	0.00	0.37	0.93	50.97	0.15	4.67	0.01	0.01
7	0.08	2.56	0.17	32.86	1.52	1.88	1.35	52.32	0.02	4.69	0.00	0.01
8	0.00	2.56	0.00	32.86	2.03	3.91	0.08	52.39	0.00	4.69	0.00	0.01

9	0.01	2.56	0.02	32.87	11.20	15.11	0.02	52.41	0.01	4.70	0.00	0.01
10	4.29	6.85	9.38	42.25	0.00	15.11	0.42	52.84	1.53	6.22	0.00	0.01
11	0.00	6.85	0.00	42.25	0.00	15.11	0.00	52.84	0.00	6.22	0.71	0.72
12	23.65	30.50	0.14	42.39	0.33	15.44	0.18	53.02	11.94	18.17	0.00	0.72
13	0.12	30.62	0.02	42.42	14.04	29.48	0.07	53.08	0.04	18.21	0.00	0.72
14	8.88	39.50	1.57	43.98	0.30	29.78	1.92	55.00	5.97	24.17	0.00	0.72
15	3.42	42.92	0.15	44.14	0.01	29.79	0.27	55.27	0.97	25.15	0.00	0.72
16	12.87	55.80	0.32	44.46	0.00	29.79	0.61	55.88	6.12	31.27	0.00	0.72
17	0.18	55.98	0.01	44.47	0.00	29.79	0.00	55.88	0.00	31.27	0.00	0.72
18	0.00	55.98	0.00	44.47	0.00	29.79	0.00	55.88	0.00	31.27	0.47	1.19
19	0.26	56.24	2.53	47.00	0.01	29.80	0.07	55.95	0.02	31.29	0.01	1.20
20	0.01	56.25	0.00	47.00	0.04	29.84	0.01	55.96	0.01	31.30	0.00	1.20
21	0.00	56.25	0.77	47.78	0.01	29.86	0.59	56.55	0.53	31.83	0.00	1.20
22	0.25	56.50	1.40	49.17	0.01	29.86	0.33	56.88	0.00	31.84	0.00	1.20
23	0.04	56.54	0.96	50.13	0.00	29.87	3.18	60.06	0.38	32.21	0.00	1.20
24	0.22	56.77	0.01	50.14	0.00	29.87	0.01	60.07	0.15	32.36	0.00	1.20
25	0.00	56.77	0.01	50.14	0.00	29.87	0.81	60.88	0.01	32.37	0.00	1.20
26	0.03	56.80	0.01	50.15	0.01	29.88	0.05	60.93	0.02	32.39	0.00	1.20
27	0.00	56.80	0.58	50.73	0.00	29.88	9.52	70.45	0.78	33.17	0.00	1.20
28	0.03	56.83	0.03	50.76	0.13	30.01	0.82	71.27	0.01	33.18	0.00	1.21

29	0.10	56.93	1.19	51.95	0.01	30.02	0.02	71.28	0.03	33.20	0.01	1.22
30	0.16	57.10	5.92	57.86	0.00	30.02	0.06	71.35	0.00	33.21	0.00	1.22
31	0.00	57.10	1.40	59.26	0.00	30.02	0.02	71.36	0.01	33.22	0.01	1.23
32	0.09	57.20	0.04	59.31	0.00	30.02	0.75	72.11	0.14	33.36	0.00	1.23
33	0.17	57.37	0.00	59.31	0.00	30.02	0.26	72.37	0.23	33.59	0.00	1.23
34	0.91	58.28	0.06	59.36	0.00	30.02	0.04	72.41	0.10	33.68	0.00	1.23
35	0.00	58.28	0.10	59.46	0.00	30.02	0.54	72.95	0.08	33.76	0.00	1.23
36	0.08	58.36	0.01	59.47	0.14	30.16	0.00	72.95	0.06	33.82	0.00	1.23
37	0.11	58.47	0.01	59.48	0.34	30.49	0.00	72.96	0.00	33.82	0.00	1.23
38	0.78	59.25	0.42	59.90	0.00	30.50	0.19	73.14	0.27	34.09	0.02	1.25
39	0.31	59.56	0.10	60.00	0.19	30.69	0.06	73.21	0.04	34.14	0.00	1.25
40	0.56	60.12	0.02	60.03	0.19	30.88	0.03	73.23	0.25	34.39	0.00	1.26
41	0.00	60.12	0.01	60.04	1.28	32.15	0.17	73.40	0.01	34.39	0.01	1.26
42	0.09	60.20	0.00	60.04	4.79	36.94	0.13	73.54	0.03	34.42	0.00	1.26
43	0.25	60.45	0.01	60.05	0.42	37.36	0.01	73.54	0.24	34.67	0.00	1.26
44	0.00	60.46	0.60	60.64	0.00	37.36	0.10	73.64	0.01	34.68	0.07	1.33
45	0.14	60.59	0.97	61.61	0.00	37.36	0.18	73.83	0.04	34.72	0.00	1.33
46	4.11	64.71	0.08	61.69	0.00	37.37	0.02	73.85	1.73	36.45	0.00	1.33
47	0.00	64.71	0.04	61.73	0.00	37.37	0.14	73.99	0.00	36.46	0.01	1.34
48	0.00	64.71	0.01	61.74	0.00	37.37	0.28	74.28	0.01	36.47	0.01	1.35

49	0.01	64.72	0.18	61.93	0.00	37.37	0.05	74.33	0.01	36.48	0.01	1.35
50	0.00	64.72	0.04	61.97	0.00	37.37	0.09	74.42	0.03	36.51	0.01	1.36
51	0.00	64.72	0.47	62.44	0.00	37.37	0.10	74.52	0.00	36.51	0.07	1.43
52	0.00	64.72	0.14	62.58	0.00	37.37	0.00	74.52	0.01	36.52	0.05	1.48
53	0.03	64.75	0.00	62.58	0.00	37.37	0.00	74.52	0.00	36.52	0.00	1.48
54	0.02	64.77	0.00	62.58	0.33	37.70	0.00	74.52	0.00	36.52	0.00	1.48
55	0.01	64.77	0.00	62.58	0.00	37.71	0.00	74.52	0.00	36.52	0.00	1.48
56	0.00	64.78	0.00	62.58	0.00	37.71	0.07	74.59	0.00	36.52	0.00	1.48
57	0.04	64.82	0.01	62.59	0.05	37.76	0.00	74.59	0.02	36.54	0.00	1.48
58	0.30	65.12	0.00	62.59	0.00	37.76	0.00	74.59	0.14	36.68	0.00	1.48
59	0.09	65.20	0.00	62.59	0.00	37.76	0.00	74.59	0.00	36.68	0.00	1.48
60	0.00	65.20	0.71	63.30	0.00	37.76	0.34	74.94	0.01	36.69	0.01	1.49
61	0.00	65.20	0.09	63.39	0.00	37.76	0.02	74.95	0.01	36.70	0.00	1.49
62	0.00	65.20	0.03	63.42	0.00	37.76	0.34	75.30	0.04	36.74	0.00	1.49
63	0.02	65.22	0.00	63.42	0.58	38.34	0.00	75.30	0.00	36.74	0.00	1.49
64	0.34	65.56	0.00	63.42	0.53	38.88	0.00	75.30	0.04	36.78	0.00	1.49
65	0.00	65.56	0.00	63.42	0.00	38.88	0.08	75.37	0.00	36.78	0.00	1.50
66	1.63	67.19	0.00	63.42	0.30	39.18	0.00	75.38	0.25	37.04	0.00	1.50
67	0.00	67.19	0.02	63.44	2.08	41.26	0.20	75.58	0.01	37.05	0.02	1.51
68	0.04	67.23	0.02	63.46	6.76	48.03	0.02	75.60	0.00	37.05	0.01	1.52

