

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et étude de viaduc 54 ferroviaire
du PK119+900 au PK120+200 de la ligne
minière BOUCHGOUF SOUK AHRAS**

Présenté par :

AZAIZ Yacine
SOUFGHALEM Ahmed

Encadré par :

Mr BOUZIANE Messaoud
Mr AMIEUR Mohamed

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

DEDICACES

Ce travail est le résultat de beaucoup de travail, et je n'aurais pas pu le faire sans l'aide de certaines personnes.

D'abord, je veux dire merci à mes parents, S.Kacem et T.Bachira. Leur amour et leur confiance en moi m'ont beaucoup aidé. Ils ont toujours été là pour moi, et je leur suis très reconnaissant.

Mes frères et sœurs ont aussi été importants. Ils m'ont encouragé à continuer et à croire en moi. Je suis vraiment chanceux de les avoir.

Je veux aussi remercier mes professeurs. Ils m'ont beaucoup appris et ils m'ont aidé à devenir meilleur.

Et enfin, un grand merci à mes amis, mes familles Soufghalem et Tebbakh. Leur soutien a été super important pour moi, et je ne les remercierai jamais assez.

Ahmed SOUFGHALEM

Je dédie ce mémoire à ceux qui ont été une source constante de soutien et d'inspiration tout au long de mon parcours académique.

À ma mère « Messala Fatiha », pour son amour inconditionnel, ses encouragements constants et sa foi inébranlable en mes capacités.

À mon père « Habib », pour ses conseils sages, son soutien indéfectible et ses sacrifices qui ont rendu tout cela possible.

À mes frères « Abdellah », « Younes » pour leur compréhension, leur soutien et leur capacité à toujours me faire sourire, même dans les moments les plus difficiles.

À mes sœurs « Kheira » et « Khadidja », pour leur affection, leur encouragement et leur présence réconfortante à chaque étape de ce parcours.

À mon enseignant « Ahmed Muktadi» رحمه الله, pour ses conseils avisés, son encouragement.

à tous mes amis

Merci à chacun de vous pour votre présence et votre soutien, sans lesquels ce travail n'aurait pas été possible.

Yacine AZAIZ

Remerciements :

Avant tout, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers ALLAH, le Tout-Puissant et le Miséricordieux, pour nous avoir donné la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous souhaitons adresser un merci spécial à **nos parents**, les piliers de notre existence, pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants tout au long de notre parcours académique. Sans leur soutien, ce mémoire n'aurait pas été possible.

Nos remerciements s'adressent également aux familles **SOUFGHALEM** et **AZAIZ**, qui nous ont entourés de leur affection et de leur soutien tout au long de notre vie. Leur présence a été un véritable réconfort et une source d'inspiration.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadrant, **M. BOUZIANE Messaoud**, ainsi que notre co-encadrant, **M. AMIEUR Mohamed**, pour leurs conseils avisés, leur patience et leur accompagnement tout au long de cette recherche. Leurs expertises et leurs orientations ont été inestimables pour la réalisation de ce travail.

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (**ENSTP**) pour la qualité de leur enseignement et leur disponibilité. Leur dévouement et leur passion pour l'enseignement ont grandement contribué à notre développement académique et personnel.

Nous tenons également à remercier chaleureusement l'organisme de stage, **Cosider Ouvrages d'Art**, pour nous avoir offert cette opportunité enrichissante et pour leur soutien tout au long de notre stage. Leur encadrement pratique a été crucial pour l'aboutissement de ce projet.

Enfin, un grand merci à **nos amis** pour leur soutien moral, leurs encouragements et les moments de camaraderie qui ont rendu ce parcours encore plus enrichissant.

ملخص

يتناول هذا العمل تصميم ودراسة جسر السكة الحديدية 54 الواقع بين النقطتين الكيلومتريتين 119+900; 120+200 في إطار مشروع السكك الحديدية للخط المعدني الرابط بين سوق أهراس وبوشقوف بدأ العمل. ثم، في إطار التصميم العام، اقترحنا ثلاثة بدائل، وبناءً على تحليل متعدد المعايير، اخترنا حل جسر صندوقي ذي ارتفاع متغير، تم تنفيذه باستخدام طريقة الكوابيل المتتالية. تشمل هذه الدراسة البنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك تقييم الأحمال والحمل الزائد، وحساب الإجهاد المسبق، والدراسة الزلزالية، وتصميم المعدات والعناصر الهيكلية المختلفة، وفقاً للأنظمة المعمول بها في الجزائر وأوروبا، باستخدام برامج الحساب (MIDAS CIVIL).

كلمات مفتاحية :

تصميم ودراسة، جسر صندوقي بارتفاع متغير، تنفيذ بكابولات متعاقبة، الشد المسبق، البنية التحتية

Résumé :

Ce travail porte sur la conception et l'étude du viaduc ferroviaire V54, situé entre les PK 119+900 et 120+200, dans le cadre du projet ferroviaire de la ligne minière reliant Souk Ahras à Bouchegouf. Nous avons débuté notre travail par la présentation de projet Ensuite, dans le cadre de la conception générale, nous avons proposé trois variantes, et en nous appuyant sur une analyse multicritère, nous avons opté pour une solution de pont caisson à hauteur variable, réalisée par la méthode des encorbellements successifs. Cette étude englobe la superstructure et l'infrastructure, en incluant l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en conformité avec les réglementations en vigueur en Algérie et en Europe, et en utilisant des logiciels de calcul (MIDAS CIVIL).

Mots clés :

Infrastructure ; superstructure ; précontrainte ; viaduc

Abstract:

This work focuses on the design and study of the V54 railway viaduct, located between PK 119+900 and 120+200, as part of the railway project for the mining line connecting Souk Ahras to Bouchegouf.

We began our work with the presentation of our project Then, within the framework of the general design, we proposed three variants and, based on a multi-criteria analysis, we opted for a variable height box girder bridge solution, constructed using the method of Successive corbelling. This study encompasses both the superstructure and the infrastructure, including the assessment of loads and overloads, prestress calculation, seismic study, and the sizing of various equipment and structural elements, in compliance with the regulations in force in Algeria and Europe, using calculation software (MIDAS CIVIL)

Keywords:

Design and study, height box girder bridge, Successive corbelling, prestress, Infrastructure.

SOMMAIRE :

CHAPITRE I Présentation de projet:	3
I.1 Introduction:	3
I.2 Présentation de projet :	3
I.2.1 Objectif de projet :	3
I.2.2 Situation de projet	3
I.2.3 L'obstacle à franchir :	3
I.3 Les données de projet:	4
I.3.1 Les données fonctionnelles :	4
I.3.1.1 Planimétrie :	4
I.3.1.2 Altimétrie:	4
I.3.1.3 Coupe transversale:	5
I.3.2 Les données naturelles :	6
I.3.2.1 Topographie de site:	6
I.3.2.2 Le vent:	6
I.3.2.3 Température :	6
I.3.2.4 Pluviométrie:	7
I.3.2.5 Géotechnique:	7
I.3.2.6 Sismicité du site	8
I.3.2.7 Conclusion	8
CHAPITRE II Conception Générale	10
II.1 Introduction:	10
II.2 Démarche de choix de variante :	10
II.2.1 Longueur de l'ouvrage :	11
II.3 Présentation et choix de variante :	11
II.3.1 VARIANTE 01 : Pont a poutre isostatique par post tension	11
II.3.1.1 Implantation des Appuis:	11
II.3.1.2 Conception transversal:	11
II.3.2 VARIANTE 02 :	12
II.3.3 Pont caisson en béton précontraint à hauteur constant :	12
II.3.3.1 Conception longitudinal:	12
II.3.3.2 Conception transversal:	12
II.3.4 VARIANTE 03 : Pont caisson en béton précontraint à hauteur variable :	13

II.3.4.1 Implantation des Appuis:.....	13
II.3.4.2 Conception transversal:	13
II.4 Analyse multicritère:.....	14
II.4.1 Devis quantitative estimative :	14
II.4.1.1 Variante 1 pont a poutre isostatique:.....	14
II.4.1.2 Variante 2 Pont voussoir à hauteur constant:	15
II.4.1.3 Variante 3 Pont voussoir a hauteur variable:	16
II.4.2 Analyse des variants :	17
II.4.3 Conclusion	17
CHAPITRE III Analyse des charge et hypothèse de calcul :.....	22
III.1 Introduction:	22
III.2 Caractéristique des matériaux utilisé :.....	22
III.2.1 Béton :	22
III.3 Armature:.....	22
III.3.1 Les armature passive :.....	22
III.3.2 Les armatures active :.....	22
III.4 Les contraintes admissibles:	23
III.4.1 Béton :	23
III.4.1.1 Compression de béton:.....	23
III.4.1.2 Flexion de béton:.....	23
III.4.2 Armature :	23
III.4.2.1 Contrainte limite de traction des acier passive :	23
III.4.2.2 Class de justification de la précontrainte :	23
CHAPITRE IV Charge et surcharge:	25
IV.1 Action Permanente:	25
IV.1.1 Actions directes :.....	25
IV.1.1.1 Poids propre	25
IV.1.1.2 Complément des charges permanentes	25
IV.1.2 Actions indirectes :.....	25
IV.1.3 Action thermique :	25
IV.1.4 Action verticale :.....	26
IV.1.4.1 Modèle de charges UIC 71	26
IV.1.4.2 Modèle de charges SW/0 et SW/2	26
IV.1.4.3 Modèle de charges "Train à vide"	27

IV.1.4.4 Pose de voie ballastée :	27
IV.1.5 Effet dynamique :	27
IV.1.5.1 Introduction:	27
IV.1.5.2 Coefficient dynamique:	27
IV.1.6 Forces horizontales :	28
IV.1.6.1 Forces centrifuges:	28
IV.1.6.2 Les actions imputables à la traction et au freinage :	29
IV.1.6.3 Efforts de lacets	29
IV.1.7 Action accidentelle :	29
IV.1.7.1 Action due au déraillement :	29
Situation de calcul I :	29
IV.2 Les groupes de charges:	30
IV.3 Les combinaison des charges:	30

CHAPITRE V Dimensionnement du Tablier: 32

V.1 Introduction:	32
V.2 Stabilité en phase de construction :	32
V.2.1 Charge à prendre en compte :	32
V.2.1.1 Poids propre de fléaux.....	32
V.2.1.2 Charge due au vent:.....	33
V.2.1.3 Charge de chantier connues:	33
V.2.1.4 Charge de chantier aléatoire:.....	33
V.2.1.5 Action accidentelle :	33
V.2.2 Combinaison d'action :	34
V.2.3 Evaluation des efforts :	34
V.2.4 Stabilité de fléaux avec clouage en précontrainte :	35
V.2.4.1 Calcul le nombre des câbles :	35
V.2.4.2 Calcul la surface des cales :	36
V.3 Etude de la précontrainte:	38
V.3.1 Détermination le nombre des câbles de fléaux :	38
V.3.1.1 Position et enrobage des câbles :	39
V.3.1.2 Tracé en plan des câbles :	40
V.3.1.3 Tracé en élévation des câbles :	41
V.3.1.4 Etude de la précontrainte de continuité :	41
V.3.1.5 Évaluation des pertes des précontrainte :	47
V.3.1.6 Pertes de tension instantanées:	47

V.3.1.7 Pertes de tension différée:	48
V.3.2 Vérification des contraintes :.....	49
V.3.3 Vérification des contraintes normales :	49
V.3.3.1 Vérification des contraintes en phase de construction :.....	49
V.3.3.2 Vérification des contraintes en phase de Service :.....	50
V.3.4 Armature de la zone tendus :	50
V.3.5 Vérification des contraintes tangentielles :	51
V.3.5.1 Vérification vis à vis l'ELS :.....	51
V.3.5.2 Vérification vis à vis l'ELU :	53
V.4 Étude transversal:.....	54
V.4.1 Evaluation des efforts :.....	54
V.4.1.1 Modélisation:	54
V.4.1.2 Résultats:.....	55
V.4.2 Ferrailage :.....	56
V.4.2.1 Exemple de calcul:	56
V.4.2.2 Ferrailage passive des voussoir:.....	56
V.5 Vérification de la flèche:	58

CHAPITRE VI Etude Sismique et Equipements du Pont..... 60

VI.1 Introduction:	60
VI.2 Appareil d'appui:.....	60
VI.2.1 Choix de type d'appareil d'appui :.....	60
VI.2.2 Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis :.....	61
VI.2.3 Dimensionnement des appareils d'appui :	61
VI.2.3.1 Dimensionnement en plan des appareils d'appui :	61
VI.2.3.2 Évaluation des déplacements horizontaux:.....	62
VI.2.4 Hauteur nette d'élastomère :.....	63
VI.2.5 Dimensionnement des frettes	63
VI.2.6 Calcul exacte des déplacements horizontaux :.....	64
VI.2.7 Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :.....	64
VI.3 Etude sismique:	65
VI.3.1 Conception des piles:	65
VI.3.2 Implantations des piles :.....	65
VI.3.3 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :	65
VI.3.4 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 :.....	66
VI.3.4.1 Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :.....	66

VI.3.4.2 Angle de biais:	66
VI.3.4.3 Angle de courbure:	66
VI.3.4.4 Symétrie transversale :	66
VI.3.4.5 Evaluation des raideurs de la structure :	66
VI.3.5 Période propre de l'ouvrage :	67
VI.3.6 Composante horizontale :	67
VI.3.6.1 Spectre de réponse horizontale:	68
VI.3.7 Composante verticale :	68
VI.3.8 Selon le spectre de réponse longitudinale :	68
VI.3.8.1 Répartition de l'effort totale:	68
VI.3.9 Dans le sens transversal :	68
VI.3.9.1 Le modèle à tablier rigide :	68
VI.3.9.2 Le modèle à tablier flexible :	68
VI.3.10 Combinaison des composantes de l'action sismiques :	69
VI.3.11 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :	69
VI.3.12 Vérifications du dimensionnement selon l'RPOA :	69
VI.3.12.1 Résistance à la compression:	69
VI.3.12.2 Sécurité au flambement:	70
VI.3.12.3 Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal	70
VI.3.12.4 Condition de non glissement:	71
VI.4 Joint sous ballast:	71
VI.4.1 Calcul du souffle :	72
VI.5 Dés d'appui:	72
VI.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis :	72
VI.5.2 Ferrailage de dés d'appui :	72
VI.5.2.1 Frettage de surface:	72
VI.5.2.2 Ferrailage d'éclatement:	72
VI.5.2.3 Ferrailage total:	73

CHAPITRE VII Etude de l'infrastructure 73

VII.1 Introduction:	73
VII.2 Étude de la pile:	73
VII.2.1 Vérification de stabilité vis-à-vis de flambement :	73
VII.2.2 Vérification vis-à-vis stabilité de forme :	73
VII.2.3 Ferrailage de la pile :	73
VII.2.3.1 Ferrailage longitudinal:	73

VII.2.3.2 Vérification des bielles :	75
VII.2.3.3 Ferrailage transversal:	75
VII.3 Étude de la culée:	76
VII.3.1.1 Choix de type de culée	76
VII.3.1.2 Evaluation des efforts agissants sur les culées :	78
VII.3.1.3 Calcul du coefficient de poussée	78
VII.3.1.4 Ferrailage de la culée:	78
VII.3.1.5 Calcul des sollicitations:	78
VII.4 Étude des fondations:	83
VII.4.1 Étude de la semelle:	83
VII.4.1.1 Dimension de la semelle :	83
VII.4.1.2 Ferrailage de la semelle:	84
VII.4.2 Etude des pieux :	85
VII.4.2.1 Ferrailage des pieux:	86

Conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau II-1 Tableau récapitulatif de la gamme de portée	10
Tableau II-2 prédimensionnement de la variante 1.....	11
Tableau II-3 prédimensionnement de la variante 2.....	12
Tableau II-4 prédimensionnement de la variante 3.....	13
Tableau II-5 avantage et inconvénient des 3 variantes	14
Tableau IV-1 Tableau récapitulatif de forces centrifuges.....	29
Tableau IV-2 récapitulatif des forces de freinage et démarrage	29
Tableau IV-3 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire	30
Tableau V-1 évaluation de poids propre	32
Tableau V-2 : Evaluation des moments fléchissant (MN.m) de demi-fléau majoré.	34
Tableau V-3 évaluation de l'effort tranchant (MN)	35
Tableau V-4 évaluation des réactions	35
Tableau V-5 estimation de nombre des câbles de clouage	36
Tableau V-6 évaluation de F_c limite.....	37
Tableau V-7 dimension des cales	37
Tableau V-8 estimation de nombre de câbles de fléau pour chaque section	39
Tableau V-9 l'allure de tracé en plan des câbles de fléau	40
Tableau V-10 tracé en élévation des câbles de fléau	41
Tableau V-11 câbles de continuité (travée principale)	43
Tableau V-12 l'allure de tracé en plan	43
Tableau V-13 l'allure de tracé en élévation.....	43
Tableau V-14 câbles de continuité (travée de rive droite).....	44
Tableau V-15 l'allure de tracé en plan	45
Tableau V-16 l'allure de tracé en élévation.....	45
Tableau V-17 l câbles de continuité (travée de rive gauche).....	46
Tableau V-18 l'allure de tracé en plan	46
Tableau V-19 l'allure de tracé en élévation.....	47
Tableau V-20 tableau récapitulatif des pertes (%).....	49
Tableau V-21 Vérification des contraintes	50
Tableau V-22 Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile	55
Tableau V-23 Effort extrême dans le voussoir de clef	55

Tableau V-24 ferrailage passif de VSP.....	56
Tableau V-25 Armature passif de VSC	57
Tableau VI-1 évaluation des réactions sur chaque appareil d'appui	61
Tableau VI-2 évaluation des efforts verticaux maximale sur chaque appareil d'appui	61
Tableau VI-3 dimensionnement en plan des appareils d'appui.....	61
Tableau VI-4 Evaluation des déplacements horizontaux maximales (phase de	62
Tableau VI-5 dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère	63
Tableau VI-6 dimension des frettes	63
Tableau VI-7 dimension des appareils d'appui retenue	64
Tableau VI-8 Evaluation exacte des déplacements horizontaux	64
Tableau VI-9 Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis	65
Tableau VI-10 Implantations et hauteur des piles	65
Tableau VI-11 raideur dynamique longitudinale des appuis	67
Tableau VI-12 Valeur de T1 T2 S pour la composante horizontal	67
Tableau VI-13 Répartition des efforts totaux par appui dans le sens longitudinal	68
Tableau VI-14 Vérification de la résistance à la compression	69
Tableau VI-15 vérification de la torsion selon RPOA.....	71
Tableau VI-16 vérification de non glissement.....	71
Tableau VI-18 dimension de dés d'appui.....	72
Tableau VI-19 ferrailage des dés d'appuis	73
Tableau VII-1 ferraille de pile 2 section creuse (la plus sollicité).....	74
Tableau VII-2 Ferrailage transversal de la pile section creuse	75
Tableau VII-3 Récapitulatif des dimensions des éléments de la culée	76
Tableau VII-4 calcul des coefficients de poussé possible	78
Tableau VII-5 Moment dû à la poussée des terres.....	79
Tableau VII-6 Moment d'une charge locale situé en arrière du MGG	80
Tableau VII-7 recapelait des moments totaux	80
Tableau VII-8:sollicitation sur mur frontal.....	81
Tableau VII-9: les efforts dus au tablier	81
Tableau VII-10 les sollicitations maximales totale.....	81
Tableau VII-11 Le moment maximal en mur en retour	82
Tableau VII-12 les efforts normaux fournis dans chaque pieu.....	84
Tableau VII-13 Abaque de WARNER	86

Tableau VII-14 les sollicitation pur calcul des pieux86

LISTE DES FIGURES :

Figure I-1 obstacle à franchir.....	4
Figure I-2 planimétrie	4
Figure I-3 altimétrie	5
Figure I-4 coupe transversale.....	6
Figure I-5 courbe de température.....	7
Figure I-6 diagramme climatique.....	7
Figure I-7 Carte des zones sismique en Algérie	8
Figure IV-1 modèle de charge UIC71	26
Figure IV-2 modèle de charge SW0/SW2	26
Figure IV-3 pose de la voie ballastée.....	27
Figure V-1 modèle de fléau sur le logiciel Midas Civil.....	32
Figure V-2 Situation temporaire de construction à considérer	33
Figure V-3 Situation accidentelle à considérer.	34
Figure V-4 schéma descriptif de clouage.....	35
Figure V-5 position et enrobage des câbles de fléau	39
Figure V-6 tracé en plan des câbles	40
Figure V-7 tracé en plan des câbles de fléau	40
Figure V-8 tracé en élévation des câbles	41
Figure V-9 tracé en élévation des câbles de fléau.....	41
Figure V-10 modèle globale de tablier sur le logiciel Midas Civil.....	42
Figure V-11 position et enrobage des câbles (continuité principale)	43
Figure V-12 position et enrobage des câbles (continuité droite)	45
Figure V-13 position et enrobage des câbles (travée gauche)	46
Figure V-14 diagramme des contraintes Axe VSP	51
Figure V-15 diagramme des contraintes FIN VS4	51
Figure V-16 section sur clef.....	54
Figure V-17 section sur pile.....	54
Figure V-18 les sections à vérifier	55
Figure V-19 Ferrailage du voussoir sur pile	57
Figure V-20 Ferrailage du voussoir sur clef	58
Figure VI-1 les dimensions d'un appareil d'appui	60

Figure VI-2 dimension de la pile	65
Figure VII-1 Abaques de WALTHER.....	74
Figure VII-2 ferrailage de pile	76
Figure VII-3 dimension de culée	77
Figure VII-4 dimension de culée	77
Figure VII-5 schéma de chargement de mur en routeur	82
Figure VII-6 dimension de la semelle.....	83
Figure VII-7 dimension de la semelle.....	84
Figure VII-8 disposition des armatures longitudinalement (RPOA)	86
Figure VII-9 ferrailage transversale pieu.....	86

LISTE DES ABREVIATIONS

- **AAEF** : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
- **BA** : Béton Armé.
- **BAEL** : Béton armé aux Etats limites.
- **BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.
- **CCP** : Complément des charges permanentes.
- **DA** : Dinar Algérien.
- **ELA** : Etats Limites Accidentelles.
- **ELS** : Etats Limites de Service.
- **ELU** : Etats Limites Ultimes.
- **Ep** : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
- **Es** : Module d'Elasticité de l'acier.
- **fc28** : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
- **fe** : Limite d'Elasticité de l'acier.
- **fpeg** : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
- **fprg** : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
- **ft28** : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
- **HA** : Haute Adhérence. NF : Norme Française.
- **PK** : Point Kilométrique. PP73 : Piles et Palées 1973.
- **RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- **Sae** : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
- **St** : Espacement des armatures Transversales.
- **SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- **VC** : Voussoir à la Clef.
- **VSP** : Voussoir sur Pile.
- **σ_{bc}** : Contrainte de Compression admissible de Béton.
- **σ_{bt}** : Contrainte de Traction admissible de Béton.
- **σ_{Inf}** : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- **σ_s** : Contrainte limite de l'acier.
- **σ_{Sup}** : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- **ΔT** : Variation uniforme de la température
- **$\Delta \theta$** : Gradient thermique.
- **ΔP** : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
- **19T15** : 19 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

Introduction générale

Introduction Générale :

Le Projet de Fin d'Études (PFE) constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur, offrant une opportunité précieuse de mettre en pratique les connaissances théoriques et techniques acquises au cours des cinq années d'études. Ce projet, soigneusement choisi pour être en adéquation avec notre domaine professionnel, vise à nous initier aux défis de la conception et du dimensionnement des ouvrages d'art. Notre intérêt s'est porté sur l'étude et la conception d'un pont ferroviaire, un choix qui s'aligne parfaitement avec les besoins croissants de notre pays en matière d'infrastructures de transport.

Un pont est une structure essentielle permettant de franchir des obstacles naturels ou artificiels tels que des rivières, des routes ou des voies maritimes. Les ponts peuvent être classés en deux grandes catégories : les ponts routiers et les ponts ferroviaires. Le dimensionnement d'un pont est une tâche complexe qui nécessite l'intégration de diverses disciplines de l'ingénierie, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. La conception des ponts est caractérisée par l'interdépendance des éléments structurels, chacun étant soumis à des sollicitations combinées.