69	0.00	67.23	0.17	63.63	0.12	48.15	0.25	75.84	0.03	37.08	0.00	1.52
70	0.01	67.24	0.00	63.63	1.24	49.39	0.00	75.84	0.01	37.09	0.00	1.52
71	0.04	67.27	0.01	63.64	0.36	49.75	0.01	75.85	0.00	37.09	0.00	1.52
72	0.00	67.28	0.15	63.79	0.02	49.77	0.09	75.95	0.03	37.12	0.00	1.52
73	0.00	67.28	0.04	63.82	0.04	49.81	0.00	75.95	0.00	37.12	0.00	1.52
74	0.00	67.28	0.00	63.82	0.00	49.81	0.16	76.11	0.02	37.14	0.00	1.53
75	0.06	67.34	0.04	63.86	0.03	49.83	0.01	76.12	0.02	37.15	0.00	1.53
76	0.00	67.34	0.03	63.89	0.00	49.83	0.10	76.22	0.00	37.16	0.00	1.53
77	0.00	67.34	0.02	63.91	0.01	49.85	0.01	76.23	0.01	37.16	0.00	1.53
78	0.00	67.34	0.00	63.91	0.24	50.08	0.00	76.23	0.01	37.17	0.00	1.53
79	0.06	67.40	0.00	63.91	0.01	50.10	0.00	76.23	0.12	37.29	0.00	1.53
80	0.02	67.42	0.33	64.24	0.00	50.10	0.05	76.28	0.03	37.32	0.00	1.53
81	0.04	67.46	0.24	64.48	0.02	50.12	0.06	76.34	0.00	37.32	0.00	1.53
82	0.01	67.48	0.01	64.48	2.26	52.38	0.00	76.34	0.00	37.32	0.00	1.53
83	0.01	67.49	0.13	64.61	0.00	52.38	0.07	76.40	0.00	37.33	0.00	1.53
84	0.26	67.75	0.00	64.61	0.01	52.39	0.00	76.40	0.04	37.37	0.00	1.53
85	0.00	67.75	0.08	64.69	0.00	52.39	0.02	76.42	0.00	37.37	0.04	1.57
86	0.00	67.75	0.00	64.69	0.86	53.25	0.00	76.42	0.00	37.38	0.00	1.57
87	0.01	67.76	0.01	64.70	0.82	54.07	0.00	76.42	0.00	37.38	0.00	1.57
88	0.01	67.77	0.20	64.91	0.02	54.10	0.01	76.43	0.00	37.38	0.01	1.59

89	0.05	67.82	0.06	64.97	0.01	54.10	0.00	76.43	0.00	37.38	0.03	1.61
90	0.04	67.87	0.01	64.97	0.06	54.17	0.00	76.43	0.00	37.38	0.01	1.62
91	0.00	67.87	0.00	64.97	0.07	54.24	0.00	76.43	0.00	37.38	0.00	1.62
92	0.00	67.87	0.35	65.33	0.00	54.24	0.01	76.44	0.00	37.38	0.07	1.69
93	0.00	67.87	0.00	65.33	3.13	57.38	0.00	76.44	0.00	37.38	0.00	1.69
94	0.00	67.87	0.10	65.43	0.02	57.40	0.08	76.52	0.00	37.38	0.00	1.69
95	0.00	67.87	0.00	65.43	0.38	57.77	0.00	76.52	0.01	37.39	0.00	1.69
96	0.00	67.88	0.02	65.45	0.00	57.78	0.00	76.53	0.07	37.46	0.00	1.69
97	0.01	67.89	0.34	65.80	0.00	57.78	0.06	76.58	0.00	37.46	0.00	1.69
98	0.00	67.89	0.02	65.82	0.00	57.78	0.00	76.59	0.00	37.46	0.09	1.78
99	0.00	67.89	0.00	65.82	1.24	59.02	0.00	76.59	0.00	37.47	0.00	1.78
100	0.00	67.89	0.00	65.82	0.01	59.03	0.02	76.61	0.00	37.47	0.01	1.79
101	0.00	67.89	0.00	65.82	0.00	59.03	0.00	76.61	0.00	37.47	3.74	5.53
102	0.12	68.01	0.00	65.82	0.07	59.10	0.00	76.61	0.08	37.55	0.00	5.53
103	0.00	68.02	0.00	65.82	0.24	59.35	0.00	76.61	0.00	37.55	0.00	5.53
104	0.00	68.02	0.01	65.83	0.00	59.35	0.30	76.91	0.01	37.56	0.14	5.67
105	0.01	68.03	0.00	65.83	0.06	59.41	0.00	76.91	0.00	37.56	0.00	5.67
106	0.00	68.03	0.01	65.83	0.00	59.41	0.12	77.03	0.02	37.57	0.00	5.67
107	0.00	68.03	0.00	65.84	0.00	59.41	0.09	77.12	0.01	37.59	0.09	5.77
108	0.00	68.03	0.02	65.86	0.00	59.41	0.01	77.12	0.00	37.59	0.19	5.95