Dans le contexte de notre projet, nous devons concilier plusieurs paramètres essentiels, tels que l'économie, la sécurité et l'esthétique, tout en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles spécifiques à chaque site. Ce projet s'inscrit dans une dynamique nationale où la construction d'ouvrages d'art joue un rôle important pour répondre aux besoins socio-économiques du pays.

En somme, ce projet de fin d'études vise non seulement à renforcer notre expertise technique dans le domaine des ponts ferroviaires, mais aussi à contribuer au développement des infrastructures de notre pays, soulignant l'importance stratégique des ouvrages d'art dans le paysage national.

Chapitre I : Présentation de projet

CHAPITRE I Présentation de projet:

I.1 Introduction:

La conception d'un pont doit répondre à plusieurs critères pour assurer son utilité aux usagers. Ces critères se divisent en exigences fonctionnelles, déterminant les caractéristiques nécessaires au pont pour remplir sa fonction de franchissement, et en exigences environnementales, prenant en compte le contexte naturel où l'ouvrage est situé et son impact sur la conception. Ces différentes exigences seront examinées en détail dans le chapitre suivant.

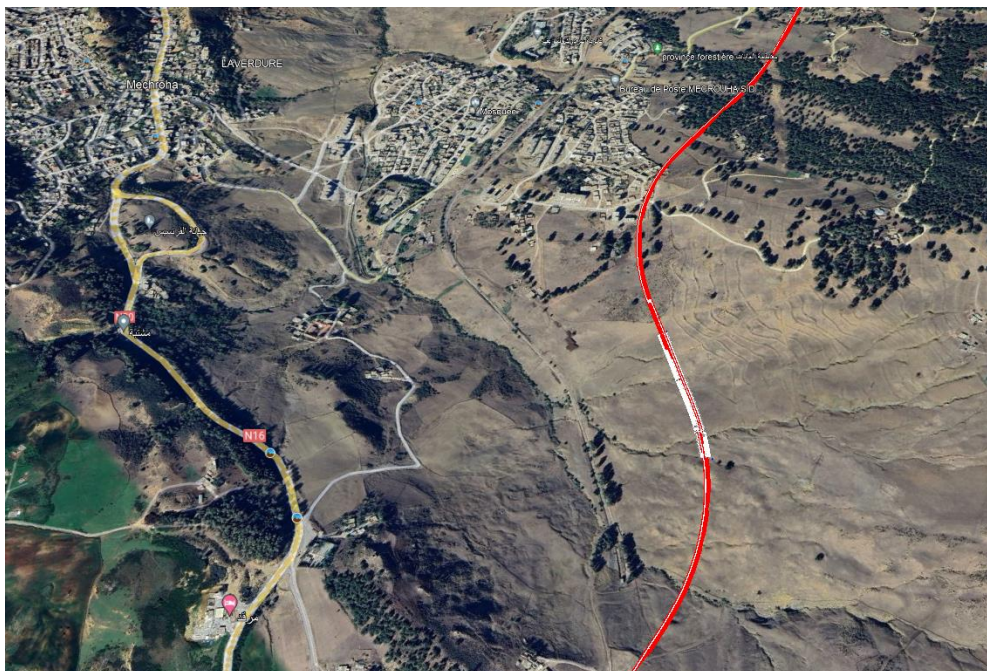
I.2 Présentation de projet :

I.2.1 Objectif de projet :

Notre projet de fin d'études implique la conception et l'étude d'un pont ferroviaire, qui constitue une composante essentielle du vaste programme de modernisation de la ligne minière EST (Annaba / Tébessa), spécifiquement dans le lot N° 06, segment Bouchegouf – Oued Kebrit sur une distance de 130 km. Une fois les travaux terminés, ce projet facilitera le transfert de 10 millions de tonnes de phosphate depuis les gisements de Bjebel Onk et Bled Hedba (Bir Ater) vers l'usine de transformation d'Oued Kebrit (Souk Ahras).

I.2.2 Situation de projet

Le viaduc V54, fait partie de la ligne minière reliant la ville de Bouchegouf à Oued Kebrit du PK 52+550 au PK 129+475. Il se situe de PK119+900 au PK120+200 wilayas de Souk-ahras



I.2.3 L'obstacle à franchir :

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une zone vallonnée avec des cours d'eau au niveau De PK119+941 et PK120+005 et PK120+160

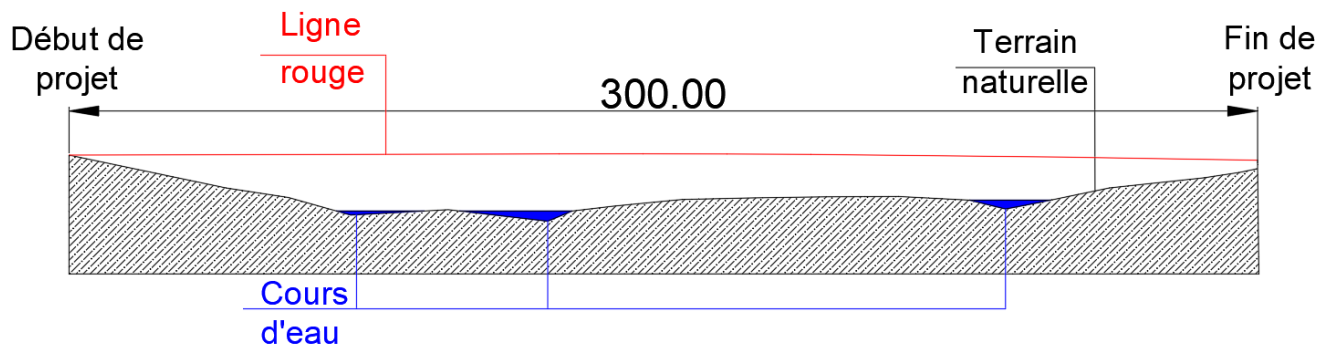


Figure I-1 obstacle à franchir

I.3 Les données de projet:

I.3.1 Les données fonctionnelles :

I.3.1.1 Planimétrie :

L'ouvrage est un pont de longueur de 300 m

- Du PK119+900 (Début de projet) au PK 120+012, alignement L =112 m.
- Du PK120+012 au PK 120+152, Clothoïde L = 140 m.
- Du PK120+152 au PK 120+200 (fin de projet) courbe R=600 m L=48 m.

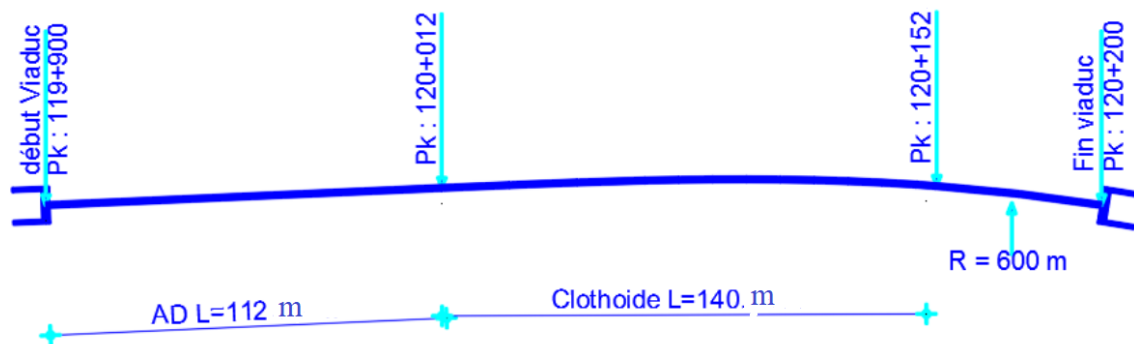


Figure I-2 planimétrie

I.3.1.2 Altimétrie:

Du PK119+900(début de projet) au PK119+993 déclivités de pente 0.387% L=93 m.

Du PK119+993 au PK120+200 (fin de projet) courbe vertical R=10000, L=206.

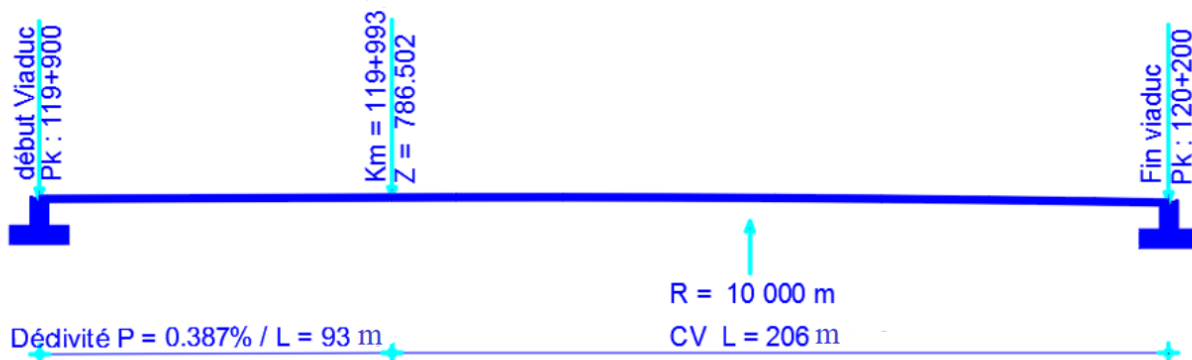


Figure I-3 altimétrie

I.3.1.3 Coupe transversale:

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

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 12.7 m.
- Tablier en toit $\pm 2 \%$ de part et d'autre de l'axe du pont.
- 1 : lit de ballaste d'épaisseur 50 cm.
- 2 : traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- 3 : rails.
- 4 : murette trapézoïdale de surface 0.1 m^2 .
- 5 : support caténaire espacé de 60 m.
- 6 : caniveau de hauteur 30 cm.
- 7 : garde-corps de hauteur 95 cm.
- 8 : corniche.
- 9 : étanchéité.
- 10 : la chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- 11 : système évacuation d'eau.

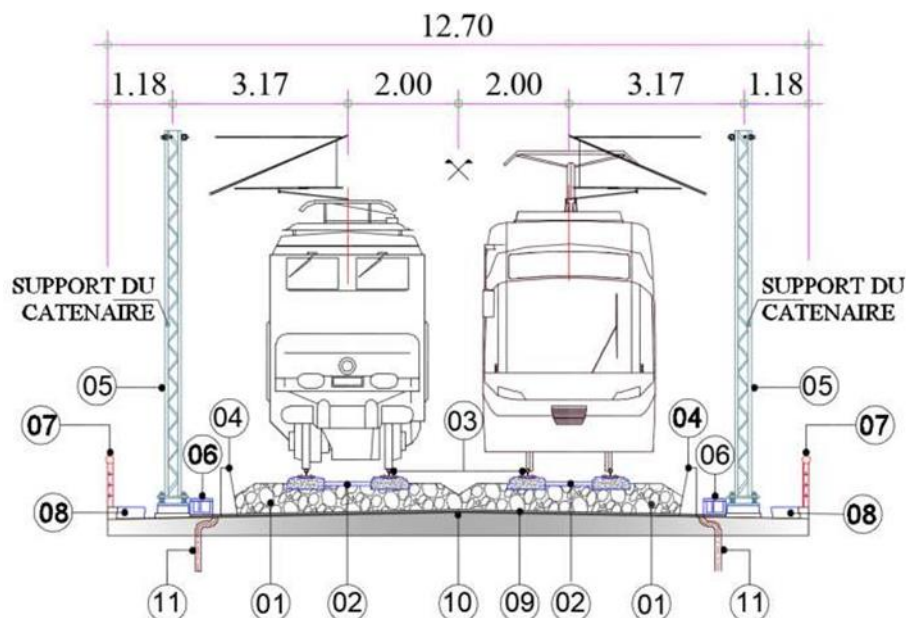


Figure I-4 coupe transversale

I.3.2 Les données naturelles :

I.3.2.1 Topographie de site:

L'analyse du levé topographique et la visite du site effectuée, nous a permis de juger que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.3.2.2 Le vent:

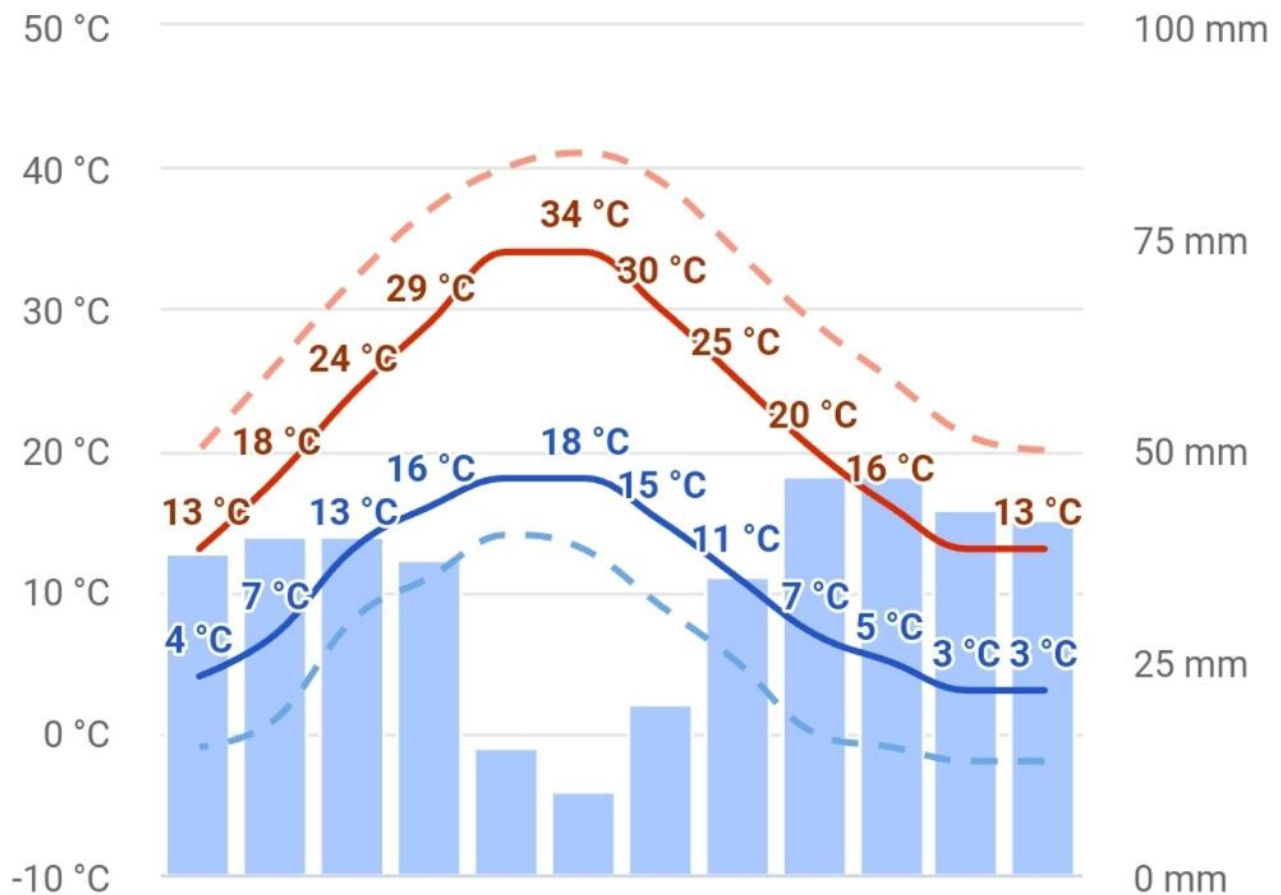
La vitesse horaire moyenne du vent à Souk-Ahras est principalement constante, ne dépasse pas les 15 kilomètres par heure.

Pour référence, le 1 février, le jour le plus venteux de l'année, la vitesse quotidienne moyenne du vent est 14.9 kilomètres par heure, tandis que le 28 août, le jour le plus calme de l'année, la vitesse quotidienne moyenne du vent est 10.7 kilomètres par heure.

I.3.2.3 Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des Constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

Wilaya de Souk-Ahras au mois de juillet, la température moyenne est de 27.8° C. Juillet est donc fait le mois le plus chaud de l'année. Février est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 8° C à cette période



I.3.2.4 Pluviométrie:

Des précipitations moyennes de 8.7 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En avril, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 97.8 mm.

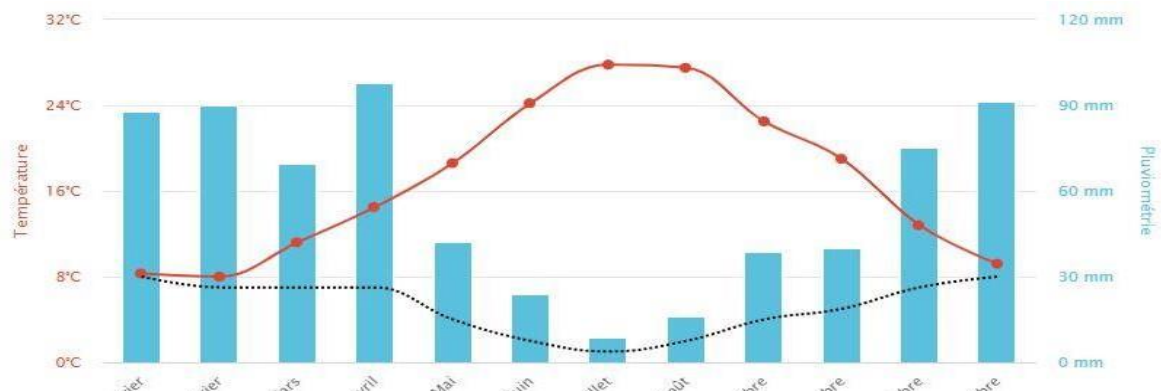


Figure I-5 courbe de température

Figure I-6 diagramme climatique

I.3.2.5 Géotechnique:

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le type de fondation.

Le sol a été classifié d'après la pression limite et le module pressiométrique tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2

I.3.2.6 Sismicité du site

En se basant sur R.P.O.A.2008, la wilaya de Souk-Ahras est classée dans une zone de faible sismicité Zone I, et l'objet de la présente étude, réalisation d'un ouvrage d'art appartient au groupe 1 (pont stratégique) le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement de l'édifice sera $A = 0.15$.

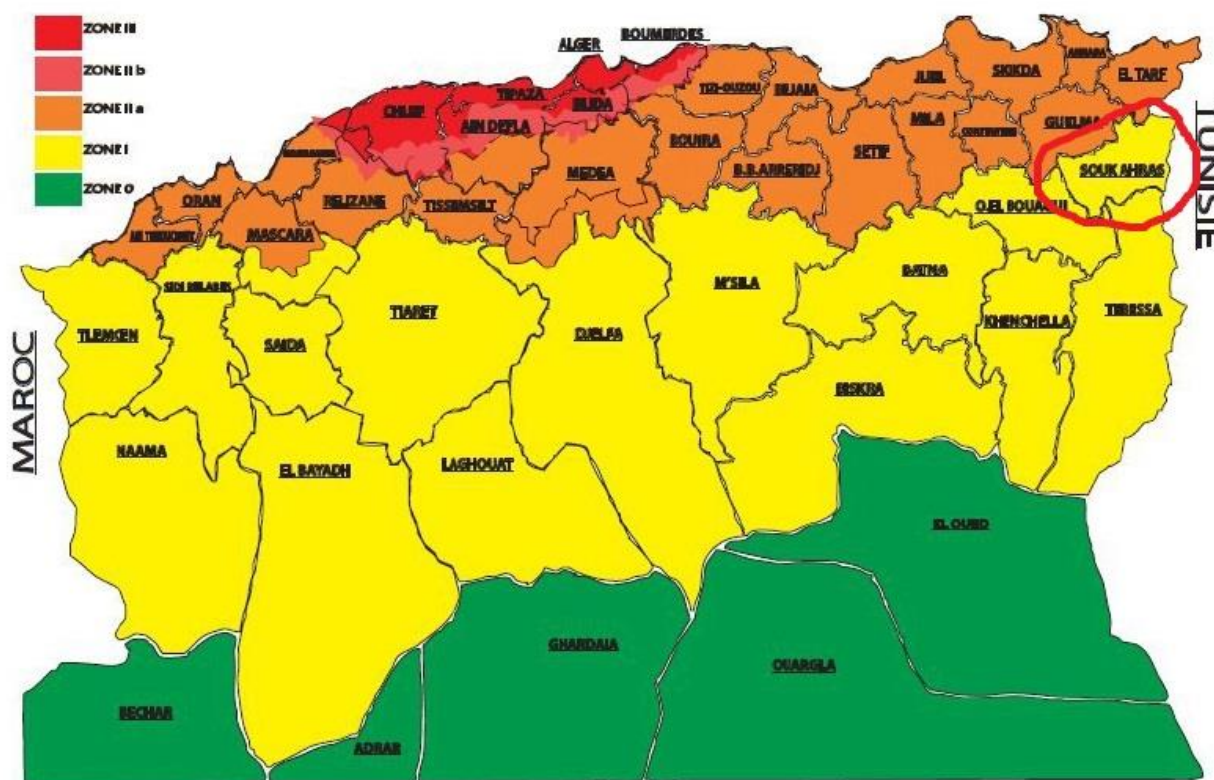


Figure I-7 Carte des zones sismique en Algérie

I.3.2.7 Conclusion

Le viaduc sert à franchir un obstacle naturel, dans ce chapitre nous avons présenté la situation géographique du projet, les données naturelles en particulier la coupe lithologique du site, ainsi que les données relatives au tracé ferroviaire à savoir : le profil en long, tracé en plan et le profil en travers. Afin de pouvoir proposer par la suite les variantes les mieux adaptées au site.

Chapitre II : Conception Générale

CHAPITRE II Conception Générale

II.1 Introduction:

La conception des ponts repose sur une compréhension approfondie des principes d'ingénierie structurelle, des matériaux de construction, des conditions environnementales et des besoins fonctionnels des utilisateurs. Dans ce chapitre, nous examinerons les différents types de ponts, ainsi que les considérations clés lors de leur conception, notamment les aspects économiques, techniques et esthétiques. La conception des ponts est un processus complexe et créatif qui nécessite une analyse multicritère pour garantir le choix de la bonne conception.

Pour cela, on définit dans ce chapitre des variantes de pont, qui s'imposeront selon des critères Bien précis on cite :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, le gabarit)
- La nature de l'obstacle à franchir et l'implantation des appuis.
- Techniques et moyens de réalisation

II.2 Démarche de choix de variante :

Pour limiter nos options, il est nécessaire d'effectuer une synthèse des différentes portées de ponts disponibles en fonction des méthodes de construction et des matériaux utilisée.

Type de l'ouvrage		La gamme de porter
	Pont dalle armé (PSIDA)	7 à 15 m
PSIDP	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à 110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 200 m
Pont suspendu		Plus de 200 m

Tableau II-1 Tableau récapitulatif de la gamme de portée

II.2.1 Longueur de l'ouvrage :

La longueur du pont est déterminée par les contraintes du site d'implantation, ainsi que par la conception des remblais d'accès et des appuis aux extrémités (la hauteur typique du remblai varie généralement entre 6 et 8 m selon les directives du document SETRA). En suivant les recommandations de conception pour les culées, et en tenant compte des aspects économiques et esthétiques, on fixe la position des extrémités du pont là où le terrain naturel rencontre le remblai, avec une hauteur de remblai d'environ 6 mètres. Cela nous conduit à une longueur totale de l'ouvrage estimée à 300 mètres.

II.3 Présentation et choix de variante :

II.3.1 VARIANTE 01 : Pont a poutre isostatique par post tension

II.3.1.1 Implantation des Appuis:

On propose dans cette variante un pont de 10 travées isostatiques à poutres précontrainte 8 poutres principale de 32 m et 2 poutres de 27.5 m pour les travées de rive

II.3.1.2 Conception transversal:

Notre tablier présente une largeur de 12.7 m, repose sur 9 poutres de 1.6 m de hauteur, avec un espacement de 1.4 m entre elle, solidarisées par une dalle de 20 cm d'épaisseur. Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit.

Tableau II-2 prédimensionnement de la variante 1

Eléments	Ration usuel	Valeur retenu (cm)
Largeur totale	-	1 270
Longueur de la poutre	-	3200
Hauteur de la poutre + dalle	$L/20 < H_p < L/16$	180
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	20
Entraxe des poutres	$1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	140
Nombre des poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	9
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre : $b \geq 0.6 \times H_p$	110
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	13
La largeur du talon	$L_t = (1 \times L^2) / \sqrt{(H_t / K)} / N$ Avec : $1\ 100 < K < 1\ 300$	60
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	-	30
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	-	60
Entretoise d'about	-	35×150

II.3.2 VARIANTE 02 :

II.3.3 Pont caisson en béton précontraint à hauteur constant :

II.3.3.1 Conception longitudinal:

La conception longitudinale de cette variante est caractérisée par la projection d'un Pont caisson en béton précontraint hyperstatique de hauteur constante, constitué de quatre travées principales de 62 m et deux travées de rives de 26 m.

II.3.3.2 Conception transversal:

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

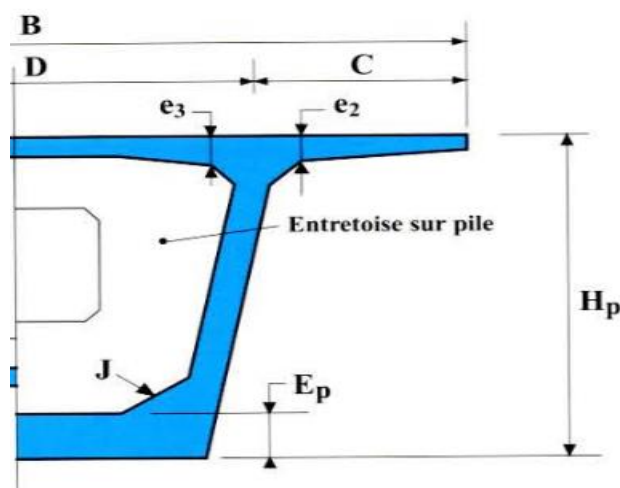


Tableau II-3 prédimensionnement de la variante 2

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur de voussoir	$\frac{L}{16} \leq h_p \leq \frac{L}{13}$	450
Largeur du voussoir	B	1270
C	B/4	317.5
D	B - 2C	635
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	30
e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	45
e ₃	$e_3 \geq e_2 - 0.1\text{m}$ $e_3 \geq 1.4 e_4$	45
Ep	-	50
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	30
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	25 %
E _a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	50
E _c	$E_c \geq 1/3 E_p$	25
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°

II.3.4 VARIANTE 03 : Pont caisson en béton précontraint à hauteur variable :

II.3.4.1 Implantation des Appuis:

La conception longitudinale de cette variante est caractérisée par la projection d'un pont de deux travées principales de 90 m, deux travées de rives de 60 m.

II.3.4.2 Conception transversal:

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

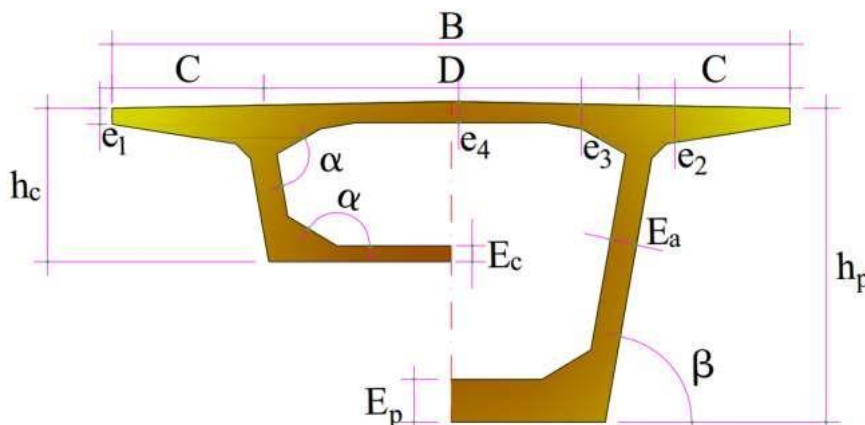


Figure III.2 – Notation des dimensions.

Tableau II-4 prédimensionnement de la variante 3

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur sur pile	$\frac{L}{25} \leq h_p \leq \frac{L}{20}$	550
Hauteur sur clef	$\frac{L}{25} \leq h_c \leq \frac{L}{20}$	300
Largeur du voussoir	B	1270
C	B/4	317.5
D	B - 2C	635
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	30
e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	45
e ₃	$e_3 \geq e_2 - 0.1m$ $e_3 \geq 1.4 e_4$	40
Ep	-	50
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	25 %
Ea	$E_a \geq 0.26 + L/500$	50
Ec	$E_c \geq 1/3 E_p$	30
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°

II.4 Analyse multicritère:

Pour choisir la variante optimale pour notre projet de pont ferroviaire, nous allons comparer trois types de variantes : la variante à poutre, la variante à voussoir à hauteur variable et la variante à voussoir à hauteur constante. Nous utiliserons les critères suivants pour notre analyse multicritère : coût, esthétique, nombre d'appuis, et capacité à franchir de longues distances.

Tableau II-5 avantage et inconvénient des 3 variantes

	Avantage	Inconvénient
Variante 1	- Facilité d'exécution. - La rapidité d'exécution des travaux. - Entretien de la voie minime. - Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	- Limité en termes de longueur de Franchissement. - La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage - Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. - La nécessité d'un entretien fréquent, notamment au niveau des joints de chaussée
Variante 2	- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges, et des vallées très profondes ou accidentées. - Souplesses d'exécution liées a la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique important.	- Le poids est très important (tablier assez épaisse). - L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise entension des câbles de précontraintes - Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme) - Longueur des travées est limites à 70.
Variante 3	- La variation de la hauteur de tablier minimise le poids propre. - Une travée longue minimise le nombre d'appuis. - La facilité de franchir en courbe.	- Un coffrage spécifique est nécessaire pour chaque voussoir - Nécessite une main d'œuvre qualifier

II.4.1 Devis quantitative estimative :

II.4.1.1 Variante 1 pont a poutre isostatique:

	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2760	55 000.00 DZD	151 800 000.00 DZD
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	8280	2 500.00 DZD	20 700 000.00 DZD
Essais d'auscultation sonique	U	138	16 000.00 DZD	2 208 000.00 DZD
Recepape des pieux	U	138	3 700.00 DZD	510 600.00 DZD

Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	1 520 000.00 DZD	3 040 000.00 DZD
				178 258 600.00 DZD

Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	100	11 000.00 DZD	1 100 000.00 DZD
Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	4400	30 000.00 DZD	132 000 000.00 DZD
Béton RN 27 pour piles	M3	1008	30 000.00 DZD	30 240 000.00 DZD
Béton RN 27 pour culées	M3	280	30 000.00 DZD	8 400 000.00 DZD
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	2470	40 000.00 DZD	98 800 000.00 DZD
				270 540 000.00 DZD

Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	740	106 000.00 DZD	78 440 000.00 DZD
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	440	106 000.00 DZD	46 640 000.00 DZD
Acier de précontrainte par posttension pour les poutres	T	80	450 000.00 DZD	36 000 000.00 DZD
				161 080 000.00 DZD

Forfait étude et installation de chantier + transport des poutres	62 000 000.00 DZD
---	-------------------

Total hors taxes	671 878 600.00 DZD
TVA 19%	127 656 934.00 DZD
Total en TTC	799 535 534.00 DZD

II.4.1.2 Variante 2 Pont voussoir à hauteur constant:

	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1800	55 000.00 DZD	99 000 000.00 DZD
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	5400	2 500.00 DZD	13 500 000.00 DZD
Essais d'auscultation sonique	U	90	16 000.00 DZD	1 440 000.00 DZD
Recepape des pieux	U	90	3 700.00 DZD	333 000.00 DZD
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	1 520 000.00 DZD	3 040 000.00 DZD
				117 313 000.00 DZD

Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	80	11 000.00 DZD	880 000.00 DZD
Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2800	30 000.00 DZD	84 000 000.00 DZD
Béton RN 27 pour piles	M3	560	30 000.00 DZD	16 800 000.00 DZD

Béton RN 27 pour culées	M3	280	30 000.00 DZD	8 400 000.00 DZD
Béton RN 40 pour poutres en béton précontraint préfabriquées	M3	2930	40 000.00 DZD	117 200 000.00 DZD
				227 280 000.00 DZD

Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	475	106 000.00 DZD	50 350 000.00 DZD
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	650	106 000.00 DZD	68 900 000.00 DZD
Acier de précontrainte par posttension pour les voussoirs	T	130	450 000.00 DZD	58 500 000.00 DZD
Acier de précontrainte de clouage	T	20	450 000.00 DZD	9 000 000.00 DZD
				186 750 000.00 DZD

Forfait étude et installation de chantier + transport des poutres	75 000 000.00 DZD
---	-------------------

Total hors taxes	606 343 000.00 DZD
TVA 19%	115 205 170.00 DZD
Total en TTC	721 548 170.00 DZD

II.4.1.3 Variante 3 Pont voussoir a hauteur variable:

	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1320	55 000.00 DZD	72 600 000.00 DZD
Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	3960	2 500.00 DZD	9 900 000.00 DZD
Essais d'auscultation sonique	U	66	16 000.00 DZD	1 056 000.00 DZD
Recepape des pieux	U	66	3 700.00 DZD	244 200.00 DZD
Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	1 520 000.00 DZD	3 040 000.00 DZD
				86 840 200.00 DZD

Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	50	11 000.00 DZD	550 000.00 DZD
Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	2000	30 000.00 DZD	60 000 000.00 DZD
Béton RN 27 pour piles	M3	336	30 000.00 DZD	10 080 000.00 DZD
Béton RN 27 pour culées	M3	280	30 000.00 DZD	8 400 000.00 DZD
Béton RN 40 pour poutres en béton précontraint préfabriquées	M3	3300	40 000.00 DZD	132 000 000.00 DZD
				211 030 000.00 DZD

Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	340	106 000.00 DZD	36 040 000.00 DZD
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	726	106 000.00 DZD	76 956 000.00 DZD
Acier de précontrainte par posttension pour les voussoirs	T	150	450 000.00 DZD	67 500 000.00 DZD

Acier de précontrainte de clouage	T	20	450 000.00 DZD	9 000 000.00 DZD
				189 496 000.00 DZD
Forfait étude et installation de chantier + transport des poutres				80 000 000.00 DZD

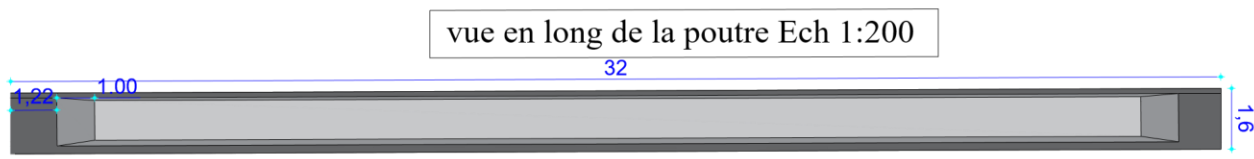
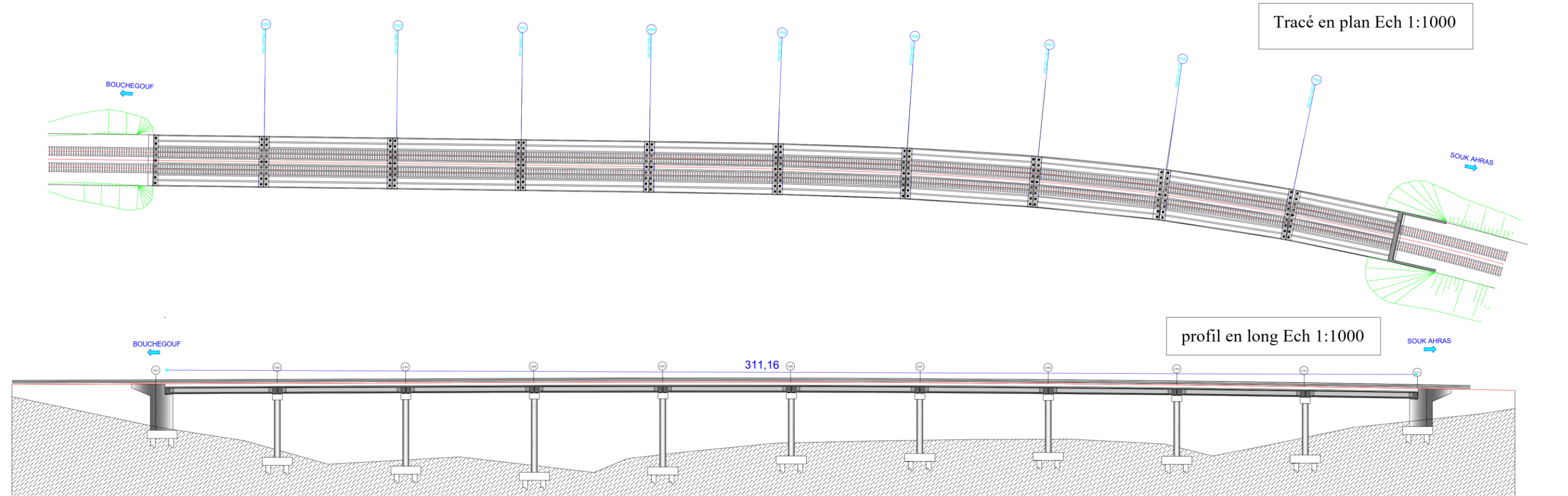
Total hors taxes	567 366 200.00 DZD
TVA 19%	107 799 578.00 DZD
Total en TTC	675 165 778.00 DZD

II.4.2 Analyse des variants :

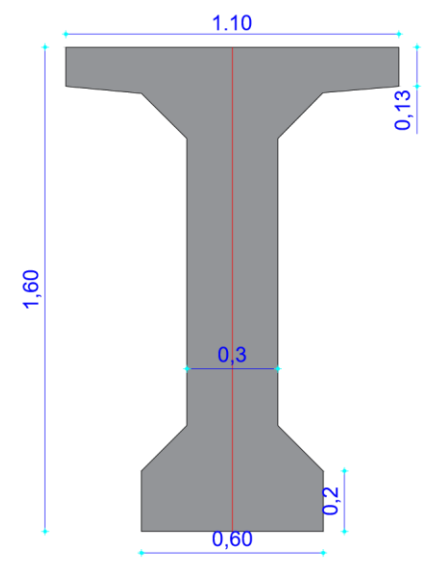
Critère	Variante à poutre	Voussoir à hauteur constante	Voussoir à hauteur variable
Coût	Bas coût initial, mais élevé globalement en raison du nombre d'appuis	Modéré	Élevé initialement, mais réduit globalement
Esthétique	Faible	Bonne	Excellente
Nombre d'appuis	Nombre élevé	Modéré	Faible
Franchissement	Limité	Bon	Excellent

II.4.3 Conclusion

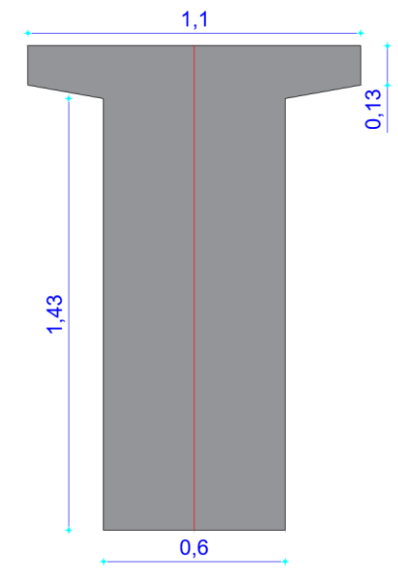
En fonction des critères analysés, la **variante à voussoir à hauteur variable** apparaît comme la solution la plus avantageuse globalement. Malgré un coût initial potentiellement plus élevé, elle offre des avantages significatifs en réduisant le nombre d'appuis nécessaires, ce qui diminue le coût total de l'ouvrage sur le long terme. De plus, cette variante excelle sur le plan esthétique, en particulier pour des tracés courbes, grâce à son design fluide et épuré. Sa capacité à franchir de très longues distances sans appuis intermédiaires fréquents en fait une option techniquement supérieure et plus durable. Ainsi, choisir la variante à voussoir à hauteur variable permet de concilier performance technique, économie à long terme et valorisation esthétique de l'ouvrage.



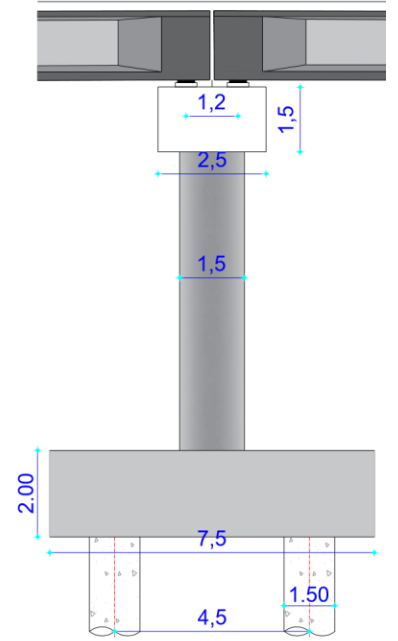
section médiane Ech 1:25



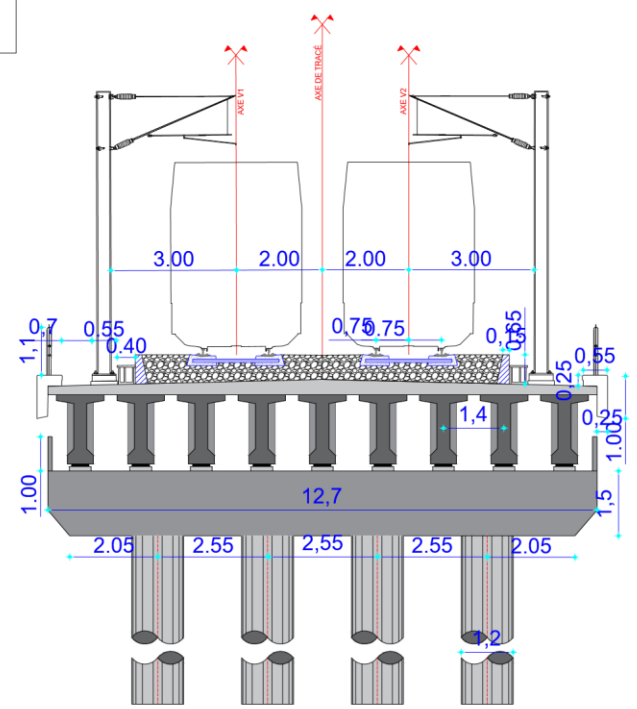
section d'about Ech 1:25



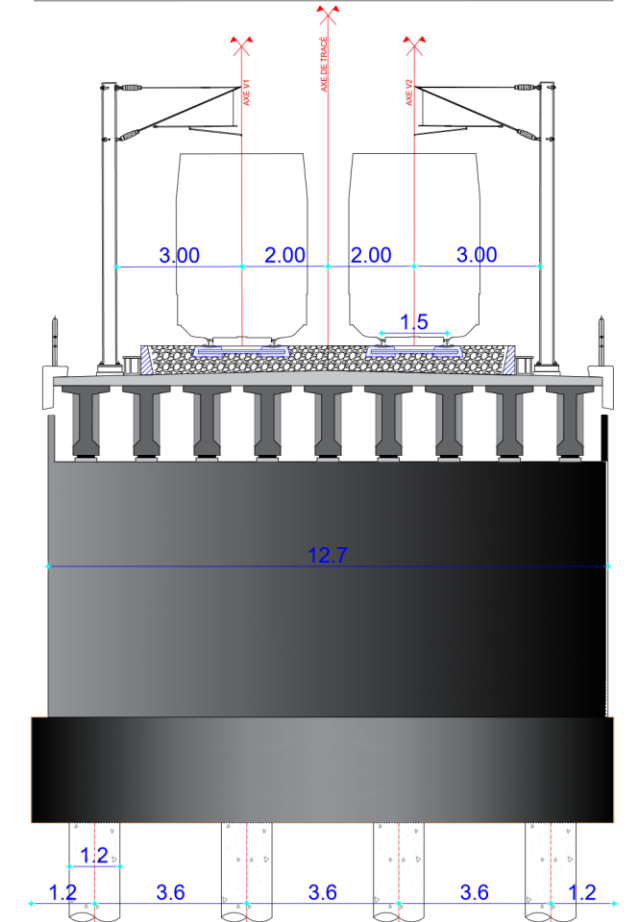
Coup longitudinale pile Ech 1:175



Coup transversale sur pile Ech 1:175



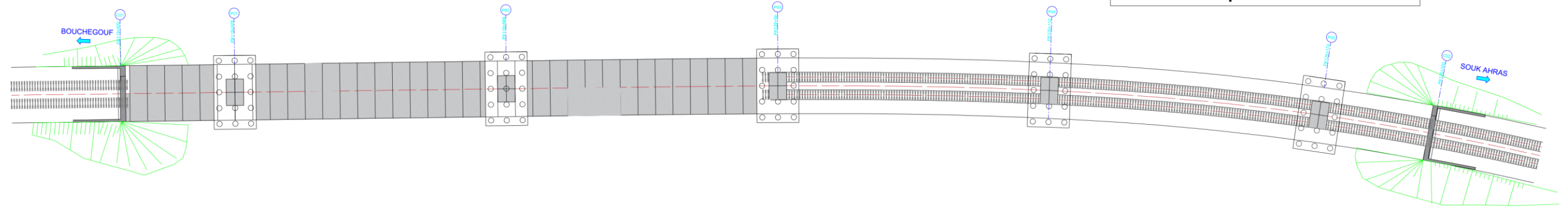
Coup transversale sur culée Ech 1:175



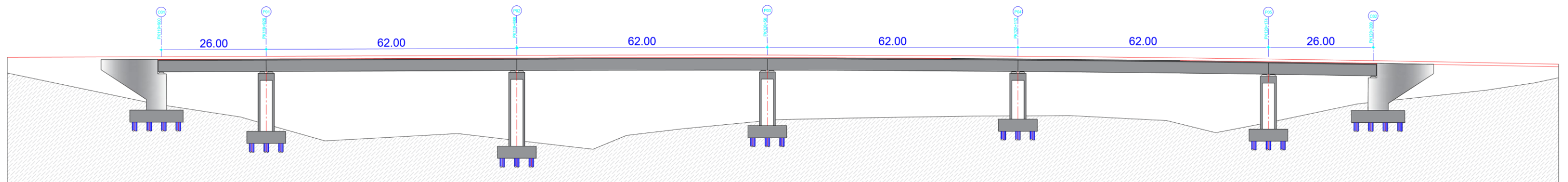
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et Etude d'un viaduc ferroviaire du PK 119+900 au PK 120+200 BOUCHEGOU SOUKAHRAS	Y.AZAIZ A.SOULEGAL EM	BOUZIANE MESSAOUD	VOIR PLAN	variante 01	2023 / 2024