109	0.00	68.03	0.00	65.86	0.00	59.41	0.00	77.13	0.02	37.60	0.00	5.95
110	0.05	68.08	0.00	65.86	0.05	59.46	0.00	77.13	0.05	37.66	0.00	5.96
111	0.02	68.10	0.00	65.86	0.62	60.08	0.00	77.13	0.01	37.67	0.00	5.96
112	0.01	68.11	0.03	65.90	0.00	60.08	0.04	77.16	0.01	37.68	0.69	6.65
113	0.00	68.11	0.00	65.90	1.06	61.14	0.00	77.16	0.00	37.68	0.00	6.65
114	0.00	68.12	0.02	65.92	0.06	61.20	0.00	77.16	0.00	37.68	0.02	6.67
115	0.00	68.12	0.00	65.92	0.72	61.93	0.00	77.16	0.01	37.69	0.00	6.67
116	0.03	68.15	0.01	65.92	0.00	61.93	0.04	77.20	0.02	37.71	0.06	6.73
117	0.40	68.54	0.00	65.92	0.00	61.93	0.00	77.20	0.00	37.71	0.00	6.73
118	0.61	69.16	0.03	65.95	0.01	61.93	0.00	77.21	0.06	37.77	0.00	6.73
119	0.00	69.16	0.26	66.21	0.00	61.93	0.02	77.22	0.00	37.77	0.03	6.76
120	0.00	69.16	0.19	66.40	0.00	61.93	0.01	77.23	0.00	37.77	0.01	6.78
121	0.00	69.16	0.00	66.40	0.56	62.50	0.00	77.23	0.00	37.77	0.00	6.78
122	0.00	69.16	0.00	66.40	0.00	62.50	0.00	77.23	0.00	37.77	2.68	9.46
123	0.02	69.18	0.00	66.40	0.52	63.02	0.00	77.23	0.00	37.77	0.00	9.46
124	0.01	69.18	0.01	66.40	0.00	63.02	0.00	77.23	0.00	37.78	0.16	9.62
125	0.00	69.18	0.00	66.41	0.00	63.02	0.01	77.24	0.00	37.78	0.21	9.83
126	0.00	69.19	0.00	66.41	0.13	63.15	0.00	77.24	0.00	37.78	0.00	9.83
127	0.00	69.19	0.02	66.42	0.01	63.16	0.01	77.25	0.00	37.78	0.13	9.96
128	0.01	69.19	0.00	66.42	0.26	63.42	0.00	77.25	0.00	37.78	0.00	9.96

129	0.00	69.20	0.00	66.43	0.00	63.42	0.01	77.26	0.00	37.78	0.06	10.03
130	0.02	69.21	0.21	66.64	0.04	63.46	0.00	77.26	0.00	37.78	0.56	10.59
131	0.04	69.26	0.05	66.69	0.20	63.67	0.00	77.26	0.00	37.79	0.15	10.74
132	0.26	69.52	0.00	66.69	0.16	63.83	0.00	77.26	0.00	37.79	0.00	10.74
133	0.02	69.54	0.01	66.70	0.00	63.83	0.01	77.27	0.01	37.79	0.09	10.83
134	0.00	69.54	0.00	66.70	0.00	63.83	0.07	77.34	0.00	37.80	0.23	11.06
135	0.03	69.57	0.02	66.72	0.00	63.83	0.00	77.35	0.00	37.80	0.15	11.22
136	0.01	69.59	0.51	67.23	0.00	63.83	0.02	77.37	0.00	37.80	0.01	11.23
137	0.01	69.60	0.04	67.27	0.04	63.87	0.00	77.37	0.00	37.80	0.05	11.27
138	0.04	69.63	0.04	67.30	0.05	63.92	0.00	77.37	0.00	37.80	0.07	11.34
139	0.00	69.64	0.00	67.30	0.00	63.92	0.00	77.37	0.00	37.80	0.84	12.17
140	0.00	69.64	0.00	67.30	0.05	63.97	0.00	77.37	0.00	37.80	0.01	12.18
141	0.01	69.64	0.00	67.30	0.01	63.98	0.00	77.37	0.00	37.81	0.03	12.22
142	0.00	69.64	0.00	67.30	0.10	64.07	0.00	77.37	0.00	37.81	0.00	12.22
143	0.00	69.65	0.00	67.30	0.13	64.21	0.00	77.37	0.00	37.81	0.01	12.23
144	0.00	69.65	0.06	67.36	0.00	64.21	0.01	77.38	0.00	37.81	1.23	13.45
145	0.00	69.65	0.00	67.37	0.00	64.21	0.00	77.38	0.00	37.81	3.46	16.91
146	0.00	69.65	0.01	67.38	0.00	64.21	0.01	77.40	0.00	37.81	0.01	16.91
147	0.37	70.02	0.00	67.38	0.03	64.24	0.00	77.40	0.00	37.81	0.01	16.93
148	0.01	70.03	0.02	67.40	0.00	64.24	0.15	77.55	0.01	37.82	0.04	16.97

149	0.00	70.03	0.08	67.48	0.04	64.28	0.06	77.61	0.01	37.83	2.23	19.20
150	0.00	70.03	0.00	67.48	1.15	65.43	0.00	77.61	0.00	37.83	0.11	19.31
151	0.00	70.03	0.02	67.50	0.00	65.43	0.04	77.65	0.01	37.83	2.54	21.86
152	0.01	70.04	0.04	67.54	0.00	65.43	0.01	77.66	0.00	37.84	0.16	22.02
153	0.29	70.33	0.04	67.57	0.00	65.43	0.00	77.66	0.00	37.84	0.01	22.03
154	0.01	70.34	0.00	67.57	0.00	65.43	0.01	77.67	0.00	37.84	0.35	22.38
155	0.00	70.34	0.00	67.57	0.85	66.28	0.00	77.67	0.00	37.84	0.00	22.38
156	0.00	70.34	0.00	67.57	0.01	66.29	0.01	77.68	0.00	37.84	0.01	22.39
157	0.03	70.37	0.00	67.58	0.05	66.34	0.00	77.68	0.00	37.85	0.00	22.39
158	0.00	70.37	0.01	67.58	0.00	66.34	0.01	77.69	0.00	37.85	0.15	22.54
159	0.00	70.38	0.00	67.58	0.00	66.35	0.00	77.69	0.00	37.85	0.00	22.54
160	0.00	70.38	0.00	67.59	0.07	66.42	0.00	77.69	0.00	37.85	0.00	22.54
161	0.01	70.38	0.00	67.59	0.01	66.43	0.00	77.69	0.00	37.85	0.00	22.54
162	0.00	70.38	0.05	67.64	0.00	66.43	0.00	77.69	0.00	37.85	0.16	22.69
163	0.10	70.49	0.00	67.64	0.30	66.73	0.00	77.69	0.00	37.85	0.00	22.69
164	0.01	70.49	0.12	67.76	0.00	66.73	0.00	77.70	0.02	37.87	0.03	22.72
165	0.06	70.55	0.00	67.76	0.01	66.74	0.00	77.70	0.01	37.89	0.04	22.76
166	0.02	70.57	0.43	68.20	0.03	66.77	0.00	77.70	0.00	37.89	0.02	22.79
167	0.01	70.58	0.08	68.28	0.12	66.89	0.00	77.70	0.00	37.89	0.00	22.79
168	0.00	70.58	0.00	68.28	0.00	66.89	0.00	77.70	0.00	37.89	0.01	22.80

169	0.00	70.58	0.08	68.36	0.00	66.89	0.01	77.71	0.00	37.89	0.01	22.80
170	0.01	70.59	0.00	68.36	0.02	66.91	0.00	77.71	0.00	37.89	0.00	22.80
171	0.01	70.60	0.12	68.48	0.00	66.91	0.04	77.75	0.00	37.90	0.00	22.80
172	0.00	70.61	0.00	68.48	0.09	67.00	0.00	77.75	0.01	37.91	0.00	22.80
173	0.01	70.61	0.00	68.48	0.08	67.08	0.00	77.75	0.00	37.91	0.00	22.80
174	0.00	70.62	0.01	68.50	0.00	67.08	0.02	77.77	0.00	37.91	0.01	22.81
175	0.00	70.62	0.00	68.50	0.18	67.26	0.00	77.77	0.00	37.91	0.00	22.81
176	0.04	70.66	0.00	68.50	0.09	67.35	0.00	77.77	0.04	37.95	0.00	22.81
177	0.00	70.66	0.02	68.52	0.00	67.35	0.01	77.78	0.00	37.95	0.09	22.90
178	0.00	70.66	0.00	68.52	0.43	67.78	0.00	77.78	0.00	37.95	0.00	22.90
179	0.01	70.67	0.03	68.54	0.00	67.78	0.00	77.78	0.00	37.95	0.00	22.90
180	0.01	70.67	0.24	68.79	0.00	67.78	0.01	77.79	0.00	37.95	0.01	22.91
181	0.01	70.68	0.02	68.81	0.00	67.78	0.03	77.81	0.01	37.96	0.05	22.96
182	0.08	70.76	0.00	68.81	0.01	67.79	0.00	77.81	0.00	37.96	0.03	22.99
183	0.02	70.77	0.02	68.83	0.00	67.79	0.00	77.81	0.00	37.96	0.06	23.05
184	0.02	70.79	0.00	68.83	0.22	68.01	0.00	77.81	0.00	37.96	0.00	23.05
185	0.01	70.80	0.00	68.84	0.05	68.06	0.00	77.81	0.00	37.96	0.00	23.05
186	0.00	70.80	0.08	68.91	0.00	68.07	0.15	77.96	0.01	37.97	0.02	23.07
187	0.13	70.93	0.01	68.92	0.01	68.07	0.01	77.97	0.00	37.97	0.02	23.09
188	0.02	70.95	0.03	68.95	0.00	68.07	0.01	77.98	0.01	37.98	0.07	23.15

189	0.00	70.95	0.00	68.96	0.02	68.10	0.00	77.98	0.00	37.98	0.00	23.16
190	0.00	70.95	0.00	68.96	0.00	68.10	0.00	77.98	0.00	37.98	2.07	25.22
191	0.08	71.03	0.00	68.96	0.07	68.16	0.00	77.98	0.00	37.98	0.00	25.22
192	0.00	71.03	0.04	68.99	0.00	68.16	0.00	77.98	0.00	37.98	0.04	25.26
193	0.00	71.03	0.00	68.99	0.01	68.18	0.00	77.98	0.00	37.99	0.00	25.26
194	0.01	71.04	0.02	69.01	0.00	68.18	0.01	78.00	0.00	37.99	0.00	25.26
195	0.00	71.04	0.00	69.01	0.20	68.37	0.00	78.00	0.00	37.99	0.00	25.26
196	0.00	71.04	0.00	69.01	0.00	68.37	0.02	78.02	0.00	37.99	0.02	25.28
197	0.00	71.04	0.29	69.30	0.00	68.37	0.00	78.02	0.00	37.99	0.00	25.28
198	0.00	71.04	0.00	69.30	0.00	68.37	0.01	78.03	0.00	37.99	0.00	25.28
199	0.04	71.08	0.04	69.34	0.00	68.38	0.00	78.03	0.01	38.00	0.00	25.28
200	0.00	71.08	0.00	69.34	0.21	68.59	0.00	78.03	0.00	38.00	0.00	25.28
201	0.01	71.10	0.00	69.34	0.10	68.69	0.00	78.03	0.00	38.00	0.00	25.28
202	0.03	71.12	0.01	69.35	0.03	68.71	0.00	78.03	0.00	38.00	0.00	25.28
203	0.01	71.13	0.00	69.35	0.05	68.76	0.00	78.03	0.00	38.00	0.00	25.28
204	0.10	71.23	0.01	69.36	0.01	68.78	0.00	78.03	0.00	38.00	0.00	25.28
205	0.00	71.23	0.00	69.36	0.01	68.78	0.00	78.03	0.00	38.00	0.00	25.28
206	0.09	71.31	0.34	69.70	0.00	68.78	0.00	78.04	0.00	38.00	0.01	25.29
207	0.20	71.51	0.10	69.79	0.00	68.78	0.01	78.05	0.00	38.00	0.00	25.29
208	0.00	71.51	0.02	69.81	0.00	68.78	0.02	78.07	0.00	38.00	0.00	25.29

209	0.08	71.60	0.51	70.32	0.00	68.78	0.01	78.07	0.00	38.00	0.01	25.30
210	0.00	71.60	0.01	70.33	0.06	68.84	0.00	78.07	0.00	38.00	0.00	25.30
211	0.00	71.60	0.00	70.33	0.00	68.84	0.00	78.07	0.00	38.01	0.00	25.30
212	0.00	71.60	0.00	70.33	0.00	68.84	0.00	78.07	0.00	38.01	0.00	25.30
213	0.00	71.60	0.00	70.33	0.01	68.85	0.00	78.07	0.00	38.01	0.00	25.30
214	0.01	71.61	0.00	70.33	0.03	68.88	0.00	78.07	0.00	38.01	0.00	25.30
215	0.00	71.61	0.01	70.34	0.00	68.88	0.01	78.09	0.00	38.01	0.00	25.30
216	0.02	71.63	0.17	70.51	0.01	68.89	0.00	78.09	0.00	38.02	0.01	25.31
217	0.01	71.63	0.36	70.87	0.00	68.89	0.00	78.09	0.00	38.02	0.02	25.33
218	0.00	71.63	0.00	70.87	0.00	68.89	0.00	78.09	0.00	38.02	0.00	25.33
219	0.00	71.64	0.00	70.87	0.00	68.89	0.01	78.10	0.00	38.02	0.00	25.33
220	0.00	71.64	0.08	70.95	0.00	68.89	0.04	78.14	0.01	38.03	0.01	25.34
221	0.00	71.64	0.00	70.95	0.08	68.97	0.00	78.14	0.01	38.03	0.00	25.34
222	0.00	71.64	0.01	70.97	0.02	68.98	0.00	78.14	0.00	38.03	0.01	25.35
223	0.00	71.64	0.01	70.98	0.01	69.00	0.00	78.14	0.00	38.03	0.01	25.36
224	0.00	71.64	0.04	71.01	0.00	69.00	0.00	78.14	0.00	38.03	0.03	25.38
225	0.00	71.64	0.00	71.01	0.00	69.00	0.00	78.14	0.01	38.04	0.00	25.39
226	0.00	71.64	0.00	71.01	0.00	69.00	0.00	78.14	0.00	38.04	0.00	25.39
227	0.00	71.64	0.09	71.11	0.00	69.00	0.01	78.15	0.00	38.04	0.02	25.40
228	0.00	71.64	0.00	71.11	0.03	69.03	0.00	78.15	0.00	38.04	0.00	25.40