Tracer en plan ECH 1:1000



Profil en long ECH 1:1000

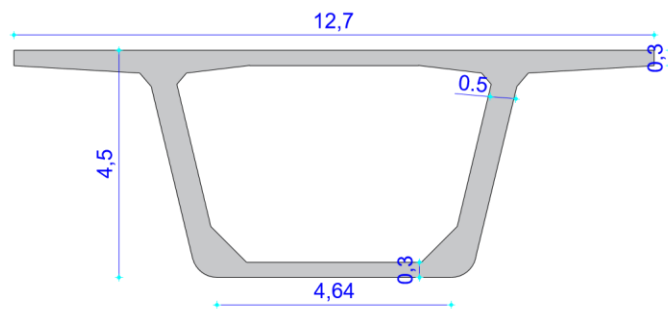


Coupe longitudinale sur Pile ECH 1:200

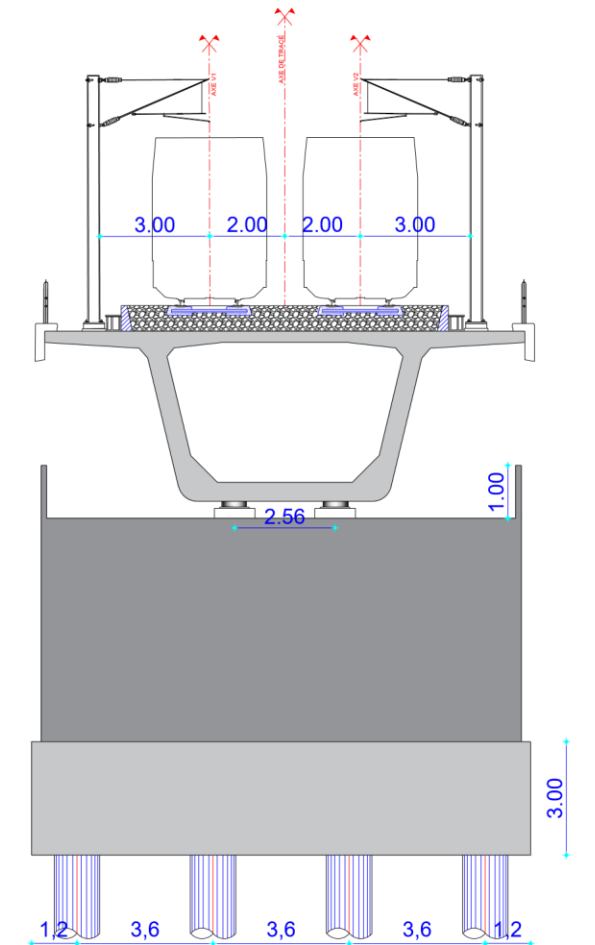
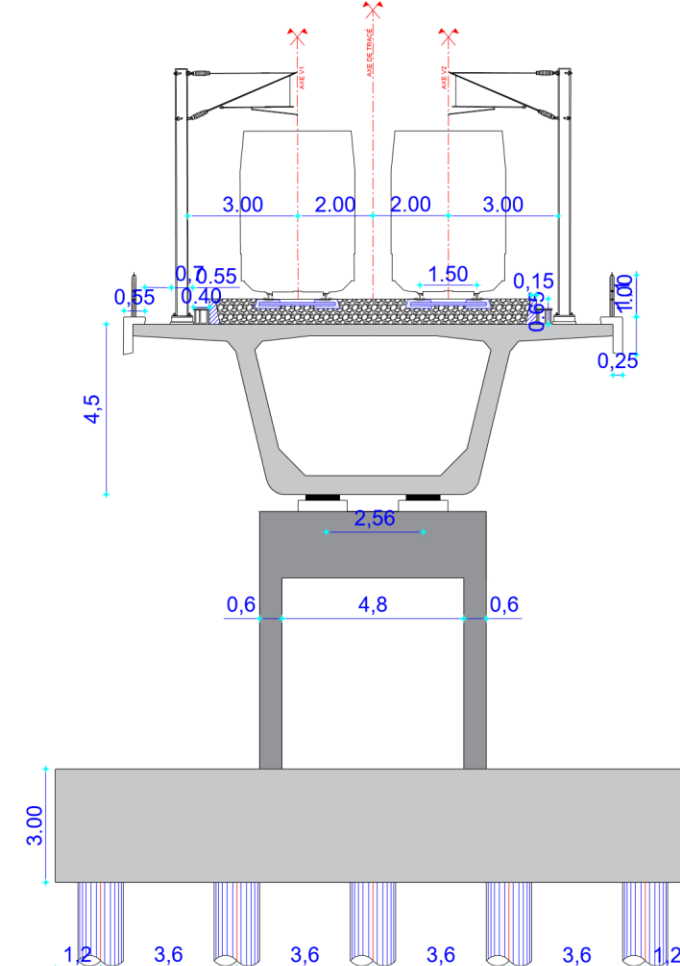
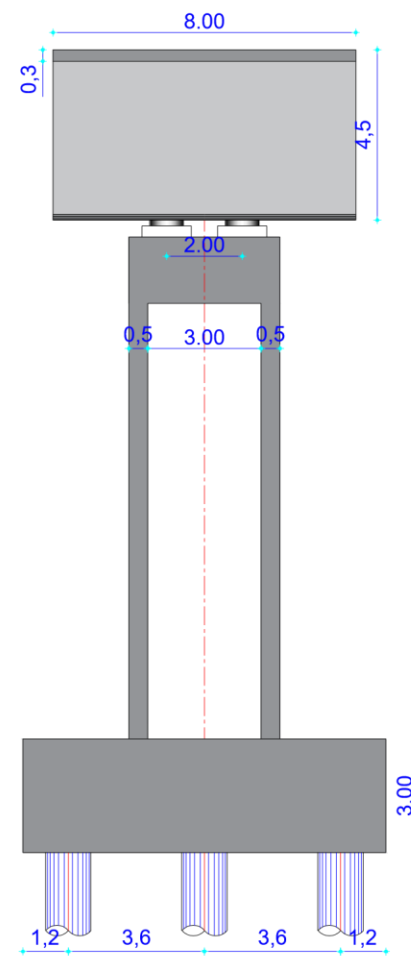
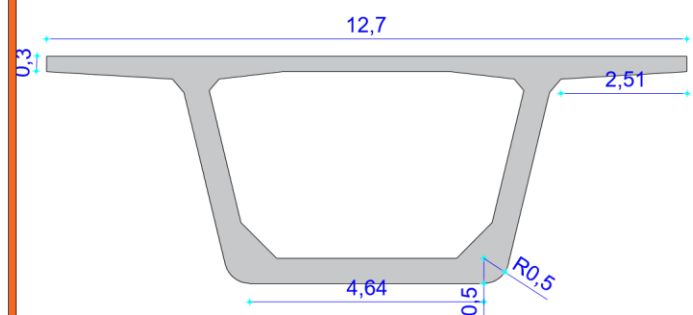
Coupe transversal sur Pile ECH 1:200

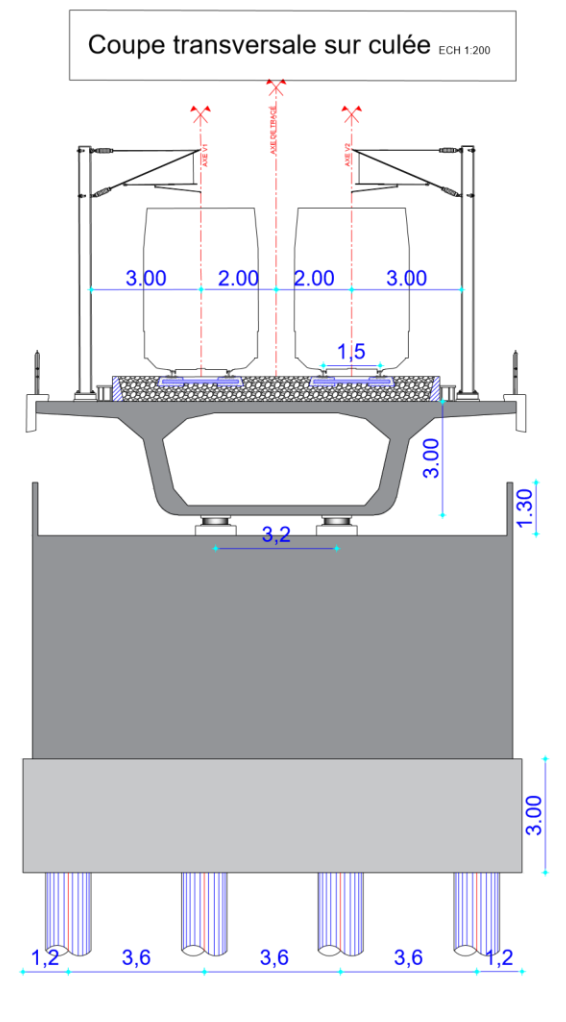
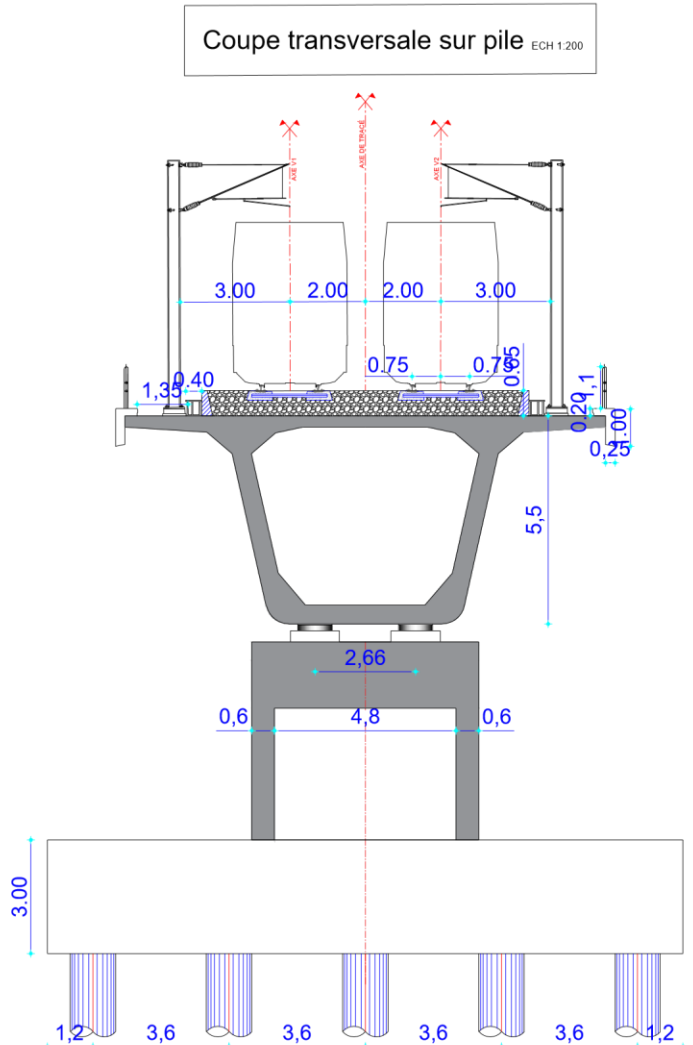
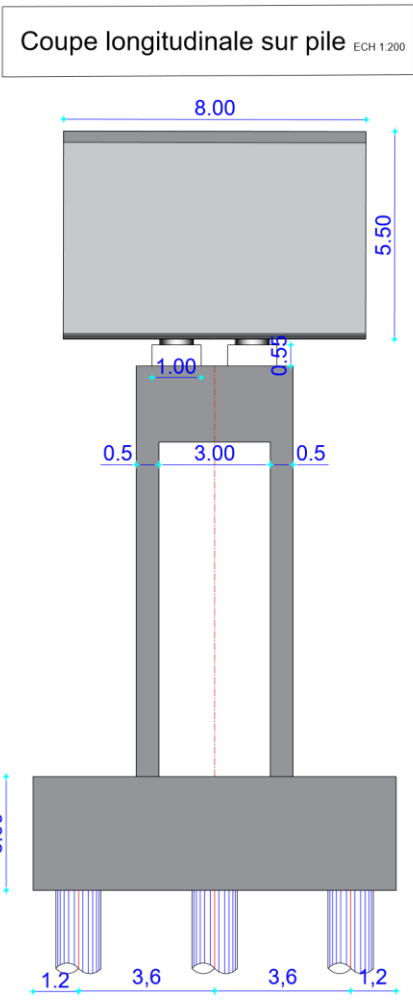
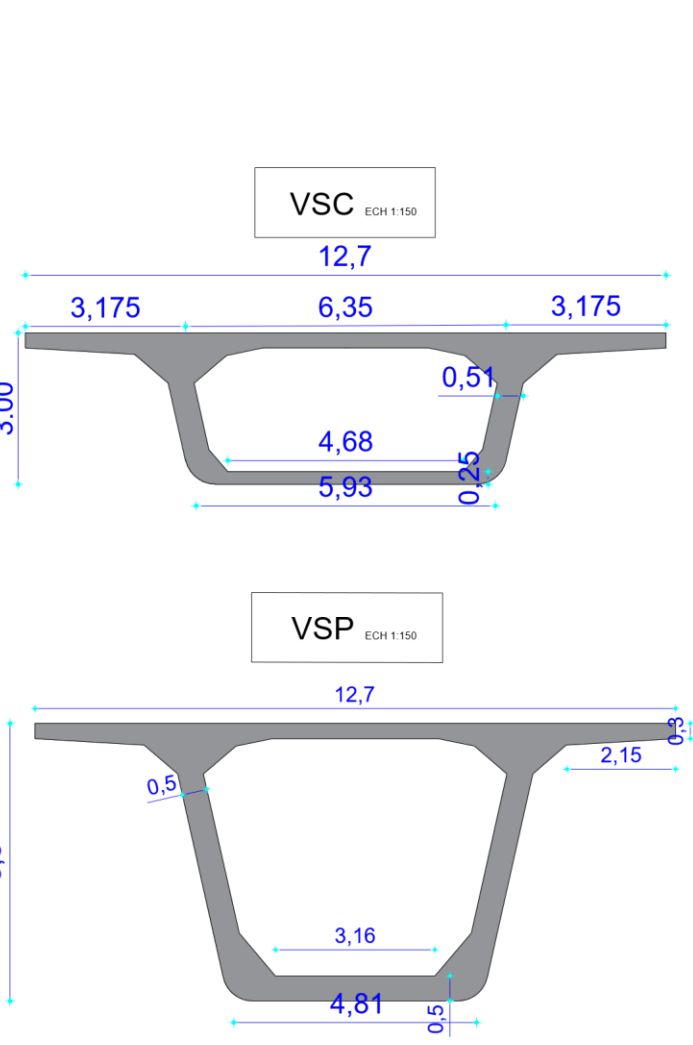
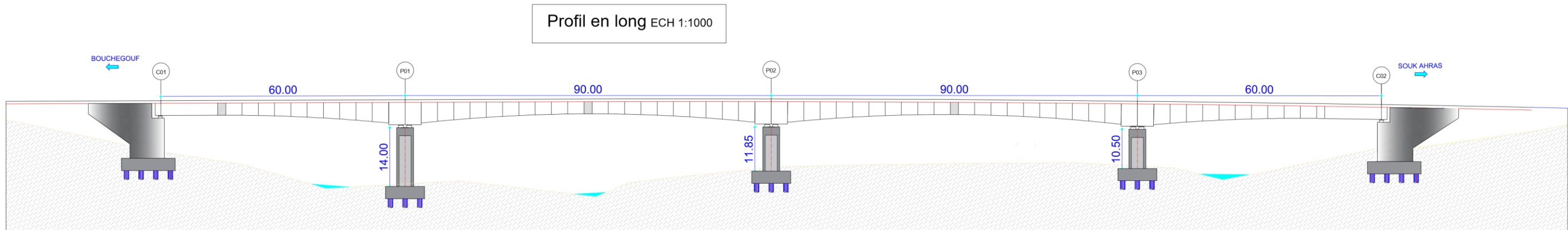
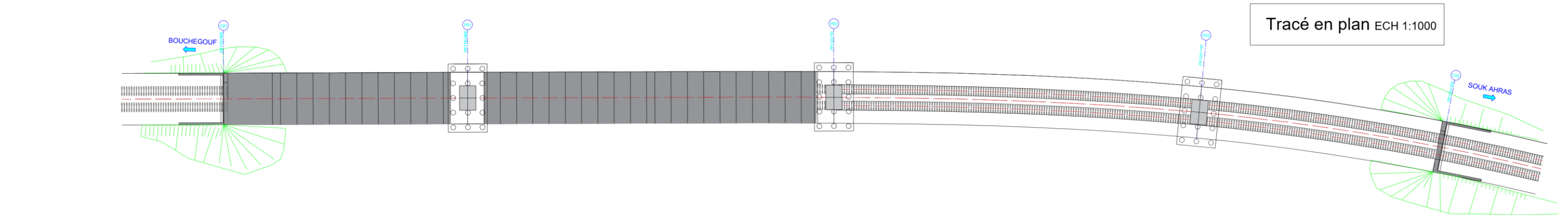
Coupe transversal sur culée ECH 1:200

VSC ECH 1:150



VSP ECH 1:150





Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conceptin et étude d'un viaduc ferroviaire du PK 119+900 au PK 120+200 BOUCHEGOUF_SOUKAHRAS	Y.AZAIZ A.SOUFGHALEM	Mr.BOUZIANE MEGACI	VOIR PLAN	VARIANTE 03	2023 / 2024

Chapitre III :

Analyse des charge et hypothèse de calcul

CHAPITRE III Analyse des charge et hypothèse de calcul :

III.1 Introduction:

Au présent de ce chapitre, on va présenter les charges et les hypothèses de calcul définis par les normes et les règlements applicables dans le domaine des ouvrages d'art, afin d'assurer le fonctionnement du pont sous l'effet de différentes actions (naturel, fonctionnel) de telle sorte doit être capable de résister tout le long de sa durée de service et en phase de construction.

III.2 Caractéristique des matériaux utilisé :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de pont. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.2.1 Béton :

	Superstructure	Infrastructure
Class de béton	40/50	30/35
Dosage en ciment(kg/m^3)	450	350
Type de ciment	CPJ	CPJ

NB : la densité du béton armé est de 25 kN/m^3

III.3 Armature:

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

Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.

Les aciers actifs : pour la précontrainte.

III.3.1 Les armature passive :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500.

La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Module de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$.

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont :

De 12 ml pour les barres droites.

III.3.2 Les armatures active :

On prendra des câbles 19T15 classe III TBR (très base relaxation)

Résistance : 7 – 1770 – TBR selon norme NFR

Diamètre nominale : 15.7 mm

Section transversale : 150 mm^2

La charge garantie de rupture d'un toron = 265 KN

La limite conventionnelle d'élasticité a 1%

$f_{peg} = 236 \text{ KN}$

La tension a l'origine $P_0 = \min(0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$

$P_0 = \min(212, 212.40) = 212 \text{ KN}$

Pour un toron 19T15 $P_0 = 2544 \text{ KN}$

On prend pour les calculs $P_0 = 2500 \text{ KN}$

En estimant les pertes à 25% on prendra = 1875 KN.

III.4 Les contraintes admissibles:

III.4.1 Béton :

III.4.1.1 Compression de béton:

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	31.48	23.29
		$\gamma_b = 1.15$	41.06	20.38
ELS	f_{bc} / σ_{bc} (MPa)		30.00	21.00

III.4.1.2 Flexion de béton:

Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) : $E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

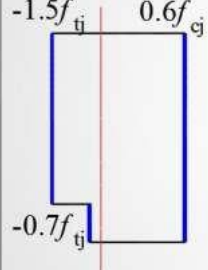
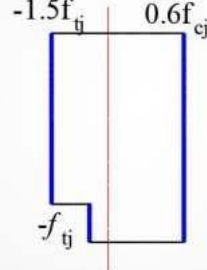
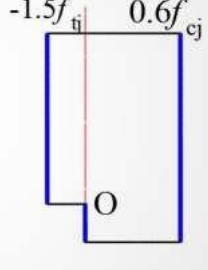
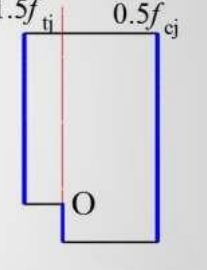
III.4.2 Armature :

III.4.2.1 Contrainte limite de traction des acier passive :

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Super	Infr
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{n} \times f_{tj}\} ; n = 1.6$		250	250
T. Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n} \times f_{tj}\} ; n = 1.6$		200	200

III.4.2.2 Class de justification de la précontrainte :

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

Classe	Exécution	Service		
<u>Classe II</u>		<u>Rares</u>	<u>Fréquente</u>	<u>Quasi perm</u>
				

Chapitre IV : Charge et surcharge

CHAPITRE IV Charge et surcharge:

IV.1 Action Permanente:

IV.1.1 Actions directes :

IV.1.1.1 Poids propre

N° Vrs	S(x)	L(m)	V(m ³)	P(kN)
Vsp	13.04	8	104.32	2 608.00
V1	12.46	4	49.84	1 246.00
V2	12.13	4	48.52	1 213.00
V3	11.98	4	47.92	1 198.00
V4	11.38	4	45.52	1 138.00
V5	11.03	4	44.12	1 103.00
V6	10.71	4	42.84	1 071.00
V7	10.43	4	41.72	1 043.00
V8	10.17	4	40.68	1 017.00
V9	9.95	4	39.8	995.00
V10	9.76	4	39.04	976.00
Vc	9.36	2	18.72	468.00
Poids d'un demi-fléau				12 538.00

IV.1.1.2 Complément des charges permanentes

Elément	Chagres	Poids total (kN/ml)
1. Ballast	20 kN/m ³	75.90
2. Traverses bi-blocs	4.2 kN/ml	8.4
3. Rails	0.6 kN/ml	2.4
4. Murette	4.63 kN/ml	9.26
5. Support catenaries+ catenaries	0.034 kN/m	0.068
6. Caniveau	1.23 kN/ml	2.46
7. Garde-corps	0.34 kN/ml	0.68
8. Corniche	3.53 kN/ml	7.06
9. Étanchéité	0.88 kN/m ²	7.4
10. La chape de béton	0.84 kN/m ²	10.66
Somme CCP		124.288

IV.1.2 Actions indirectes :

- Retrait et fluage
- Précontrainte

IV.1.3 Action thermique :

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de $\pm 35^\circ$ C autour de la température d'origine prise égale à 10° C.

IV.1.4 Action verticale :

Généralement il existe 4 schémas de charges LM71, SW/0, SW/2 et Train à vide et trois chargements verticaux fondamentaux : LM71 + SW/0, SW/2 et Train à vide.

IV.1.4.1 Modèle de charges UIC 71

Le modèle de charges 71 représente l'effet dynamique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

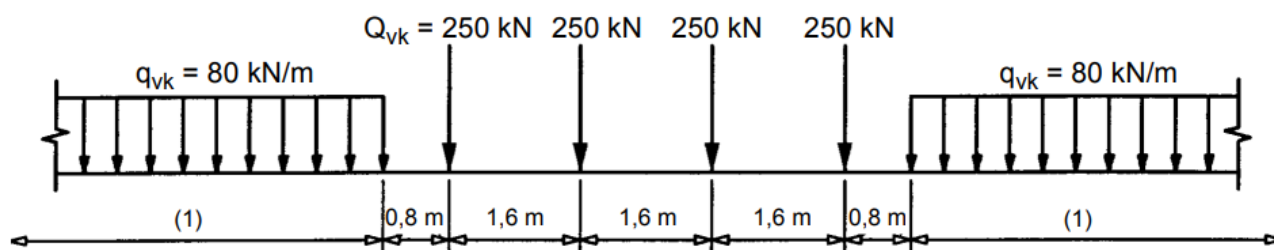


Figure IV-1 modèle de charge UIC71

IV.1.4.2 Modèle de charges SW/0 et SW/2

Les valeurs caractéristiques indiquées dans (Tableau suivant) sont multipliées par un coefficient α sur les lignes acheminant un trafic plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal.

Note : le commettant doit spécifier la valeur de α à utiliser. Sur les lignes internationales il est recommandé de choisir $\alpha \geq 1$.

Les actions énumérées ci-dessous doivent être multipliées par le même coefficient α :

- Chargement vertical équivalent pour les remblais et effets de poussées de terre,
- Forces centrifuges,
- Effort de lacet (multiplié par α uniquement si $\alpha \geq 1$),
- Forces de traction et de freinage,
- Réponse combinée de la structure et de la voie aux actions variables,
- Actions de déraillement pour situations de calcul accidentelles,
- Modèle de charges SW/0 pour les ponts à travée continue.