229	0.02	71.66	0.50	71.60	0.01	69.04	0.02	78.17	0.00	38.04	0.01	25.42
230	0.00	71.66	0.03	71.63	0.10	69.14	0.00	78.17	0.00	38.05	0.00	25.42
231	0.01	71.67	0.00	71.64	0.01	69.15	0.00	78.18	0.01	38.06	0.00	25.42
232	0.00	71.67	0.00	71.64	0.00	69.16	0.00	78.18	0.00	38.06	0.00	25.42
233	0.00	71.67	0.00	71.64	0.00	69.16	0.00	78.18	0.03	38.09	0.00	25.42
234	0.00	71.67	0.01	71.65	0.00	69.16	0.00	78.18	0.04	38.13	0.00	25.42
235	0.00	71.67	0.01	71.66	0.00	69.16	0.15	78.32	0.01	38.13	0.00	25.42
236	0.00	71.68	0.00	71.66	0.00	69.16	0.00	78.32	0.00	38.14	0.00	25.42
237	0.00	71.68	0.01	71.67	0.00	69.16	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
238	0.02	71.70	0.00	71.67	0.00	69.16	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
239	0.00	71.70	0.00	71.67	0.00	69.16	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
240	0.00	71.70	0.01	71.68	0.00	69.16	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
241	0.00	71.70	0.00	71.68	0.00	69.16	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
242	0.00	71.70	0.00	71.68	0.02	69.18	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
243	0.00	71.70	0.00	71.68	0.05	69.22	0.00	78.33	0.00	38.14	0.00	25.42
244	0.00	71.70	0.01	71.68	0.00	69.23	0.01	78.34	0.05	38.19	0.01	25.42
245	0.01	71.71	0.00	71.69	0.00	69.23	0.01	78.35	0.04	38.23	0.02	25.44
246	0.00	71.71	0.00	71.69	0.40	69.63	0.00	78.35	0.00	38.23	0.00	25.44
247	0.00	71.72	0.04	71.72	0.00	69.63	0.01	78.35	0.00	38.23	0.00	25.44
248	0.17	71.88	0.00	71.73	0.00	69.63	0.00	78.35	0.00	38.23	0.00	25.44

249	0.00	71.88	0.09	71.82	0.00	69.63	0.00	78.36	0.00	38.23	0.00	25.45
250	0.03	71.91	0.00	71.83	0.00	69.63	0.00	78.36	0.01	38.25	0.00	25.45
251	0.00	71.91	0.04	71.87	0.00	69.63	0.00	78.36	0.00	38.25	0.03	25.47
252	0.00	71.91	0.00	71.87	0.00	69.63	0.00	78.36	0.00	38.25	0.02	25.50
253	0.00	71.91	0.00	71.87	0.00	69.63	0.00	78.37	0.00	38.25	0.00	25.50
254	0.00	71.91	0.01	71.88	0.00	69.63	0.02	78.38	0.00	38.25	0.01	25.51
255	0.01	71.93	0.00	71.88	0.00	69.63	0.00	78.38	0.06	38.31	0.00	25.51
256	0.01	71.94	0.00	71.88	0.00	69.63	0.01	78.39	0.01	38.33	0.01	25.52
257	0.00	71.94	0.02	71.90	0.00	69.63	0.02	78.42	0.00	38.33	0.02	25.54
258	0.02	71.96	0.15	72.05	0.00	69.63	0.00	78.42	0.00	38.33	0.41	25.95
259	0.00	71.96	0.00	72.05	0.00	69.63	0.03	78.44	0.00	38.33	0.00	25.95
260	0.07	72.04	0.03	72.08	0.00	69.64	0.00	78.44	0.00	38.33	0.05	26.01
261	0.00	72.04	0.00	72.08	0.00	69.64	0.01	78.45	0.00	38.33	0.00	26.01
262	0.00	72.04	0.00	72.09	0.00	69.64	0.01	78.46	0.00	38.33	0.86	26.87
263	0.00	72.04	0.01	72.10	0.00	69.64	0.03	78.49	0.00	38.33	0.81	27.68
264	0.00	72.04	0.15	72.24	0.00	69.64	0.02	78.51	0.00	38.33	0.02	27.70
265	0.00	72.04	0.01	72.25	0.00	69.64	0.00	78.52	0.00	38.33	0.64	28.34
266	0.00	72.05	0.14	72.39	0.00	69.64	0.15	78.67	0.01	38.35	0.04	28.38
267	0.00	72.05	0.03	72.42	0.00	69.64	0.00	78.67	0.00	38.35	0.05	28.43
268	0.01	72.05	0.16	72.58	0.00	69.64	0.00	78.67	0.00	38.35	0.00	28.43

269	0.09	72.14	0.00	72.58	0.00	69.64	0.00	78.67	0.00	38.35	0.06	28.50
270	0.08	72.22	0.00	72.58	0.00	69.64	0.00	78.68	0.01	38.36	0.01	28.50
271	0.19	72.41	0.00	72.58	0.00	69.64	0.00	78.68	0.01	38.37	0.03	28.53
272	0.09	72.50	0.01	72.60	0.00	69.64	0.00	78.68	0.04	38.41	0.01	28.54
273	0.00	72.50	0.00	72.60	0.93	70.57	0.00	78.68	0.03	38.44	0.00	28.54
274	0.00	72.50	0.00	72.60	0.00	70.57	0.02	78.70	0.00	38.44	0.02	28.55
275	0.00	72.50	0.20	72.80	0.00	70.57	0.04	78.74	0.00	38.44	0.00	28.55
276	0.00	72.50	0.07	72.87	0.00	70.57	0.00	78.75	0.00	38.44	0.00	28.56
277	0.00	72.50	0.01	72.88	0.00	70.57	0.00	78.75	0.00	38.44	0.00	28.56
278	0.01	72.51	0.01	72.88	0.00	70.57	0.01	78.75	0.00	38.44	0.02	28.58
279	0.00	72.52	0.00	72.89	0.00	70.57	0.00	78.76	0.01	38.45	0.00	28.58
280	0.01	72.52	0.01	72.90	0.00	70.57	0.04	78.80	0.01	38.47	0.00	28.58
281	0.00	72.53	0.00	72.90	0.00	70.57	0.00	78.80	0.00	38.47	0.00	28.58
282	0.22	72.74	0.00	72.90	0.00	70.57	0.00	78.81	0.07	38.54	0.00	28.59
283	0.12	72.86	0.00	72.90	0.00	70.57	0.01	78.82	0.16	38.70	0.00	28.59
284	0.00	72.86	0.00	72.90	0.00	70.57	0.01	78.83	0.05	38.75	0.01	28.59
285	0.07	72.93	0.03	72.93	0.00	70.57	0.04	78.87	0.23	38.99	0.00	28.60
286	0.03	72.96	0.01	72.94	0.00	70.58	0.02	78.89	0.01	39.00	0.00	28.60
287	0.01	72.97	0.03	72.98	0.00	70.58	0.08	78.96	0.02	39.02	0.00	28.60
288	0.03	73.00	0.00	72.98	0.00	70.58	0.01	78.97	0.05	39.07	0.00	28.61

289	0.02	73.02	0.00	72.98	0.00	70.58	0.00	78.97	0.03	39.10	0.00	28.61
290	0.03	73.06	0.00	72.98	0.00	70.58	0.00	78.98	0.07	39.18	0.00	28.61
291	0.00	73.06	0.00	72.98	0.00	70.58	0.01	78.98	0.10	39.28	0.00	28.61
292	0.02	73.08	0.15	73.13	0.00	70.58	0.00	78.99	0.00	39.28	0.00	28.61
293	0.00	73.08	0.02	73.14	0.00	70.58	0.02	79.01	0.00	39.28	0.00	28.61
294	0.00	73.08	0.00	73.14	0.00	70.58	0.03	79.04	0.00	39.28	0.01	28.62
295	0.00	73.08	0.00	73.15	0.00	70.58	0.00	79.05	0.00	39.28	0.00	28.62
296	0.00	73.08	0.00	73.15	0.00	70.58	0.00	79.05	0.00	39.28	0.00	28.62
297	0.00	73.08	0.00	73.15	0.00	70.58	0.00	79.05	0.00	39.28	0.00	28.63
298	0.04	73.11	0.08	73.23	0.00	70.58	0.01	79.06	0.00	39.29	0.00	28.63
299	0.01	73.12	0.00	73.23	0.00	70.58	0.03	79.08	0.00	39.29	0.00	28.63
300	0.00	73.12	0.04	73.28	0.00	70.58	0.02	79.10	0.00	39.29	0.00	28.63
301	0.00	73.13	0.05	73.33	0.00	70.58	0.00	79.10	0.00	39.29	0.00	28.63
302	0.00	73.13	0.00	73.33	0.00	70.58	0.04	79.14	0.00	39.29	0.00	28.63
303	0.00	73.13	0.02	73.34	0.00	70.58	0.02	79.15	0.00	39.29	0.00	28.63
304	0.03	73.15	0.01	73.36	0.00	70.58	0.00	79.16	0.00	39.30	0.00	28.63
305	0.09	73.24	0.01	73.36	0.00	70.58	0.01	79.16	0.00	39.30	0.00	28.63
306	0.03	73.27	0.00	73.36	0.00	70.58	0.00	79.16	0.00	39.30	0.00	28.63
307	0.00	73.27	0.07	73.44	0.00	70.58	0.02	79.18	0.00	39.31	0.00	28.63
308	0.08	73.35	0.21	73.64	0.00	70.58	0.00	79.18	0.00	39.31	0.00	28.63

309	0.53	73.88	0.02	73.66	0.01	70.59	0.00	79.18	0.00	39.31	0.00	28.63
310	0.01	73.89	0.01	73.67	2.44	73.03	0.01	79.20	0.65	39.95	0.00	28.63
311	0.00	73.89	0.14	73.81	0.06	73.09	0.05	79.25	0.01	39.97	0.01	28.64
312	0.01	73.91	0.50	74.31	0.00	73.09	0.00	79.25	0.00	39.97	0.00	28.64
313	0.12	74.02	0.03	74.34	0.03	73.12	0.00	79.25	0.34	40.31	0.00	28.64
314	0.01	74.03	0.61	74.95	0.00	73.12	0.11	79.36	0.01	40.31	0.00	28.64
315	0.00	74.03	0.01	74.96	0.00	73.12	0.16	79.52	0.00	40.31	0.00	28.64
316	0.03	74.06	0.03	74.99	0.00	73.12	0.03	79.55	0.03	40.34	0.00	28.64
317	0.02	74.08	0.17	75.16	0.00	73.12	0.01	79.56	0.01	40.35	0.02	28.66
318	0.03	74.11	0.00	75.16	0.00	73.12	0.00	79.56	0.31	40.66	0.00	28.66
319	0.00	74.11	0.01	75.17	0.00	73.12	0.10	79.66	0.02	40.68	0.00	28.66
320	0.00	74.12	0.01	75.19	0.00	73.12	0.01	79.68	0.00	40.68	0.00	28.67
321	0.01	74.13	0.51	75.69	0.00	73.12	0.54	80.21	0.03	40.71	0.00	28.67
322	0.58	74.71	0.04	75.73	0.00	73.12	0.02	80.23	0.85	41.56	0.00	28.67
323	0.03	74.74	0.00	75.73	0.00	73.12	0.01	80.24	0.01	41.56	0.01	28.68
324	0.01	74.75	0.00	75.73	0.00	73.12	0.01	80.25	0.05	41.61	0.00	28.68
325	0.00	74.75	0.22	75.96	0.00	73.12	0.08	80.33	0.00	41.62	0.01	28.69
326	0.00	74.75	0.02	75.97	0.00	73.12	0.33	80.66	0.00	41.62	0.01	28.70
327	0.01	74.76	1.51	77.48	0.00	73.12	1.04	81.70	0.02	41.64	0.00	28.70
328	0.10	74.86	0.62	78.10	0.00	73.12	0.06	81.76	0.32	41.96	0.00	28.70