Modèle de charges	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

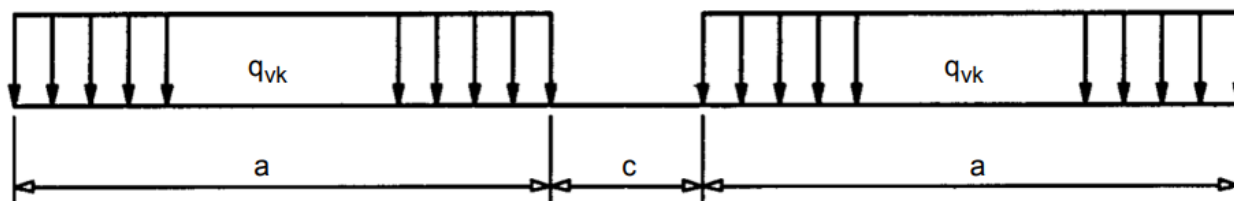


Figure IV-2 modèle de charge SW0/SW2

IV.1.4.3 Modèle de charges "Train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10,0 kN/ms

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (Ces schémas ne devant pas être fractionnés. Les effets de déchargement doivent être pris en compte).

IV.1.4.4 Pose de voie ballastée :

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 kN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur $a_2 = 0.30 + e/2$.

La charge sur la bande est uniforme et égale à : $P = 250 / 1.6 \times 2 \times a_2$

Avec :

$e = 0.7$ m, donc $a_2 = 0.65$ m.

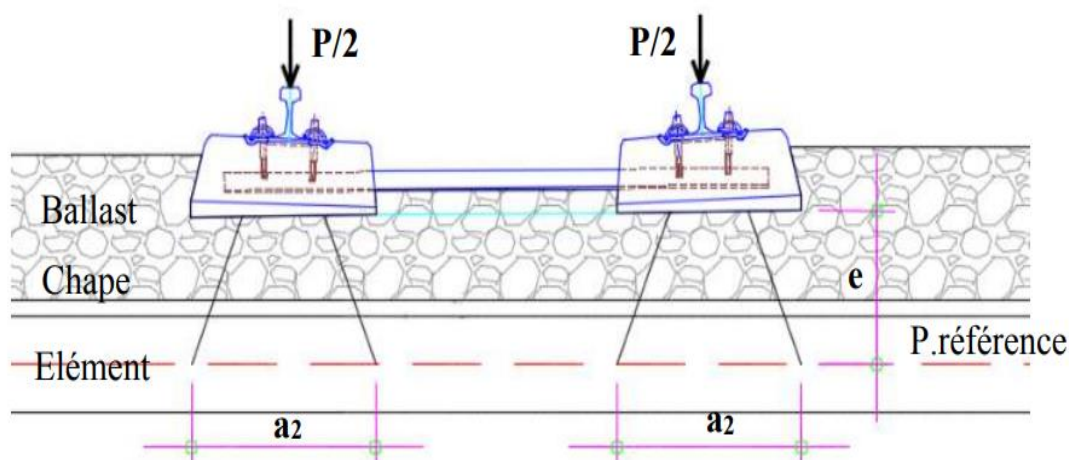


Figure IV-3 pose de la voie ballastée

IV.1.5 Effet dynamique :

IV.1.5.1 Introduction:

Une analyse statique sera effectuée avec les modèles de charges (LM71 et, si nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats seront multipliés par le coefficient dynamique Φ et (si nécessaire, multipliés par α)

IV.1.5.2 Coefficient dynamique:

Domaine d'application :

Le coefficient dynamique Φ tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance.

Les structures portant plus d'une voie doivent être étudiées sans aucune réduction du coefficient dynamique Φ .

Définition de coefficient dynamique Φ_1 et Φ_2 :

Le coefficient dynamique Φ qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que Φ_1 et Φ_2 .

En général, le coefficient dynamique est défini comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

- Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{(0.2 + L_\Phi)}} + 0.82$$

Avec :

$$1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

- Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{(L_\Phi - 0.2)}} + 0.73$$

Avec :

$$1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

Où :

L_Φ : est la longueur "caractéristique" (longueur associée à Φ en m).

Pour notre cas nous avons des caissons on considère comme une poutre continue à plusieurs travées

L_Φ : est la longueur "caractéristique" (longueur associée à Φ en m).

Pour notre cas nous avons des caissons on considère comme une poutre continue à plusieurs travées (EN 1991-2 tableau 6.2).

$$L_m = (1/n) \times (L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = 75 \text{ m}$$

$$L_\Phi = K \times L_m \text{ on a } n = 4 \text{ donc } K = 1.4 \rightarrow L_\Phi = 105 \text{ m.}$$

Donc les valeurs des coefficients dynamiques sont : $\Phi_3 = \Phi_2 = 1$.

IV.1.6 Forces horizontales :

IV.1.6.1 Forces centrifuges:

Lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et Le dévers de voie doit être pris en compte.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g * r} (f * Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f * Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g * r} (f * q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f * q_{vk})$$

Où :

Q_{tk} et q_{tk} Valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m]

Q_{vk} et q_{vk} Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge UIC71, SW/0, SW/2 et « train vide »

Coefficient de réduction (voir ci-dessous),

v vitesse maximum [m/s]

V vitesse maximum [km/h]

g accélération due à la gravité [9,81 m/s²]

r rayon de courbure [m]

On a : r = 600 m et V = 160 Km/h et f = 1 pour les quatre modèles (d'après EN 1991-2 articles 6.5).

Tableau IV-1 Tableau récapitulatif de forces centrifuges

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2	Train vides
Charge vertical	Q_{vk} (kN)	250	/	/	/
Charge vertical	q_{vk} (kN/m)	80	133	150	10
Force centrifuges	Q_{tk} (kN)	83.98	/	/	/
Force centrifuges	q_{tk} (kN/m)	26.87	44.68	50.39	3.35

IV.1.6.2 Les actions imputables à la traction et au freinage :

Les efforts de traction et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie. Ils sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence correspondante $L_{a,b}$ pour les effets de traction et de freinage sur l'élément de structure considéré. Le sens des forces de traction et de freinage doit tenir compte du (des) sens de circulation autorisé(s) sur chaque voie.

1. Force de traction :

$$Q_{lak} = 33 \text{ KN/m } L_{a,b}(m) \leq 1000 \text{ KN}$$

Pour les schémas de charges 71, SW/0, SW/2

2. Force de freinage :

$$Q_{lbk} = 20 \text{ KN/m } L_{a,b}(m) \leq 6000 \text{ KN}$$

Pour les schémas de charges 71, SW/0

$$Q_{lbk} = 35 \text{ KN/m } L_{a,b}(m)$$

Pour le modèle de charges SW/2

La traction et le freinage peuvent être négligés pour le modèle de charges "train à vide".

Tableau IV-2 récapitulatif des forces de freinage et démarrage

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	L_{ab}	90	35.3	57
Force de Traction	Q_{lak} (KN)	1 000	1 000	1 000
Force de Freinge	Q_{lbk} (KN)	1 800	706	1 995

IV.1.6.3 Efforts de lacets

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe. $Q_{sk}=100\text{KN}$

IV.1.7 Action accidentelle :

IV.1.7.1 Action due au déraillement :

Situation de calcul I : déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant,

Situation de calcul II : déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à l'exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons).

IV.2 Les groupes de charges:

Tableau IV-3 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies chargées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71 ^a SW/0 ^{ab} HSLM ^{cd}	SW/2 ^{ab}	Train à vide	Traction freinage ^a	Effort centrifuge ^a	Effort de lacet ^a	
			1	gr11	T ₁	1			1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T ₁	1			0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T ₁	1 ^g			1	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. longitudinal
			1	gr14	T ₁	1 ^g			0,5 ^f	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T ₁			1		1 ^f	1 ^f	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T ₁		1		1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T ₁		1		0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T ₁ T ₂	1 1			1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			1 1	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. longitudinal
			2	gr24	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			0,5 ^f 0,5 ^f	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T ₁ T ₂	1	1		1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T ₁ T ₂	1	1		0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T _i	0,75			0,75 ^f	0,75 ^f	0,75 ^f	Cas de charge supplémentaire

-  Action à composante dominante appropriée
-  A prendre en compte lors du calcul d'une structure comportant une voie unique (groupes de charge 11 à 17)
-  A prendre en compte lors du calcul d'une structure comportant deux voies (groupes de charge 11 à 27 sauf 15). Chacune des deux voies sera considérée comme T₁ (voie 1) ou comme T₂ (voie 2).
-  A prendre en compte lors du calcul d'une structure supportant 3 voies ou plus (groupes de charge 11 à 31 sauf 15). N'importe quelle voie peut être considérée comme T₁, et n'importe quelle autre comme T₂, toutes les autres voies non chargées. En outre, le groupe de charges 31 doit être considéré comme un cas de charge supplémentaire pour lequel toutes les longueurs défavorables de voie T_i sont chargées.

IV.3 Les combinaison des charges:

On a suivi les combinaisons montrées dans le code UIC 776-1 Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails (Annexes) (Les Combinaison sont dans l'Annex C)

Chapitre V : Dimensionnement du Tablier

CHAPITRE V Dimensionnement du Tablier:

V.1 Introduction:

Les ponts construits par encorbellement passent par deux phases essentielles :

Dans la première phase, le schéma statique est isostatique. Il est obligatoire d'assurer la stabilité de ces fléaux par rapport à leur propre poids et aux charges du chantier.

Dans la deuxième phase, le schéma statique devient hyperstatique après la réalisation des clavages entre les deux extrémités des fléaux adjacents et la mise en tension des câbles de continuité.

V.2 Stabilité en phase de construction :

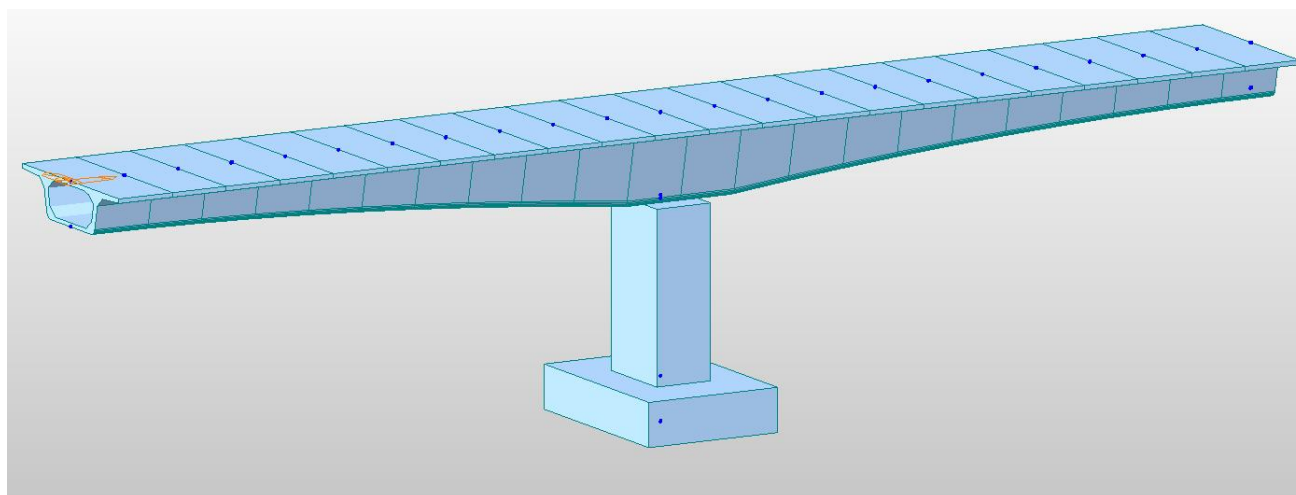


Figure V-1 modèle de fléau sur le logiciel Midas Civil

V.2.1 Charge 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).

V.2.1.1 Poids propre de fléaux

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 G_{max} et l'autre est minoré de 2% pour obtenir G_{min} d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

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

Tableau V-1 évaluation de poids propre

N° Vrs	S(x)	L(m)	V(m³)	P(kN)
Vsp	13.04	8	104.32	2 608.00
V1	12.46	4	49.84	1 246.00
V2	12.13	4	48.52	1 213.00
V3	11.98	4	47.92	1 198.00
V4	11.38	4	45.52	1 138.00
V5	11.03	4	44.12	1 103.00
V6	10.71	4	42.84	1 071.00
V7	10.43	4	41.72	1 043.00

V8	10.17	4	40.68	1 017.00
V9	9.95	4	39.8	995.00
V10	9.76	4	39.04	976.00
Vc	9.36	2	18.72	468.00
Poids d'un demi-fléau				12 538.00

V.2.1.2 Charge due au vent:

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

V.2.1.3 Charge 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 :

$$Q_{prc1max} = (PVSP/2) \times 1.06 = 1382.24 \text{ KN}$$

$$Q_{prc1min} = (PVSP/2) \times 0.96 = 1251.84 \text{ KN}$$

V.2.1.4 Charge de chantier aléatoire:

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

- Une charge répartie notée $Q_{pra1} = 0.2 \text{ KN/m}^2$ appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé. Largeur de tablier : $B = 12.7 \text{ m}$ $Q_{pra1} = 2.54 \text{ KN/ml}$
- Une charge concentrée notée $Q_{pra2} = 50 + 5B \text{ (KN)}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc. Largeur de tablier : $B = 12.7 \text{ m}$

$$Q_{pra2} = (50 + 5B) = 113.5 \text{ KN}$$

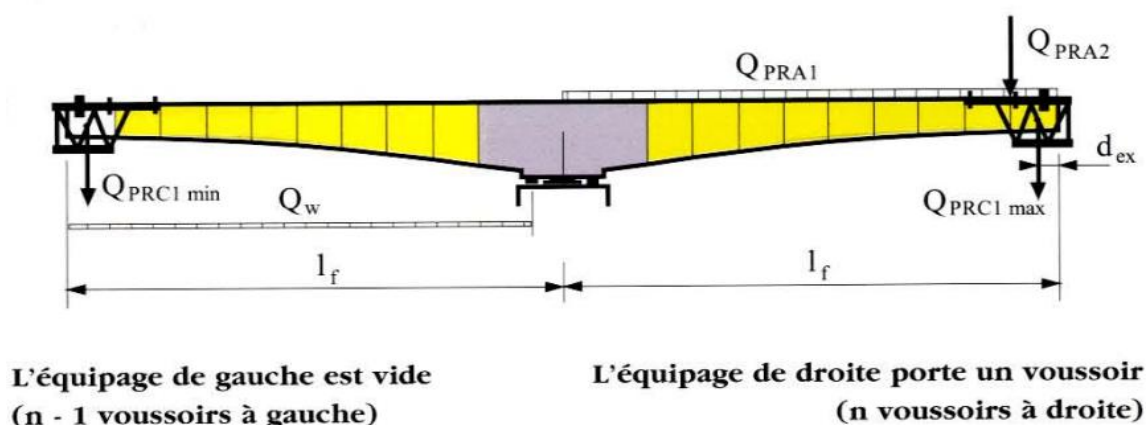


Figure V-2 Situation temporaire de construction à considérer

V.2.1.5 Action accidentelle :

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
 $Q_{prc1max} \cdot F_a = -Q_{prc1max} \cdot = -1382.24 \text{ KN}$

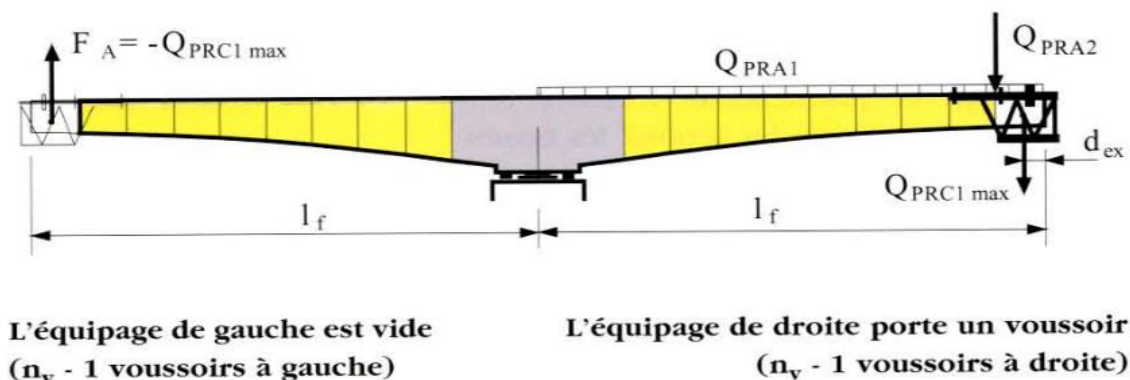


Figure V-3 Situation accidentelle à considérer.

V.2.2 Combinaison 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

V.2.3 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 10ème phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-2 : Evaluation des moments fléchissant (MN.m) de demi-fléau majoré.

	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
AXE VSP	366.55	314.95	349.98	298.39
FIN VSP	312.36	269.14	297.42	254.2
FIN VS1	262.33	226.74	249	213.41
FIN VS2	216.24	187.58	204.51	175.85
FIN VS3	173.99	151.57	163.85	141.43
FIN VS4	135.57	118.71	127.01	110.14
FIN VS5	101.87	89.07	94.08	82.07
FIN VS6	70.7	62.79	65.25	57.34
FIN VS7	44.68	40.11	40.77	36.2
FIN VS8	23.4	21.31	21.02	18.93
FIN VS9	2.95	2.42	2.94	2.41
FIN VS10	0	0	0	0

Tableau V-3 évaluation de l'effort tranchant (MN)

	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
AXE VSP	15.7	13.23	15.31	12.82
FIN VSP	14.6	12.31	14.2	11.91
FIN VS1	13.48	11.4	13.08	10.99
FIN VS2	12.35	10.46	11.95	10
FIN VS3	11.19	9.51	10.79	9.12
FIN VS4	10	8.54	9.61	8.14
FIN VS5	8.77	7.53	8.38	7.14
FIN VS6	7.5	6.48	7.11	6.1
FIN VS7	6.17	5.4	5.79	5.01
FIN VS8	4.79	4.26	4.41	3.88
FIN VS9	1.47	1.21	1.47	1.2
FIN VS10	0	0	0	0

Tableau V-4 évaluation des réactions

	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M(MN.m)	69.39	61.02	74.48	66.1
N(MN)	29.87	25.09	28.89	24.11

V.2.4 Stabilité de fléaux avec clouage en 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

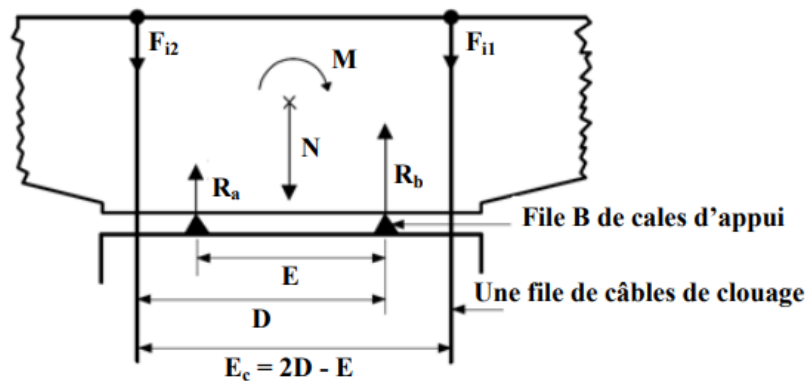


Figure V-4 schéma descriptif de clouage

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

R_a et R_b : les réactions.

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

E : entraxe des cales.

D : entraxe cale-câble.

V.2.4.1 Calcul le nombre des câbles :

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

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

- Si $M/N > E/2$ les câbles de clouage sont nécessaires pour reprendre l'équilibre de fléau.

L'aménagement de la tête de pile donne : $E = 4 \text{ m}$ $E/2 = 2 \text{ m}$ et $D = 4.5 \text{ m}$ D'après les résultats obtenus dans le Tableau 4, 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 :

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

Avec :

ΔP : est la perte de tension estimée. $\Delta P = 25 \%$.

σ_{p0} : est la contrainte à l'origine. $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1488 \text{ MPa}$.

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ et $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$: limites de rupture et élastique.

s : section d'un câble 19T15 = 2250 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 R_b des cales de l'autre file d'appui.

Le nombre des câbles est donné par :

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

$$K = (1 - \Delta P) * \sigma_{p0} * (2D - E) * (E - D) + \frac{f_{peg}}{\delta_p} * (D^2 + (D - E)^2)$$

Avec :

$\delta_p = 1.00$ pour les combinaisons accidentelles

Tableau V-5 estimation de nombre des câbles de clouage

	M(KN.m)	N (KN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm ²)	n de câbles
A1	69 399.40	29 870.80	2.32	2	1 908.96	0.85
A2	61 023.90	25 094.70	2.43	2	2 141.54	0.95
B1	74 483.50	28 893.20	2.58	2	2 383.26	1.06
B2	66 107.90	24 117.10	2.74	2	2 551.20	1.13

➤ On opte pour 2 câbles de 19T15s par file de cales

V.2.4.2 Calcul 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 :

$$S = 2 * a * b = \frac{R_b}{f_{cmax}}; f_{cf} = f_{c28} * (1 + 2 * p_t * \frac{f_e}{f_{c28}})$$

Avec :

$f_{c28} = 48 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

p_t : est le pourcentage de frettes. $p_t = 2\%$.

f_{cf} : est la résistance en compression de béton fretté. $f_{cf} = 68 \text{ MPa}$.

$$f_{cmax} = \text{MIN}(f_{cf}, f_{clim})$$

Tableau V-6 évaluation de Fc limite

Type de combinaisons à l'ELU	f_{clim}
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale avec actions variables	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98 f_{cj}

Pour le calcul de on distingue deux cas :

- **Situation temporaire de construction (Combinaison A) :**

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i \geq 0 \text{ et } R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

$$F_i = n * (1 - p) * \sigma_{p0} * S \quad F_i \text{ Pour 2 câbles 19T15} = 5.89 \text{ MN}$$

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

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

Si $R_a \geq 0$ il n'y pas un risque de soulèvement de la cale donc calcul de R_b ce fait comme précédemment

$$\text{Si } R_a \leq 0 \text{ donc } R_b = \frac{e}{K_1} * (F_i * K_4 + N * \frac{K_3}{2e} + M)$$

Avec :

$$K_1 = D^2 + (D - E)^2 = 20.5 \text{ m}^2$$

$$K_2 = D^3 + E \times (2 D - E) \times (D - E) = 101.125 \text{ m}^2$$

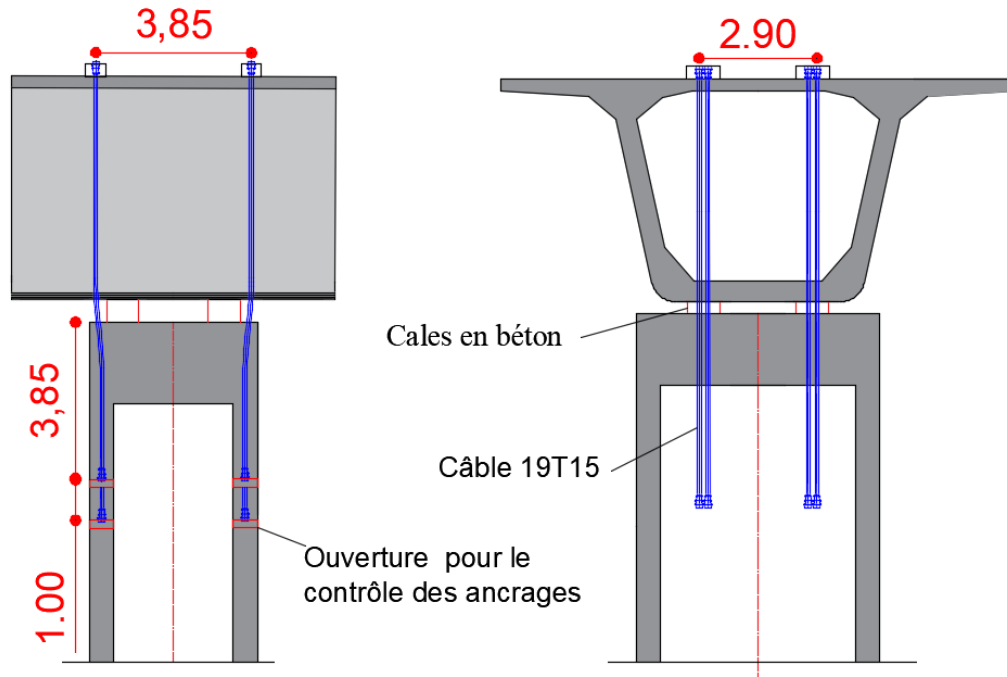
$$K_3 = 2 K_1 - E^2 = 25 \text{ m}^2$$

$$K_4 = (2 D - E) \times K_2 / (E \times D^2) = 6.24 \text{ m}^2$$

Tableau V-7 dimension des cales

	R_a	R_b	S	S/2	a	b
A1	3.48	43.96	1.2718	0.63592303	0.8	0.8
A2	3.18	38.78	1.1220	0.5609809	0.7	0.8
B1	1.72	45.16	1.0009	0.50046173	0.6	0.8
B2	1.42	39.98	0.8860	0.44302231	0.6	0.8

NB :on a choisit des cales de dimension 80*80cm



V.3 Etude de la précontrainte:

V.3.1 Détermination le nombre des câbles de fléaux :

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** : $n \geq \frac{P}{(1-\Delta)*P_0}$

P : force de précontrainte.

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

Δ : pertes de tension estimées à 25 %.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{cable\ 19T15}$, $S = 2641\ mm^2$ $P_0 = 3930\ KN$, classe 1860.

$\sigma_{p0} = 1488\ MPa$

- **Evaluation de l'effort de précontrainte :**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation : $P = \frac{M \times V}{\frac{1}{S} + e \times \frac{V}{I}}$

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.

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

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : $e = V - d$. avec $d=0.15$

I : le moment d'inertie de la section

- **Application numérique :**

$M=366.55 \text{ MN.m}$ (combinaison de charge A1)

$I=56.08 \text{ m}^4$; $V=2.24 \text{ m}$; $v=3.26 \text{ m}$; $S=13.04 \text{ m}^2$; $e=2.09 \text{ m}$

$P=91.41 \text{ MN}$ d'où : $n \geq 31.09$ donc : $n=32$ câbles 19T15

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 estimation de nombre de câbles de fléau pour chaque section

	x(m)	M(MN,m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e(m)	P(MN)	n cable	n retenue
AXE VSP	0	366.55	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	91.41	31.02	32
FIN VSP	4	312.36	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	77.90	26.43	28
FIN VS1	8	262.33	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	71.11	24.13	24
FIN VS2	12	216.24	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	63.58	21.57	20
FIN VS3	16	173.99	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	55.15	18.71	16
FIN VS4	20	135.57	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	46.90	15.92	12
FIN VS5	24	101.87	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	38.09	12.93	10
FIN VS6	28	70.7	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	28.40	9.64	8
FIN VS7	32	44.68	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	19.16	6.50	6
FIN VS8	36	23.4	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	10.61	3.60	4
FIN VS9	40	2.95	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	1.40	0.47	2
FIN VS10		0	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	0.00	0.00	2

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.

V.3.1.1 Position et enrobage des câbles :

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminée 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 : $e_h \geq 2\Phi_g$ $e_h \geq 20 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2\Phi_g$ $e_v \geq 20 \text{ cm}$
- L'enrobage : $C = \max (3/4 a, \Phi_g, d)$ avec $d = 4 \text{ cm}$, $a = \Phi_g = 10 \text{ cm}$ $C \geq 10 \text{ cm}$
- L'entraxe des ancrages : $Y \geq 0.40 a$, $a = \text{cm}$ pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ $Y=X \geq 40 \text{ cm}$
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : $Y' \geq 20 \text{ cm}$

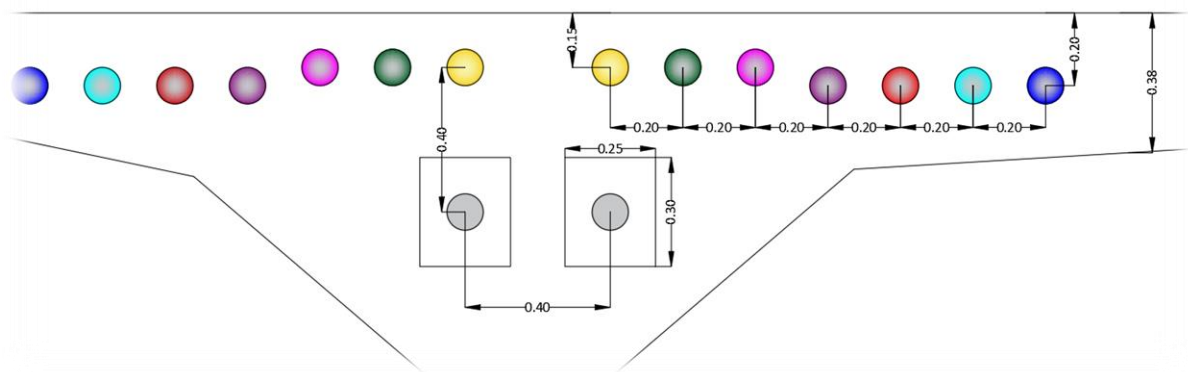


Figure V-5 position et enrobage des câbles de fléau

V.3.1.2 Tracé en plan des câbles :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu'à l'ancrage, cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan (C0, C1, C2, C3).

➤ **Allure en plan des câbles de fléau :**

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) (X / L)^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2*(Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2*(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \arctg\left(\frac{2*(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}\right)$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_i(x) = \arctg\left(\frac{2*(Z_{i+1})}{x_{i+1}}\right)$

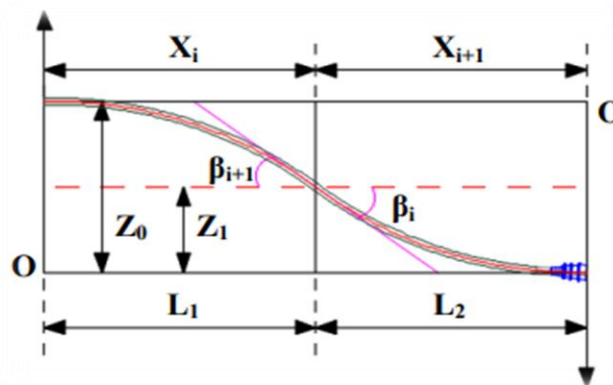


Figure V-6 tracé en plan des câbles

$$x_i = x_{i+1}; \beta_i = \beta_{i+1}; R_i = R_{i+1}; Z_i = 2 * Z_{i+1}$$

Tableau V-9 l'allure de tracé en plan des câbles de fléau

Câble	$Z_i(m)$	$Z_{i+m}(m)$	$x_i(m)$	$R_i(m)$	$\beta_i(rad)$	$Z(x)$
C1 C2 C3 C4	Rectiligne en plan					
C5 C6	0.2	0.1	2	20	0.099	$0.2-0.025X^2$
C7 C8	0.4	0.2	2	10	0.197	$0.4-0.05X^2$
C9 C10	0.6	0.3	4	26.66	0.291	$0.6-0.0187X^2$
C11 C12	0.8	0.4	4	20	0.38	$0.8-0.025X^2$
C13 C14	1	0.5	4	16	0.464	$1-0.0312X^2$
C15 C16	1.2	0.6	4	13.33	0.54	$1.2-0.0375X^2$

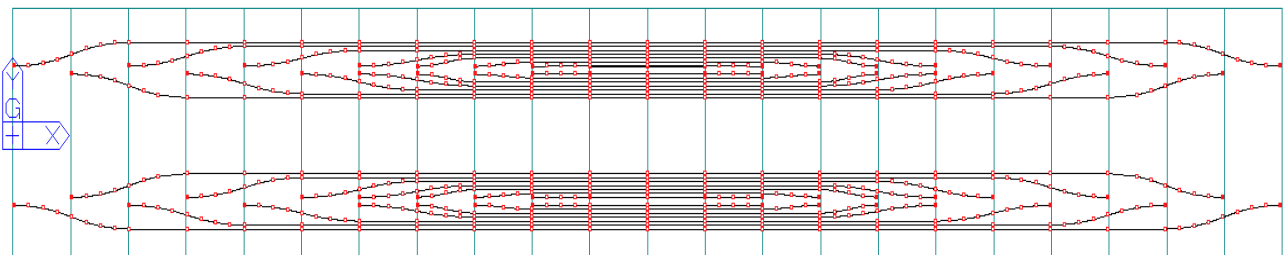


Figure V-7 tracé en plan des câbles de fléau

V.3.1.3 Tracé en élévation des câbles :

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Les câbles dont l'ancrage est au même niveau (C0, C1, C9 C10 C11 C12 C13 C14 C15 C16) ne subissent aucune déviation en élévation.

➤ **Allure en élévation des câbles de fléau :**

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

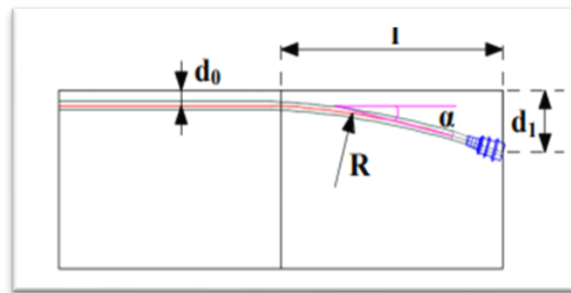


Figure V-8 tracé en élévation des câbles

Tableau V-10 tracé en élévation des câbles de fléau

Câble	L(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R(m)	α (rad)	Y(x)
C1 C2 C9 C10 C11 C12 C13 C14 C15 C16	Rectiligne en élévation					
C3 C4 C5 C6 C7 C8	4	0.55	0.15	20	0.197	$0.15 + 0.025x^2$

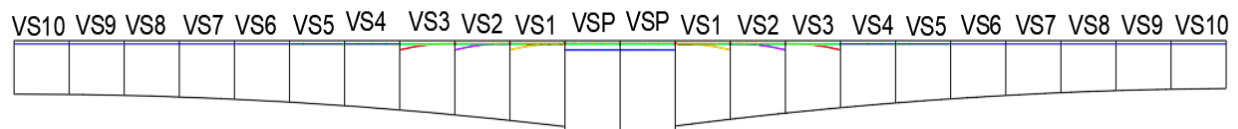


Figure V-9 tracé en élévation des câbles de fléau

V.3.1.4 Etude de la précontrainte de continuité :

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

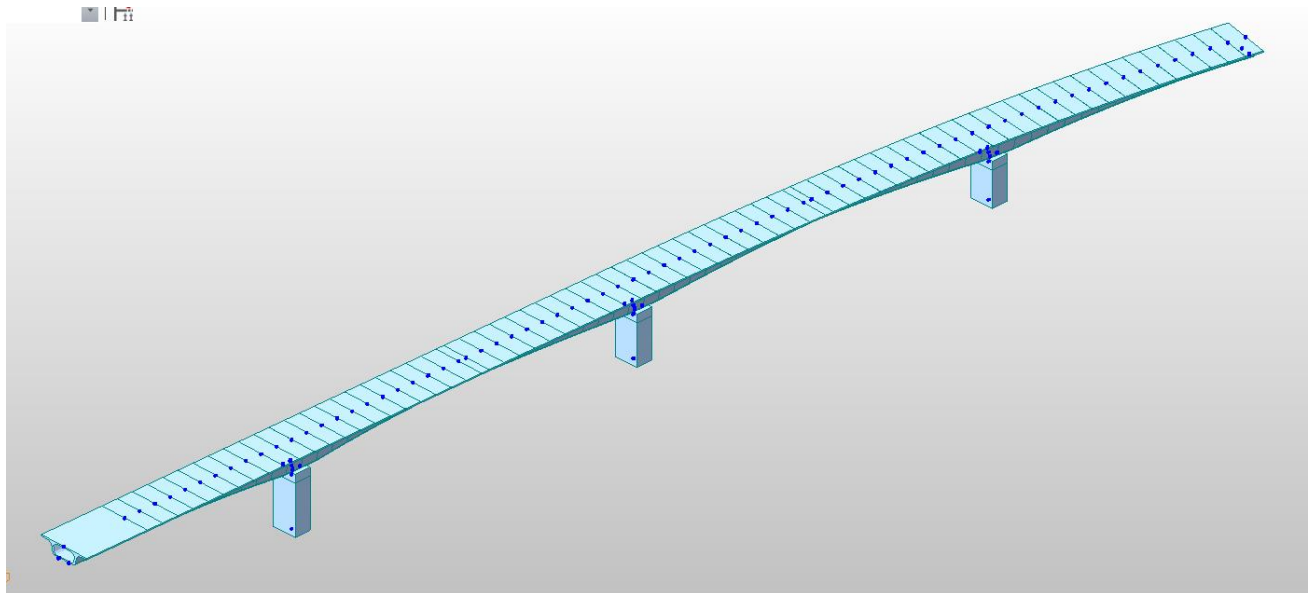


Figure V-10 modèle globale de tablier sur le logiciel Midas Civil

- **Le nombre de câbles de continuité en travée principale :**

$$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta) * P_0}$$

P : force de précontrainte.

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

Δ : pertes de tension estimées à 25 %.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{cable\ 19T15}$, $S = 2641\ mm^2$ $P_0 = 3930\ kN$, class 1860.

$\sigma_{p0} = 1488\ Mpa$

- **Evaluation de l'effort de précontrainte :**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation : $P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + e \times \frac{v}{I}}$

Avec :

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

Le résultat de moment est dû à la combinaison du groupe 26

S : section droite du voussoir.

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

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

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : $e = V - d$. avec $d = 0.15$

I : le moment d'inertie de la section

G+CCP+1.33ballast+0.484 lacet+0.8T(SW2) +0.8F(SW0) +charge (SW0, SW2) +0.6Te

- **Application numérique :**

$M = 116.19\ MN.m$

$I = 10.58\ m^4$; $V = 1.03\ m$; $v = 1.97\ m$; $S = 9.38\ m^2$; $e = 1.82\ m$

$P = 48.56\ MN$ d'où : $n \geq 16.48$ donc : $n = 18$ câbles 19T15

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 câbles de continuité (travée principale)

	x(m)	M(MN,m)	V	v	I(m ⁴)	s (m ²)	e(m)	P(MN)	n cable	n retenue
AXE VSC	0	116.19	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	48.56	16.48	18
FIN VSC	4	116.00	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	48.48	16.45	18
FIN VS10	4	109.94	1.09	1.94	11.70	9.76	1.79	45.66	15.49	16
FIN VS9	8	95.60	1.14	1.96	12.69	9.95	1.81	38.85	13.18	14
FIN VS8	12	73.72	1.20	2.01	14.11	10.17	1.86	28.91	9.81	10
FIN VS7	16	45.14	1.27	2.08	16.06	10.43	1.93	16.90	5.74	6
FIN VS6	20	9.84	1.36	2.18	18.64	10.71	2.03	3.48	1.18	2
FIN VS5	24	-31.00	1.47	2.30	21.96	11.03	2.15	-10.28	-3.49	0

• Position et enrobage de câbles :

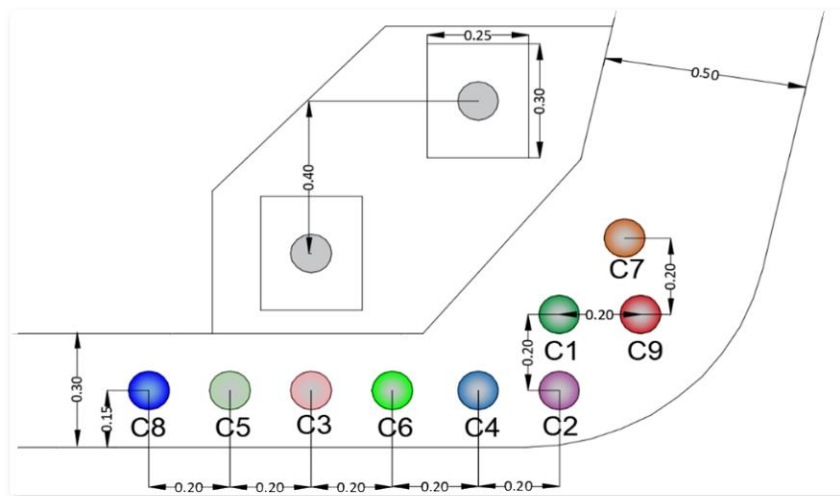


Figure V-11 position et enrobage des câbles (continuité principale)

Tableau V-12 l'allure de tracé en plan

Câble	$Z_i(m)$	$Z_{i+m}(m)$	$x_i(m)$	R_i	β_i	$Z(x)$
C3 C4	RECTILING EN PLAN					
C1	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C2	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C5	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C6	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C7	0.36	0.18	4	11.11	0.0898	$0.36+0.045x^2$
C8	0.4	0.2	4	10.00	0.0997	$0.4+0.05x^2$
C9	0.4	0.2	4	10.00	0.0997	$0.4+0.05x^2$

Tableau V-13 l'allure de tracé en élévation

	L(m)	d_0	$d_1(m)$	R(m)	$\alpha(rad)$	$Y(x)$
C1	4	0.35	0.91	14.29	0.273	$0.35+0.035x^2$
C2	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C3	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$

C4	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C5	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C6	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C7	4	0.55	0.91	22.22	0.178	$0.55+0.0225x^2$
C8	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C9	4	0.35	0.91	14.29	0.273	$0.35+0.035x^2$

- Le nombre de câbles de continuité en travée de rive droite :
- Application numérique :

$M=78.7 \text{ MN.m}$ (groupe de charge 26.2.6)

$I=14.11\text{m}^4$; $V=1.2\text{m}$; $v=2.01\text{m}$; $S=10.17\text{m}^2$; $e=1.86\text{m}$

$P=30.86\text{MN}$ d'où : $n \geq 10.47$ donc : $n=12$ câbles 19T15

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-14 câbles de continuité (travée de rive droite)

	x(m)	M(MN,m)	V	v	I(m ⁴)	s (m ²)	e(m)	P(MN)	n cable	n retenue
VSC	8	-23.48	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	-9.81	-3.33	0
VSC	12	19.99	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	8.36	2.84	4
FIN VSC	16	30.17	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	12.61	4.28	6
VS10	20	47.23	1.09	1.94	11.7	9.76	1.79	19.61	6.66	8
FIN VS9	24	66.46	1.14	1.96	12.69	9.95	1.81	27.01	9.16	10
FIN VS8	28	78.7	1.2	2.01	14.11	10.17	1.86	30.86	10.47	12
FIN VS7	32	71.16	1.27	2.08	16.06	10.43	1.93	26.65	9.04	10
FIN VS6	36	55.64	1.36	2.18	18.64	10.71	2.03	19.67	6.68	8
FIN VS5	40	32.49	1.47	2.3	21.96	11.03	2.15	10.77	3.66	6
FIN VS4	44	24.55	1.59	2.45	26.22	11.37	2.3	7.57	2.57	4
FIN VS3	48	-24.21	1.77	2.58	32.52	11.97	2.43	-6.95	-2.36	0

- **Position et enrobage des câbles :**

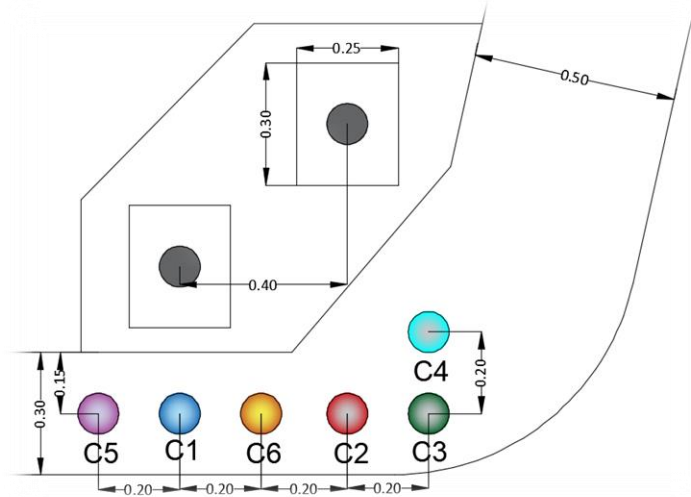


Figure V-12 position et enrobage des câbles (continuité droite)

Tableau V-15 l'allure de tracé en plan

Câble	$Z_i(m)$	$Z_{i+m}(m)$	$x_i(m)$	$R_i(m)$	$\beta_i(rad)$	$Z(x)$
C1 C2	Rectiligne en plan					
C3	0.2	0.1	4	80.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C4	0.2	0.1	4	80.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C5	0.2	0.1	4	80.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C6	0.2	0.1	4	80.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$

Tableau V-16 l'allure de tracé en élévation

	$L(m)$	d_0	$d_1(m)$	$R(m)$	$\alpha(rad)$	$Y(x)$
C1	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C2	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C3	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C4	4	0.35	0.91	14.29	0.273	$0.35+0.035x^2$
C5	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C6	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$

- **Le nombre de câbles de continuité en travée de rive gauche :**
- **Application numérique :**

$M=113.15 \text{ MN.m}$ (groupe de charge)

$I=11.7m^4$; $V=1.09m$; $v=1.94m$; $S=9.76m^2$; $e=1.79m$

$P=46.99MN$ d'où : $n \geq 14.78$ donc : $n=16$ câbles 19T15

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-17 l câbles de continuité (travée de rive gauche)

	x(m)	M(MN.m)	V	v	I(m ⁴)	s (m ²)	e(m)	P(MN)	n cable	n retenue
VSC	0	0	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	0.00	0.00	0
VSC	4	39.26	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	16.41	5.16	4
VSC	8	72.39	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	30.26	9.51	8
VSC	12	93.37	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	39.03	12.27	12
FIN VSC	16	108.52	1.03	1.97	10.58	9.38	1.82	45.36	14.26	16
FIN VS10	20	113.15	1.09	1.94	11.7	9.76	1.79	46.99	14.78	16
FIN VS9	24	108.94	1.14	1.96	12.69	9.95	1.81	44.27	13.92	14
FIN VS8	28	96.25	1.2	2.01	14.11	10.17	1.86	37.74	11.87	12
FIN VS7	32	75.58	1.27	2.08	16.06	10.43	1.93	28.30	8.90	10
FIN VS6	36	47.83	1.36	2.18	18.64	10.71	2.03	16.91	5.32	6
FIN VS5	40	13.66	1.47	2.3	21.96	11.03	2.15	4.53	1.42	2
FIN VS4	44	-26	1.59	2.45	26.22	11.37	2.3	-8.02	-2.72	0

- Position et enrobage des câbles :

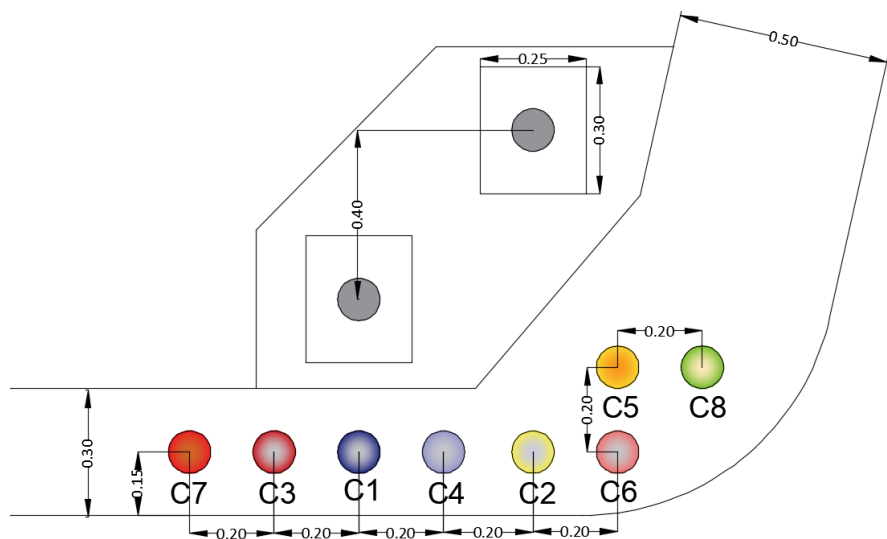


Figure V-13 position et enrobage des câbles (travée gauche)

Tableau V-18 l'allure de tracé en plan

	$Z_i(m)$	$Z_{i+m}(m)$	$x_i(m)$	$R_i (m)$	$\beta_i (rad)$	$Z(x)$
C1 C2	Rectiligne en plan					
C3	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C4	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C5	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C6	0.2	0.1	4	20.00	0.0500	$0.2+0.025x^2$
C7	0.4	0.2	4	10.00	0.0997	$0.4+0.05x^2$
C8	0.4	0.2	4	10.00	0.0997	$0.4+0.05x^2$

Tableau V-19 l'allure de tracé en élévation

	L(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R(m)	α (rad)	Y(x)
C1	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C2	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C3	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C4	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C5	4	0.35	0.91	14.29	0.273	$0.35+0.035x^2$
C6	4	0.15	0.91	10.53	0.363	$0.15+0.0475x^2$
C7	4	0.15	0.51	22.22	0.178	$0.15+0.0225x^2$
C8	4	0.35	0.91	14.29	0.273	$0.35+0.035x^2$

V.3.1.5 Évaluation des pertes des précontrainte :

La tension présente dans une armature de précontrainte à un point précis et à un moment donné diffère de la tension appliquée au câble par le vérin lors de sa mise en place.