329	0.48	75.34	0.57	78.67	0.00	73.12	0.19	81.95	1.20	43.16	0.00	28.70
330	0.04	75.38	0.62	79.29	0.00	73.12	0.78	82.73	0.08	43.24	0.00	28.71
331	0.80	76.17	0.02	79.31	0.00	73.12	0.02	82.76	1.89	45.13	0.00	28.71
332	0.04	76.21	0.02	79.33	0.00	73.12	0.01	82.77	0.10	45.24	0.00	28.71
333	0.00	76.21	0.01	79.34	0.00	73.12	0.04	82.81	0.00	45.24	0.01	28.71
334	0.02	76.23	0.00	79.34	0.00	73.12	0.10	82.91	0.05	45.29	0.01	28.72
335	0.01	76.24	0.25	79.59	0.01	73.13	0.15	83.05	0.00	45.30	0.00	28.72
336	0.00	76.24	0.00	79.60	0.69	73.82	0.01	83.06	0.04	45.33	0.00	28.72
337	0.01	76.24	0.02	79.62	0.02	73.84	0.02	83.08	0.02	45.35	0.00	28.72
338	0.01	76.25	0.76	80.37	0.00	73.84	0.54	83.62	0.02	45.37	0.01	28.73
339	0.01	76.27	0.00	80.37	0.00	73.84	0.00	83.62	0.03	45.40	0.00	28.73
340	0.01	76.28	0.99	81.36	0.00	73.84	0.80	84.42	0.02	45.42	0.00	28.73
341	0.01	76.28	0.53	81.89	0.00	73.84	0.37	84.78	0.00	45.42	0.00	28.74
342	0.00	76.28	0.00	81.89	0.00	73.84	0.00	84.78	0.00	45.43	0.00	28.74
343	0.00	76.28	0.00	81.89	0.00	73.84	0.00	84.78	0.00	45.43	0.00	28.74
344	0.00	76.28	0.00	81.89	0.00	73.84	0.00	84.78	0.00	45.44	0.00	28.74
345	0.00	76.28	0.00	81.89	0.00	73.84	0.00	84.78	0.00	45.44	0.00	28.74
346	0.00	76.28	0.43	82.33	0.00	73.84	0.16	84.94	0.00	45.44	0.00	28.74
347	0.19	76.47	0.01	82.33	0.00	73.84	0.00	84.94	0.96	46.40	0.00	28.74
348	0.01	76.49	0.00	82.34	0.00	73.84	0.01	84.95	0.03	46.43	0.01	28.75

349	0.05	76.54	0.02	82.35	0.03	73.87	0.01	84.97	0.08	46.51	0.00	28.75
350	0.14	76.67	0.14	82.49	0.00	73.87	0.14	85.11	0.25	46.76	0.00	28.75
351	1.57	78.24	0.01	82.50	0.00	73.87	0.00	85.11	2.81	49.57	0.00	28.75
352	0.06	78.30	0.00	82.50	0.02	73.89	0.00	85.11	0.11	49.68	0.00	28.75
353	0.02	78.31	0.05	82.55	0.00	73.89	0.06	85.17	0.01	49.69	0.00	28.75
354	0.01	78.32	0.02	82.57	0.00	73.89	0.00	85.17	0.01	49.70	0.00	28.75
355	0.11	78.43	0.00	82.57	0.00	73.89	0.01	85.18	0.18	49.88	0.00	28.76
356	0.59	79.01	0.05	82.62	0.28	74.17	0.02	85.20	0.48	50.36	0.00	28.76
357	0.45	79.46	0.08	82.71	0.01	74.19	0.07	85.27	0.67	51.03	0.00	28.76
358	1.79	81.26	0.59	83.30	0.00	74.19	0.30	85.57	2.95	53.98	0.00	28.76
359	0.76	82.02	0.34	83.63	0.00	74.19	0.10	85.67	1.17	55.15	0.00	28.76
360	0.36	82.38	0.01	83.64	0.02	74.21	0.02	85.70	0.50	55.65	0.00	28.76
361	0.25	82.62	0.25	83.88	0.00	74.21	0.18	85.88	0.39	56.04	0.00	28.76
362	0.00	82.63	0.00	83.89	0.00	74.22	0.04	85.92	0.00	56.04	0.00	28.76
363	0.01	82.64	0.41	84.30	0.00	74.22	0.09	86.02	0.01	56.05	0.00	28.76
364	0.00	82.64	0.10	84.40	0.00	74.22	0.05	86.06	0.00	56.05	0.00	28.76
365	0.00	82.65	0.15	84.55	0.00	74.22	0.04	86.11	0.00	56.05	0.00	28.77
366	0.02	82.66	0.02	84.57	0.00	74.22	0.01	86.12	0.01	56.06	0.00	28.77
367	0.02	82.68	0.09	84.66	0.00	74.22	0.05	86.17	0.02	56.08	0.00	28.77
368	0.05	82.73	0.01	84.68	0.00	74.22	0.02	86.19	0.04	56.12	0.00	28.77

369	1.05	83.78	0.00	84.68	0.00	74.22	0.00	86.19	0.70	56.82	0.00	28.77
370	0.05	83.83	0.06	84.74	0.00	74.22	0.02	86.21	0.04	56.87	0.00	28.77
371	0.01	83.84	0.08	84.82	0.00	74.22	0.06	86.27	0.00	56.87	0.00	28.78
372	0.03	83.87	0.01	84.83	0.00	74.22	0.01	86.28	0.02	56.89	0.00	28.78
373	0.00	83.88	0.93	85.77	0.00	74.22	0.42	86.70	0.01	56.90	0.00	28.78
374	0.11	83.99	0.19	85.96	0.00	74.22	0.08	86.78	0.06	56.96	0.00	28.78
375	0.00	83.99	3.99	89.94	0.00	74.22	0.52	87.30	0.00	56.96	0.00	28.78
376	4.13	88.13	0.00	89.94	0.00	74.22	0.00	87.30	1.25	58.21	0.00	28.78
377	0.77	88.90	0.02	89.97	0.01	74.22	0.01	87.31	0.68	58.89	0.00	28.78
378	0.00	88.90	0.06	90.03	0.00	74.22	0.00	87.31	0.02	58.91	0.00	28.78
379	0.01	88.91	0.57	90.60	0.00	74.23	0.00	87.31	0.00	58.92	0.00	28.78
380	0.04	88.95	0.00	90.61	1.27	75.49	0.00	87.31	0.21	59.13	0.00	28.78
381	0.40	89.35	0.01	90.61	0.00	75.49	0.00	87.31	0.12	59.25	0.00	28.78
382	0.00	89.35	0.34	90.96	0.01	75.50	0.02	87.33	0.00	59.26	2.07	30.85
383	0.04	89.39	3.79	94.75	0.00	75.50	0.06	87.39	0.00	59.26	0.00	30.85
384	0.01	89.40	0.06	94.81	0.04	75.54	0.00	87.39	0.00	59.26	0.01	30.87
385	4.68	94.08	0.02	94.83	0.00	75.55	0.00	87.39	0.17	59.43	0.00	30.87
386	0.66	94.74	0.01	94.84	0.14	75.69	0.00	87.39	0.00	59.43	0.02	30.89
387	0.37	95.12	0.00	94.84	0.03	75.72	0.00	87.39	0.00	59.43	0.00	30.89
388	0.01	95.12	0.00	94.85	0.00	75.72	0.00	87.39	0.00	59.43	0.00	30.89