Dans le béton précontraint, les pertes ne peuvent pas être négligées, avec souvent une diminution de la précontrainte initiale de l'ordre de 20 % à 30 %. Ces pertes peuvent être classées en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

V.3.1.6 Pertes de tension instantanées:

Elle se produise au moment de la mise en tension des câbles :

- Pertes due aux frottements des câbles
- Pertes due aux recule d'ancrage
- Pertes due aux non-simultanéités de la mise en tension

❖ Pertes due aux frottements des câbles :

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

$$\Delta\sigma_\phi(x) = \sigma_0(1 - e^{-(f*\theta + \phi*x)})$$

σ_0 : la tension à l'origine.

ϕ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).

f : coefficient de frottement de courbure (rad^{-1}).

θ : la variation angulaire à l'abscisse x (rad).

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 :

- $\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent.
- $\text{tg}(\theta) = \sqrt{\text{tg}(\alpha)^2 + \text{tg}(\beta)^2}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

❖ Pertes due aux recule d'ancrage :

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

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 * \sigma_0 * K(d - x)$$

$$K = f * \frac{\beta}{1} + \phi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p * g}{\sigma_0 * K}}$$

K : fonction croissante.

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

g : glissement à l'ancrage.

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

❖ Pertes due aux non-simultanités de la mise en tension :

Les pertes dues aux non-simultanités de la mise en tension se produisent lorsque les différentes parties d'une structure précontrainte ne sont pas toutes soumises à la tension en même temps, donc si la pièce comporte « n » câbles, le premier câble subit un effet de « n-1 » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte.

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

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

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte par excès. Le BPEL donne la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = 1/2 * \frac{E_p}{E_{bi}} * \sigma_b, \text{ avec } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5.28 \text{ d'où } \Delta\sigma_e(x) = 2.64 * \sigma_b(x)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P*e^2}{I} - \frac{M_P*e}{I}$$

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_P : moment sous le poids propre.

V.3.1.7 Pertes de tension différée:

La tension dans les câbles diminue progressivement avec le temps.

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

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

❖ Pertes due au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de diminution de volume de béton dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r * E_p$$

ε_r : le retrait final à l'instant $t = 2*10^{-4}$

E_p : module de Young des aciers de précontrainte = 190000 Mpa (pour les torons)

❖ Pertes due au fluage du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps à effort constant. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge on constate que la déformation totale peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Les pertes de fluage : $\Delta\sigma_{fl} = E_p * \varepsilon_f$

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

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

$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * \sigma_b(x) * \frac{E_p}{E_{ij}}$, σ_b contrainte finale dans le béton au niveau du câble

❖ Pertes due aux relaxations des câbles :

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

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

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

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

$\sigma_i(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

❖ Les pertes totales :

Sont la somme des pertes différées et les pertes instantanées :

Tableau V-20 tableau récapitulatif des pertes (%)

Section	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	7.60	0.70	1.33	9.63	2.55	6.63	3.97	12.49	22.12
Fin VSP	6.86	1.17	1.61	9.64	2.55	8.02	3.97	13.89	23.52
Fin V1	5.82	1.74	1.45	9.02	2.55	7.24	4.06	13.18	22.20
Fin V2	5.17	2.25	1.28	8.71	2.55	6.38	4.11	12.37	21.07
Fin V3	4.55	2.73	1.06	8.34	2.55	5.26	4.17	11.29	19.63
Fin V4	3.62	1.66	0.89	6.18	2.55	4.45	4.51	10.76	16.94
Fin V5	2.98	1.46	0.77	5.21	2.55	3.83	4.67	10.27	15.48
Fin V6	2.38	1.75	0.73	4.86	2.55	3.61	4.72	10.10	14.96
Fin V7	1.76	2.19	0.66	4.60	2.55	3.27	4.77	9.79	14.40
Fin V8	1.17	2.92	0.56	4.65	2.55	2.76	4.76	9.28	13.93
Fin V9	0.56	3.72	0.41	4.69	2.55	2.03	4.75	8.55	13.24
Fin V10	0.00	4.52	0.22	4.74	2.55	1.07	4.75	7.58	12.31

NB : les tableaux de calcul des pertes détaillées sont montrés dans l'Annex C

V.3.2 Vérification des contraintes :

V.3.3 Vérification des contraintes normales :

L'utilisation de la précontrainte crée des contraintes normales supérieures et inférieures dans les fibres, en construction et en service, qui doivent être vérifiées par rapport aux contrainte limite (class2). $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} \pm \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

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.

V.3.3.1 Vérification des contraintes en phase de construction :

$$\Delta P = 23.52\%$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt1} = -0.7 * f_{t28} = -2.52 \text{ MPa Section d'enrobage}$$

$$\sigma_{bt2} = -1.5 * f_{t28} = -5.4 \text{ MPa Hors section d'enrobage}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-21 Vérification des contraintes

	x(m)	M (MN.m)	v(m)	V(m)	I(m ⁴)	S(m ²)	e(m)	N° cable	P(MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
AXEVSP	0	-366.55	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	0.763	16.999
FIN VSP	4	-312.36	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	1.002	14.387
FIN VS1	8	-262.33	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	0.168	14.208
FIN VS2	12	-216.24	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	-0.582	13.243
FIN VS3	16	-173.99	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	-1.212	11.641
FIN VS4	20	-135.57	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	-1.900	10.987
FIN VS5	24	-101.87	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	-1.439	9.239
FIN VS6	28	-70.7	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	-0.791	7.111
FIN VS7	32	-44.68	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	-0.207	4.900
FIN VS8	36	-23.4	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	0.266	2.717
FIN VS9	40	-2.95	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	0.874	0.141
FIN VS10	44	0	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.142	-0.321

Toutes les contraintes sont vérifiées.

NB : la suite des vérifications sont montrés dans les tableaux de calcul dans l'Annex C

V.3.3.2 Vérification des contraintes en phase de Service :

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

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

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

$$\Delta P = 23.52\%$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt1} = -f_{t28} = -3.6 \text{ MPa Section d'enrobage}$$

$$\sigma_{bt2} = -1.5 * f_{t28} = -5.4 \text{ MPa Hors section d'enrobage}$$

Les tableaux des résultats sont dans l'Annex C (Toutes les contraintes sont vérifier)

V.3.4 Armature de la zone tendus :

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

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

B_t : aire nette de la section du béton en traction.

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

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

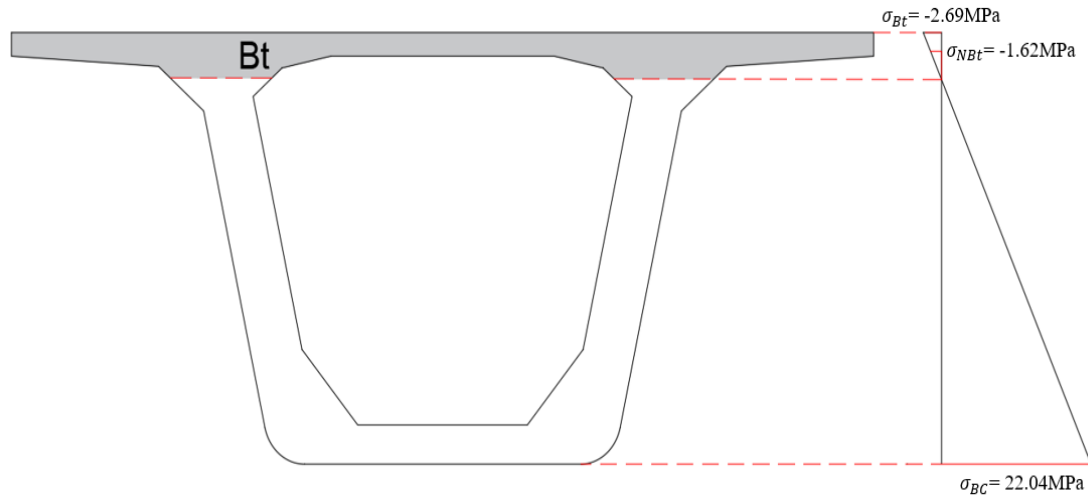


Figure V-14 diagramme des contraintes Axe VSP

$$\sigma_{bt} = 2.69 \text{ MPa}; B_t = 5.18 \text{ m}^2; \sigma_{NBt} = 1.62 \text{ MPa}; N_{bt} = 8.39 \text{ MN}.$$

$$A_s = \frac{5.1824}{1000} + \left(\frac{8.39}{500} * \frac{3.6}{2.69} \right) = 276.53 \text{ cm}^2 \text{ Une nappe HA25 espacement 22 cm}$$

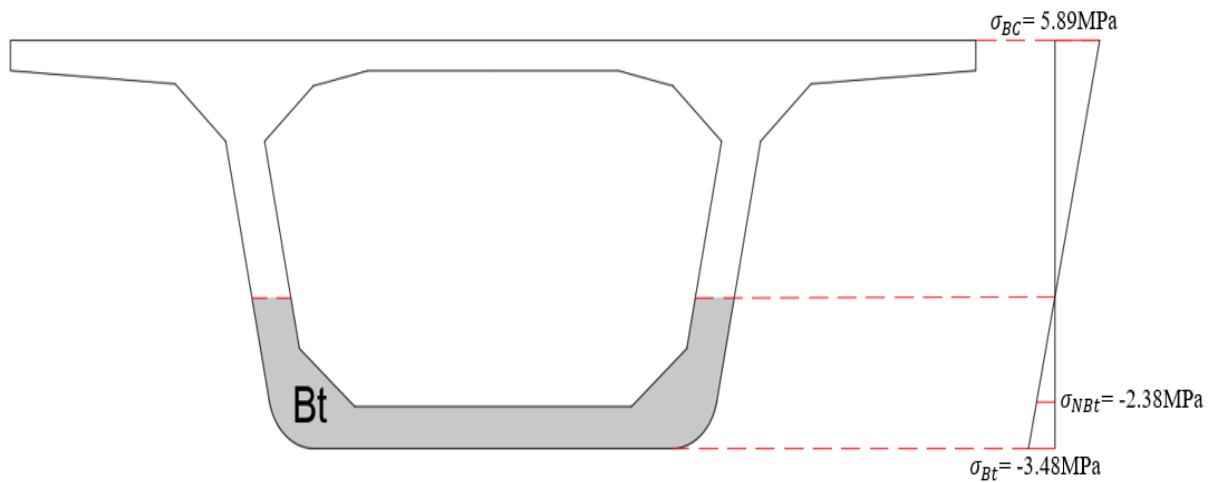


Figure V-15 diagramme des contraintes FIN VS4

$$\sigma_{bt} = 3.48; B_t = 3.84 \text{ m}^2; \sigma_{NBt} = 2.38 \text{ MPa}; N_{bt} = 9.18 \text{ MN}.$$

$$A_s = \frac{3.84}{1000} + \left(\frac{9.18}{500} * \frac{3.6}{3.48} \right) = 228.42 \text{ cm}^2 \text{ deux nappes de HA25 espacement 21 cm}$$

V.3.5 Vérification des contraintes tangentielles :

V.3.5.1 Vérification vis à vis l'ELS :

Les âmes d'une poutre caisson est chargée de résister à l'effort tranchant et le moment de torsion, tandis que les parties supérieure et inférieure, en raison de leur inertie par rapport au C.D.G de la section, sont responsables de résister à la flexion.

❖ Détermination de l'effort tranchant :

- Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (gr26 2-8). Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « h/2 » d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

- Non-rupture par fissuration : $(\tau_v + \tau_T)^2 < \tau_1^2 = 0.4 * f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x)$
- Non-compression par cisaillement : $(\tau_v + \tau_T)^2 < \tau_2^2 = 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * (0.6 * f_{cj} - \sigma_x) * (f_{tj} + \sigma_x)$

Avec :

τ_v : contrainte de cisaillement maximale due à l'effort tranchant réduite de service $\tau_v = \frac{V_{red} * S_n}{I_n * b_n}$

τ_T : Contrainte de cisaillement maximale due à la torsion de service $\tau_T = \frac{T}{2 * \Omega * b_0}$

T : couple de moment de torsion

b_0 : épaisseur de paroi prise en compte dans le cas de la torsion

Ω : aire du contour tracé à $(b_0 / 2)$ du contour extérieur

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

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

V_{resal} : effort tranchant due à la courbure de la poutre.

V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service. $V_{red} = V_{ELS}$ (pas de réduction de l'effort tranchant)

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

I_n : est le moment d'inertie nette.

b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré .

- Application numérique :

$V_{ELS(h/2)} = 23.54 \text{ MN}$; $S_n = 12.49 \text{ m}^3$; $I_n = 56.08 \text{ m}^4$; $B_n = 12.78 \text{ m}^2$; $b_n = 2 * (e_a - 0.5 * \phi_{gaine}) = 1 \text{ m}$ (pas de gaines) ;

$T = -11.306 \text{ MN.m}$; $b_0 = 0.5 \text{ m}$; $\Omega = 28.7106 \text{ m}$

$P_0 = 3.92 \text{ MN}$; $\Delta P = 23.52\%$; $n = 32$ câbles ; $P = 32 * 3.92 * (1 - 0.2352) = 95.93 \text{ MN}$

$V_{red} = 23.54$

$$\tau_v = \frac{23.54 * 12.49}{56.08 * 1} = 5.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_T = \frac{11.306}{2 * 28.7106 * 0.5} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = \frac{95.93 * 1}{12.78} = 7.50 \text{ MPa}$$

$f_{tj} = 3.6 \text{ MPa}$; $f_{cj} = 50 \text{ MPa}$

$$\tau_1^2 = 0.4 * 3.6 * (3.6 + 7.50) = 15.98 ; \tau_1 = 3.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^2 = 2 * \frac{3.6}{50} * (0.6 * 50 - 7.50) * (3.6 + 7.50) = 35.96 ; \tau_2 = 5.99 \text{ MPa}$$

- Les contraintes tangentielles **ne sont pas vérifiées** donc on augmente les épaisseurs des âmes de 25 cm.

$S_n \text{ corrigé} = 12.94 \text{ m}^3$; $\sigma_x \text{ corrigé} = 7.413 \text{ MPa}$; $I_n \text{ corrigé} = 60.717 \text{ m}^4$; $B_n \text{ corrigé} = 15.269 \text{ m}^2$;

$\tau_1 \text{ corrigé} = 3.98 \text{ MPa}$; $\tau_2 = 5.98 \text{ MPa}$

$$\tau_v \text{ corrigé} = \frac{23.54 * 12.94}{60.717 * 1.5} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_T \text{ corrigé} = \frac{11.306}{2 * 0.75 * 28.7106} = 0.29 \text{ MPa}$$

- Donc les contraintes tangentielles sont **bien vérifiées** :

✓ $3.63 < 3.98 \text{ MPa}$

✓ $3.63 < 5.98 \text{ MPa}$

V.3.5.2 Vérification vis à vis l'ELU :

La justification des éléments par rapport à l'état-limite ultime implique deux vérifications distinctes : d'une part, celle des bielles en compression, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

❖ Les bielles comprimées :

τ_r contrainte tangentielle réduit

V_{ELU} : effort tranchant max à l'ELU

β_u : l'angle qui forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre

- Application numérique :

$V_{ELU(h/2)} = 30.35 \text{ MN}$; $S_n = 12.49 \text{ m}^3$; $I_n = 56.08 \text{ m}^4$; $B_n = 12.78 \text{ m}^2$; $b_n = 2 * (e_a - 0.5 * \phi_{\text{gaine}}) = 1.5 \text{ m}$ (pas de gaines)

$$\tau_{uT} = \frac{15.699}{2 * 0.75 * 25.5432} = 0.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{30.35 * 12.94}{60.717 * 1.5} = 4.31 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{uv}^2 + \tau_{uT}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 * \gamma_b} \right)^2$$

✓ $18.73 < 69.44$ (Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées)

❖ La résistance des armatures transversales :

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

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

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

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

F_e : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par la formule : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 * \frac{b_n * \gamma_s}{f_e}$

- Application numérique :

$\tau_u = 4.71 \text{ MPa}$; $f_{tj} = 3.6 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $b_n = 1.5 \text{ m}$; $\beta_u = 25^\circ$

$\frac{A_t}{S_t} = 56.46 \text{ cm}^2/\text{m}$ (les armatures transversales de l'effort tranchant et le moment de torsion à disposer dans les âmes)

$$\frac{A_t}{S_t}_{\text{MIN}} = 13.80 < 50.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\frac{A_t}{S_t} \leq 0$ donc en disposent $\frac{A_t}{S_t}_{\text{MIN}}$ (à disposer dans les âmes supérieur et inférieur de voussoir)

À vérifier dans l'étude transversale

❖ Les armatures longitudinales de moment de torsion :

$$\frac{\sum A_l}{u} * \frac{f_e}{1.15} = b_0 * \tau_{uT}$$

$$\sum A_l = \frac{1.15 * 0.4 * 20.70}{1.15 * 500} = 165.5 \text{ cm}^2$$

V.4 Étude transversal:

Pour l'analyse transversale, l'étude est faite sur des sections dangereuses qui sont la section sur pile et la section à la clé (les moments de flexions sont maximaux).

V.4.1 Evaluation des efforts :

V.4.1.1 Modélisation:

La modélisation est réalisée au moyen d'un logiciel basé sur la méthode des éléments finis. Le caisson est représenté par un cadre fermé (ou portique) soutenu au niveau de la partie inférieure de l'âme par deux appuis simples. Chaque segment de la structure est considéré avec une longueur unitaire de 1 mètre. Les sections des différents éléments du caisson sont considérées comme équivalentes en termes de poids et d'inertie.

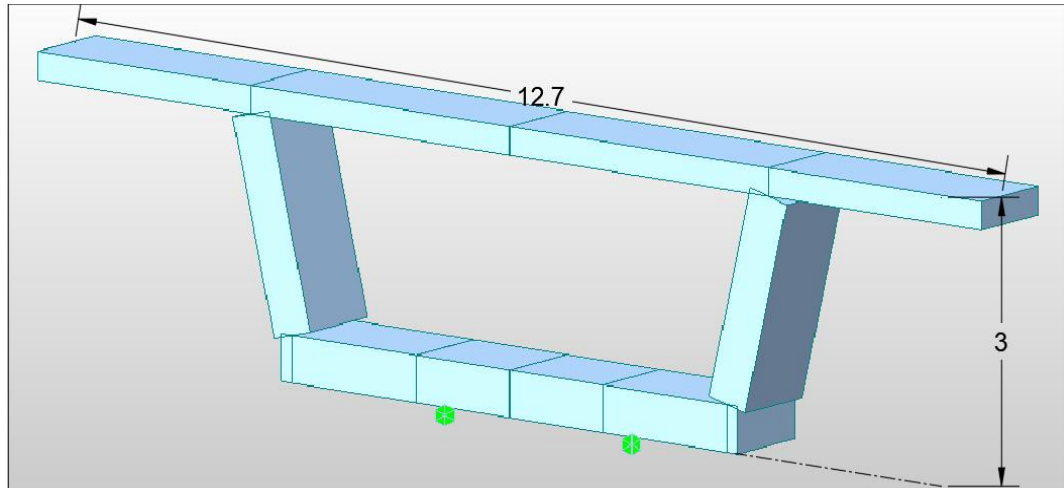


Figure V-16 section sur clef

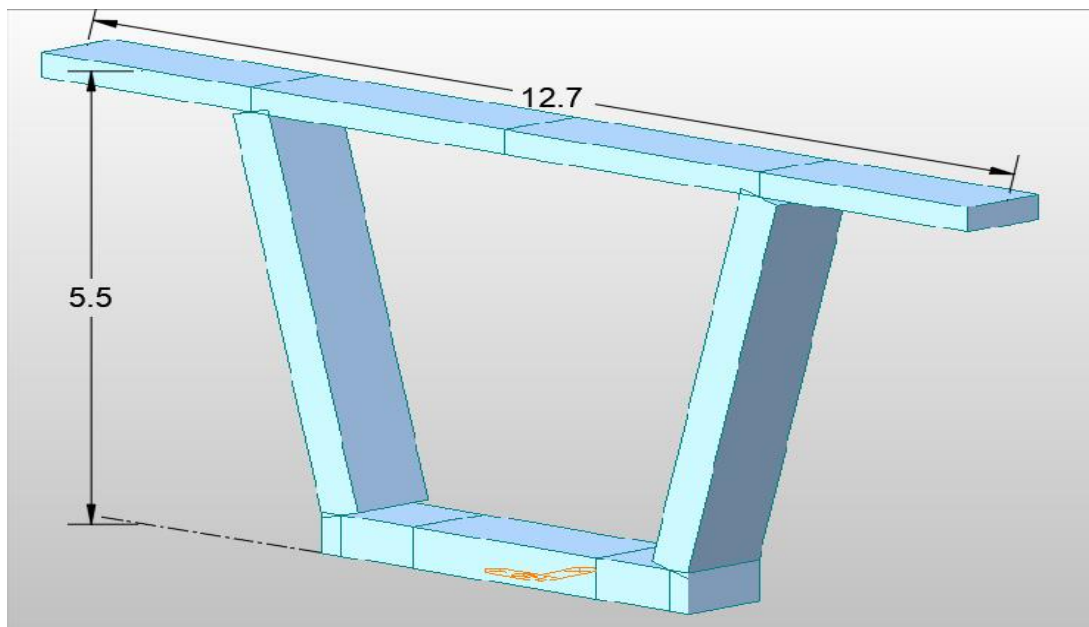


Figure V-17 section sur pile

NB : les combinaisons de charges utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

V.4.1.2 Résultats:

Les diagrammes de moment fléchissant transversal sont donnés dans l'Annex B. Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

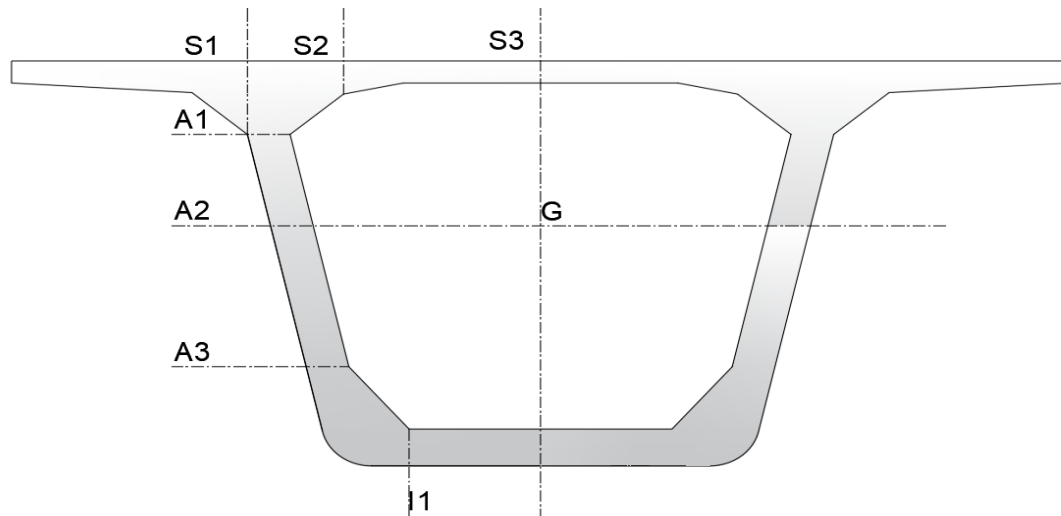


Figure V-18 les sections à vérifier

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-22 Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile

Élément	Section	Moment (ELS) (KN.m)	Moment (ELU) (KN.m)	Normal (ELS) (KN)	Normal (ELU) (KN)
Hourdis supérieur	S1	-52.00	-70.30	-	-
	S2	-365.20	-521.20	-	-
	S3	155.30	220.90	-	-
Âme	A1	317.50	456.80	-374.30	-531.00
	A2	138.60	199.40	-415.40	-586.60
	A3	30.00	45.00	-430.50	-609.00
Hourdis inférieur	I1	-66.30	-60.00	-	-

Tableau V-23 Effort extrême dans le voussoir de clef

Éléments	Section	Moment (ELS) (KN.m)	Moment (ELU) (KN.m)	Normal (ELS) (KN)	Normal (ELU) (KN)
Hourdis supérieur	S1	-52.00	-70.30	-	-
	S2	-370.40	-528.60	-	-
	S3	150.20	213.60	-	-
Âme	A1	311.30	448.10	-357.00	-506.40
	A2	150.00	216.70	-376.70	-530.00
	A3	70.00	134.00	-386.50	-540.50
Hourdis inférieur	I1	-27.51	-30.60	-	-

V.4.2 Ferrailage :

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

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple (hourdis supérieur/hourdis inférieur).
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée (les âmes).