389	3.28	98.40	0.03	94.88	0.00	75.72	0.00	87.39	0.00	59.43	0.00	30.89
390	0.20	98.60	0.00	94.88	0.00	75.72	0.00	87.39	0.01	59.44	0.00	30.89
391	0.02	98.62	2.71	97.59	0.00	75.72	0.00	87.39	0.00	59.44	0.00	30.89
392	0.05	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.39	0.00	59.44	0.00	30.89
393	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.00	59.44	0.47	31.36
394	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.01	59.45	0.00	31.36
395	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.00	59.45	13.74	45.10
396	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.01	59.46	0.00	45.11
397	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.00	59.46	13.51	58.61
398	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.00	59.46	13.19	71.80
399	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.00	59.46	0.00	71.80
400	0.00	98.67	0.00	97.59	0.00	75.72	0.00	87.40	0.00	59.46	0.00	71.80

ANNEXE C :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Ferraillage de VC Hourdis inférieur

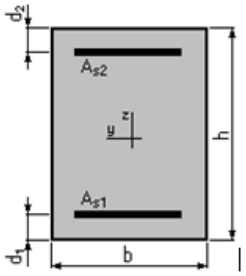
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 37.5 (cm)

d1 = 5.0 (cm)

d2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	19.20	-32.10
Etat **L**imite de **S**ervice	13.50	-28.30
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	As1 = 4.8 (cm2)	Section théorique	As2 = 4.8 (cm2)
Section minimum	As min = 4.8 (cm2)		
théorique	r = 0.30 (%)		
minimum	rmin = 0.15 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 19.20 (kN*m) Mmin = -32.10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.21 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 1.7 (cm)

Bras de levier: Z = 31.8 (cm)

Déformation du béton: eb = 0.56 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 434.8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 13.50 (kN*m) Mmin = -28.30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.58

Position de l'axe neutre: y = 6.1 (cm)

Bras de levier: Z = 30.5 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 1.1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 12.5 (MPa)

comprimée: ss' = 12.5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 500.0 (MPa)

Ferraillage de VC Hourdis supérieur

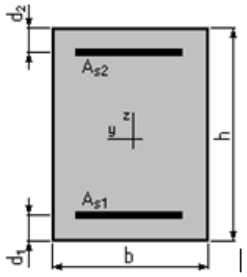
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100.0 (cm)

h = 37.5 (cm)

d1 = 5.0 (cm)

d2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	307.40	-263.80
Etat **L**imite de **S**ervice	250.40	-211.10
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 23.4 (cm2) Section théorique As2 = 19.9 (cm2)

Section minimum As min = 4.8 (cm2)
théorique r = 1.33 (%)
minimum rmin = 0.15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 307.40 (kN*m) Mmin = -263.80 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.3 (cm)
Bras de levier: Z = 30.4 (cm)
Déformation du béton: eb = 1.97 (‰)
Déformation de l'acier: es = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: ss = 434.8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 250.40 (kN*m) Mmin = -211.10 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.34
Position de l'axe neutre: y = 10.8 (cm)
Bras de levier: Z = 28.9 (cm)
Contrainte maxi du béton:sb = 10.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: ss = 369.6 (MPa)
comprimée: ss' = 81.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
ss lim = 500.0 (MPa)

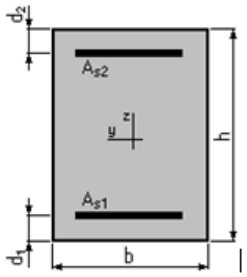
Ferraillage de VC Nappe externe de l'âme
Calcul de Section en Flexion Composée

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non 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 = 37.5 (cm)

d1 = 5.0 (cm)

d2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-247.70	79.20
2.	ELS	-193.50	61.30
3.	ELA	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 8.4 (cm2) Section théorique As2 = 8.4 (cm2)

Section minimum As min = 11.0 (cm2) Section maximum As max = 187.5 (cm2)

théorique r = 0.45 (%)

minimum rmin = 0.29 (%) maximum rmax = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELU N = -247.70 (kN) M = 79.20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1.7 (cm)
Bras de levier: Z = 31.8 (cm)
Déformation de l'acier: es = 10.00 (‰)
Déformation du béton: eb = 0.53 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 434.8 (MPa)

Cas NO 2: Type ELS N = -193.50 (kN) M = 61.30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37
Position de l'axe neutre: y = 5.0 (cm)
Bras de levier: Z = 30.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: sb = 4.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: ss = 364.7 (MPa)
comprimée: ss' = 0.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: ss lim = 500.0 (MPa)

Cas NO 3: Type ELA N = 0.00 (kN) M = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 19.7 (cm)
Bras de levier: Z = 24.6 (cm)
Déformation de l'acier: es = 24316263344.60 (‰)

Déformation du béton: eb = 3.50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 500.0 (MPa) comprimée: ss' = 500.0 (MPa)

Ferraillage de VC Nappe interne de l’âme

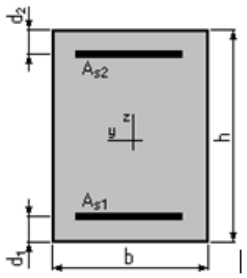
Calcul de Section en Flexion Composée

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100.0 (cm)

h = 37.5 (cm)

d1 = 5.0 (cm)

d2 = 5.0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués:</u>

Cas NO	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-247.70	-167.00
2.	ELS	-193.50	-138.30
3.	ELA	0.00	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 15.0 (cm2) Section théorique As2 = 15.0 (cm2)
Section minimum As min = 11.0 (cm2) Section maximum As max = 187.5 (cm2)
théorique r = 0.80 (%)
minimum rmin = 0.29 (%) maximum rmax = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELU N = -247.70 (kN) M = -167.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3.2 (cm)
Bras de levier: Z = 31.2 (cm)
Déformation de l'acier: es = 10.00 (‰)
Déformation du béton: eb = 1.10 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 434.8 (MPa)

Cas NO 2: Type ELS N = -193.50 (kN) M = -138.30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.31
Position de l'axe neutre: y = 7.8 (cm)
Bras de levier: Z = 29.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: sb = 8.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 381.3 (MPa)

comprimée: ss' = 43.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: ss lim = 500.0 (MPa)

Cas NO 3: Type ELA N = 0.00 (kN) M = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 19.8 (cm)

Bras de levier: Z = 24.6 (cm)

Déformation de l'acier: es = 25421303955.93 (‰)

Déformation du béton: eb = 3.50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 500.0 (MPa) comprimée: ss' = 500.0 (MPa)