On néglige l'effet de la torsion parce qu'on a un grand rayon de courbure.

V.4.2.1 Exemple de calcul:

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire de 1m de largeur sera à l'ELS.

- Application numérique (hourdis supérieur) :

Nappe supérieure :

$$M_{ser} = -365.20 \text{ KN.m}; \sigma_{bc} = 30 \text{ MPa } \sigma_s = 264 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 0.45 \text{ m}; d = 0.9 h = 0.405 \text{ m}$$

$$X = \frac{15 \cdot \sigma_{bc}}{15 \cdot \sigma_{bc} + \sigma_s} \cdot d = 0.255 \text{ m}; Z = d - \frac{x}{3} = 0.32 \text{ m};$$

$$M_1 = 0.5 \cdot b \cdot X \cdot \sigma_{bc} \cdot Z = 1.224 \text{ MN.m}$$

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

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 43.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = 6.70 \text{ cm}^2 < 43.22 \text{ cm}^2$$

- La condition de non fragilité est **vérifié**

Nappe inférieure :

$$h = 0.3 \text{ m}; M_{ser} = 155.30 \text{ KN.m} < M_1 = 543 \text{ KN.m (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 27.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = 4.47 \text{ cm}^2 < 27.61 \text{ cm}^2$$

- La condition de non fragilité est **vérifié**

V.4.2.2 Ferrailage passive des voussoir:

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferrailage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V-24 ferrailage passif de VSP

Élément	Nappe	H(m)	Section d'armature (cm ² /m)	Choix des barres (HA)	N° des barres	Espacement (m)
Hourdis sup	Nappe sup	0.99	13.90	16	7	0.17
		0.45	43.22	25	9	0.13
	Nappe inf	0.30	27.50	20	9	0.13
Âme	Nappe externe	0.70	27.10	20	9	0.13
		0.70	16.60	16	9	0.13
		0.70	10.10	12	9	0.13
	Nappe interne (C.N.F)	0.7	10.43	12	9	0.13
Hourdis inf	Nappe sup (C.N.F)	0.50	7.45	12	7	0.17
	Nappe inf	0.50	7.45	12	7	0.17

Tableau V-25 Armature passif de VSC

Élément	Nappe	H(m)	Section d'armature (cm ²)	Choix des barres (HA)	N° des barres	Espacement (m)
Hourdis sup	Nappe sup	0.99	13.90	16	7	0.17
		0.45	40.80	25	9	0.13
	Nappe inf	0.30	26.60	20	9	0.13
Âme	Nappe externe	0.50	26.30	20	9	0.13
		0.50	16.50	16	9	0.13
		0.50	14.70	16	8	0.14
	Nappe interne (C.N.F)	0.50	10.43	12	9	0.13
Hourdis inf	Nappe sup	0.30	4.80	12	5	0.25
	Nappe inf (C.N.F)	0.30	4.47	12	5	0.25

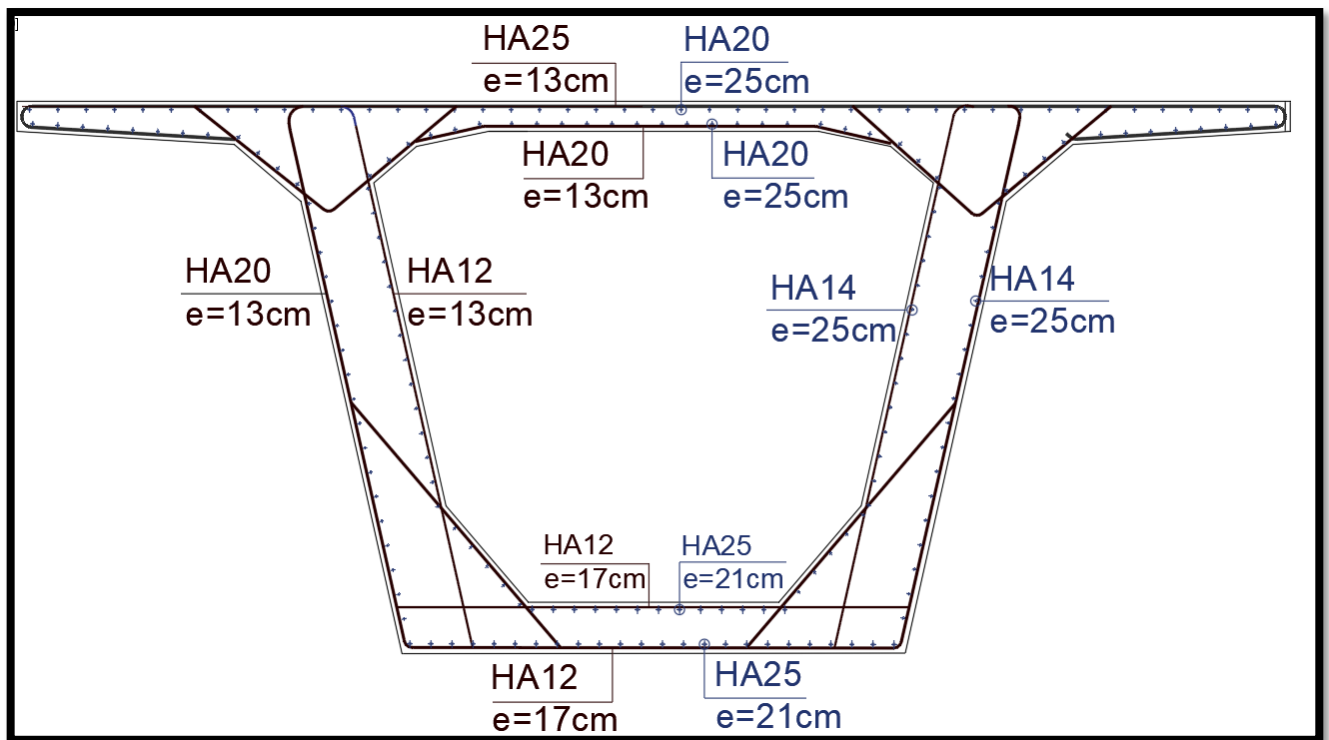


Figure V-19 Ferrailage du vousseur sur pile

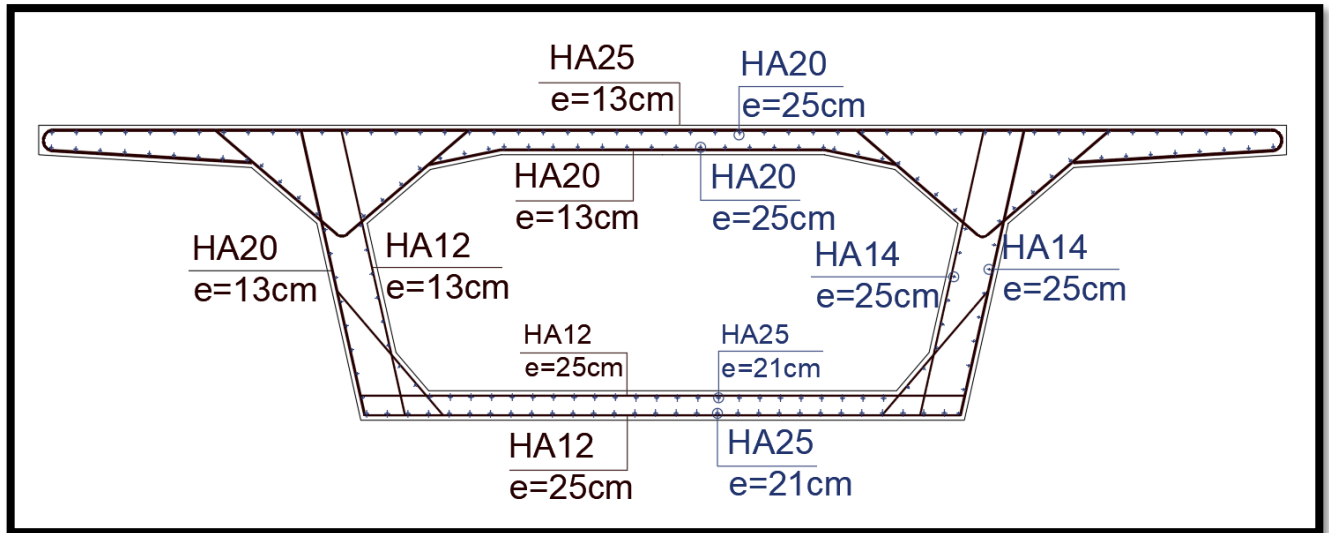


Figure V-20 Ferrailage du voussoir sur clef

V.5 Vérification de la flèche:

La flèche admissible à l'ELS pour les viaducs ferroviaires = $\frac{1}{1000} * L$

L : longueur de travée

$$f_{adm} = \frac{1}{1000} * 90 = 9\text{cm}$$

La flèche max à l'ELS (les résultats de logiciel MIDAS CIVIL) sous la combinaison 26.2.7 à mis travée = 8.79cm

La condition de flèche admissible est **vérifiée**

Chapitre VI:

Etude Sismique et Equipements du Pont

CHAPITRE VI Etude Sismique et Equipements du Pont

VI.1 Introduction:

Pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité d'un pont, il est essentiel de disposer de certains équipements et de mener des études précises. Les appareils d'appui garantissent la transmission et l'absorption des charges entre la structure et ses supports. Les joints de dilatation permettent d'accommoder les mouvements dus aux variations de température et aux charges de trafic. Enfin, l'étude sismique évalue et améliore la résistance du pont aux tremblements de terre. Ensemble, ces éléments assurent la sécurité et la longévité de l'ouvrage

VI.2 Appareil d'appui:

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VI.2.1 Choix de type d'appareil d'appui :

Les appareils d'appui frettés sont composés de plusieurs couches d'élastomère, entre lesquelles sont insérées des plaques en acier doux. Ces plaques sont adhésiées sous pression lors de la vulcanisation.

Les appuis en élastomère fretté sont utilisés pour supporter des charges moyennes et fortes.

On fait le choix sur des appareil d'appui fretté pour certain avantage :

- La facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux sur plusieurs appuis.
- Le coût relativement faible.

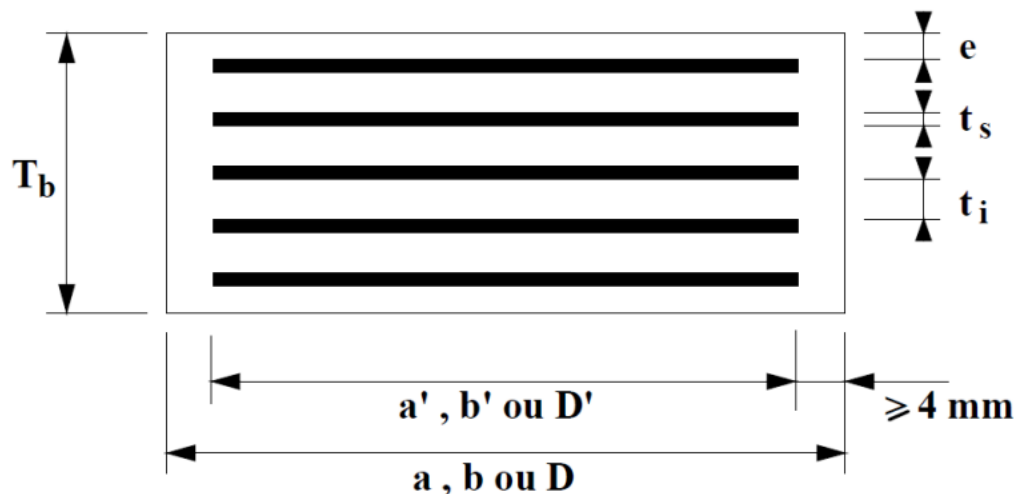


Figure VI-1 les dimensions d'un appareil d'appui

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2e$.

T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n t_i + 2e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage

VI.2.2 Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appui :

Les réactions ainsi les efforts verticaux appliqués sont calculés à l'ELU

Tableau VI-1 évaluation des réactions sur chaque appareil d'appui

Combinaison	culée 01	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Culée 02
G	2 615.90	6 112.70	6 387.50	5 662.00	3 231.60
1,35 G + g26_2_6	9 107.14	15 344.72	15 887.50	14 340.92	10 073.10
1,35 G + g27_2_6	8 778.10	15 344.50	15 887.61	14 338.90	10 073.00

NB : on utilise 2 appareils d'appui au niveau des culées, et 4 appareils d'appuis au niveau des piles. On prend juste la réaction maximale au niveau des appuis.

Tableau VI-2 évaluation des efforts verticaux maximale sur chaque appareil d'appui

Effort normal	Appui de rive	Appui intermédiaire
FZ, Gmin (KN)	2 615.90	5 662.00
F _Z (KN)	10 073.10	15887.61

VI.2.3 Dimensionnement des appareils d'appui :**VI.2.3.1 Dimensionnement en plan des appareils d'appui :**

La contrainte de compression maximale F_z sur la surface A' ne doit pas dépasser 20 à 25 MPa (condition de non écrasement), en conservant une pression minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale F_z, G_{min} (condition de non-cheminement).

$$\frac{F_z}{A'} \leq 20 \text{ à } 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad \frac{F_z}{A'} \geq 3 \text{ Mpa}$$

Il est préférable d'employer des appareils d'appui de forme se rapprochant du carré ($a = b$).

Tableau VI-3 dimensionnement en plan des appareils d'appui

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
A'_{min} (m ²)	0.5	0.79
A'_{max} (m ²)	0.87	1.8
$a = b$ (mm)	800	900
A' (m ²)	0.64	0.81
t_i (mm)	20	20

VI.2.3.2 Évaluation des déplacements horizontaux:

❖ Effet de la variation uniforme de la température :

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de température est ; $V_{xT} = \epsilon_T \times |X_i|$

ϵ_T : coefficient de la température ; $\epsilon_T = \alpha \times \Delta T$

$\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$: coefficient de dilatation thermique de béton armé.

$\Delta T = 30^\circ\text{C}$: variation uniforme de température, égale à la différence entre les températures extrêmes enregistrées (40°C), et la température initiale moyenne au moment de réalisation de l'ouvrage (entre 10°C et 25°C ; RCPR).

$|X_i|$: distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; $|X_i| = |x_i - X_{CR}|$

Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par : $X_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i}$

K_i : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré

❖ Effet de déformation différées (retrait et fluage de béton) :

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton est ; $V_{xr} = \epsilon_r \times |X_i|$

$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait pour un climat tempéré.

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage de béton est en fonction des contraintes normales appliquées. Il est tenu en première approximation ; $V_{xf} = \epsilon_f \times |X_i|$

$\epsilon_f = 2.5 \times 10^{-4}$: coefficient de fluage à $t = 0$ au moment d'application de la contrainte σ_b .

❖ Effet de freinage :

Le déplacement horizontal maximal dû au freinage est donné par : $V_{xfr} = \frac{F_{fr,i} \cdot T_q}{2G \cdot a \cdot b}$

$F_{fr,i}$: force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui ; $F_{fr,i} = F_{fr,j} / nAA/\text{appui}$

$F_{fr,j}$: force de freinage maximale pour un seul appui ; $F_{fr,j} = F_{fr} \times K_i / \sum K_i$

F_{fr} : force de freinage maximale appliquée à un seul tablier ; $F_{fr} = \max(\text{SW02} ; \text{UIC71})$.

K_i : dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considéré.

G : module de cisaillement d'élastomère ; $G = 0.9 \text{ MPa}$ pour les déformations lentes, et $2G = 1.8 \text{ MPa}$ pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge) et $G = 1.2 \text{ MPa}$ pour les calculs sismiques

NB : au stade de dimensionnement, on suppose une répartition égale de l'effort de freinage entre tous les appareils d'appui d'un même tablier. Donc $F_{fr,j} = F_{fr} / nAA$ On suppose aussi que le centre de rigidité (le point fixe) se trouve au milieu de chaque tablier. Donc $|X_i| = L / 2$, où L : est la distance entre les appareils d'appui extrêmes. Ensuite, au stade de vérification, on fait le calcul exact en prenant en compte les souplesses des appuis et des appareils d'appui retenus

Tableau VI-4 Evaluation des déplacements horizontaux maximales (phase de

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
L (m)	299	270
V_{xT} (mm)	44.85	40.4
V_{xr} (mm)	29.9	27
V_{xf} (mm)	37.37	33.75
F_{fr} (KN)	875 (SW2)	875 (SW2)

n aa	16	16
V_{xfr} (mm)	$0.047T_q$	$0.0375 T_q$

VI.2.4 Hauteur nette d'élastomère :

La hauteur nette d'élastomère T_q est conditionnée par :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1$$

V_x : est le déplacement horizontal maximal

$$V_x = V_1 + V_2 ; V_x = V_1 + \frac{H_x + T_q}{2Gab}$$

V_1 : déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait.

V_2 : déplacement horizontal maximal dû au freinage

Tableau VI-5 dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
V_x (mm)	$112.12 + 0.047 T_q$	$101.15 + 0.0375 T_q$
T_q (mm) $\geq$	117.65	105
T_e (mm)	130	130

VI.2.5 Dimensionnement des frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime :

La condition à vérifier pour les frettes est : $t_s \geq \frac{2.6 * F_Z * t_i}{A_r * f_y}$

f_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes, soit 235 MPa pour l'acier S235.

A_r : surface réduite ou surface en plan effective, vaut ; $A_r = A' * \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right)$

Tableau VI-6 dimension des frettes

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
F_Z (KN)	10 073.10	15 887.61
V_x (mm)	117.65	105
A_r (cm ²)	5 311.56	6 986.50
t_s (mm) $\geq$	4.2	5.03
t_s (mm)	5	6

Tableau VI-7 dimension des appareils d'appui retenue

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
$a \times b$ (mm ²)	(800 × 800)	(900 × 900)
Enrobage des chants (mm)	5	5
A' (cm ²)	6 241	7 921
t_i (mm)	20	20
$e = t_i / 2$ (mm)	10	10
n	6	6
T_e (mm)	130	130
t_s (mm)	5	6
$n+1$	7	7
T_b (mm)	175	182

VI.2.6 Calcul exacte des déplacements horizontaux :

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

Tableau VI-8 Evaluation exacte des déplacements horizontaux

Appuis	X_i (m)	$ X_i $ (m)	V_{xt} (Mm)	V_{xr} (Mm)	V_{xf} (Mm)	V_x^* (Mm)	$K_{app.d}/\Sigma K_d$	$f_{fr.i}$ (KN)	V_{xfr} (Mm)	V_x (Mm)
C01	0	150.14	45.04	30.03	37.54	112.61	0.110	45.94	2.59	115.20
P01	60	90.14	27.04	18.03	22.54	67.61	0.260	57.31	2.55	70.16
P02	150	0.14	0.042	0.03	0.04	0.11	0.260	57.75	2.57	2.68
P03	240	89.86	26.96	17.97	22.47	67.40	0.260	57.96	2.58	69.98
C02	300	149.86	44.96	29.97	37.47	112.40	0.110	45.94	2.59	114.99

VI.2.7 Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :

Les raideurs des appareils d'appui et des piles sont calculé comme suit :

$$K_{aa} = n * G * \frac{a*b}{T} ; K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ d'où } K_t = \frac{1}{\frac{1}{K_{app}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui ($G = 1.8$ MPa en cas dynamique).

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 30$ MPa ($E = 34\,179.6$ MPa)).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau VI-9 Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	h (m)	I (m ⁴)	K_{pile} (MN/m)	n	$K_{AA.s}$ (MN/m)	$K_{AA.d}$ (MN/m)	$K_{AA.s}$ (MN/m)	$K_{AA.d}$ (MN/m)
C01	/	Infini	Infini	2	6.58	13.17	6.58	13.17
P01	14	21.73	812	4	16.02	32.04	15.71	30.82
P02	11.85	21.73	1339.03	4	16.02	32.04	15.83	31.29
P03	10.5	21.73	1924.77	4	16.02	32.04	15.89	31.52
C02	/	Infini	Infini	2	6.58	13.17	8.86	13.17

NB : les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.

VI.3 Etude sismique:

VI.3.1 Conception des piles:

Pour notre projet, nous avons choisi d'utiliser des piles caisson évidées (rectangulaires creuses) sur Toute leur hauteur, avec des sections pleines au niveau de la tête.

VI.3.2 Implantations des piles :

Tableau VI-10 Implantations et hauteur des piles

Pile	P01	P02	P03
Hauteur	14	11.85	10.5
Position	PK119+96	PK120+50	PK120+140

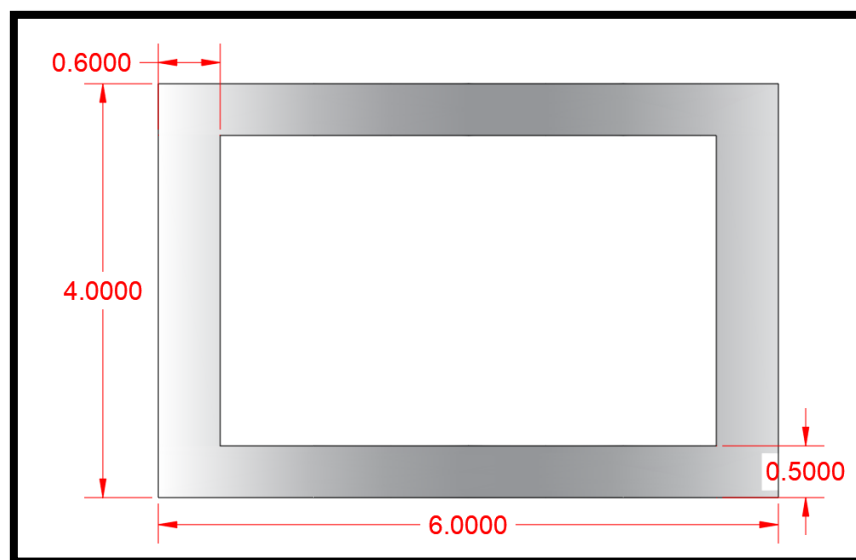


Figure VI-2 dimension de la pile

VI.3.3 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 1er groupe, classé en zone I.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- L'accélération de zone A = 0.15

VI.3.4 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

- La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les conditions suivantes simultanément :

VI.3.4.1 Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

$$M_T = (G + \alpha Q)$$

G : le poids propre du tablier.

Q : charge d'exploitation (charge ferroviaire LM71).

α : 30 % des charges d'exploitations .

- Application numérique :

$$M_p = 10896.7 \text{ KN} ;$$

$$M_T = 134704.8 \text{ KN} ;$$

$$M_p \leq 0.43 * M_T \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.4.2 Angle de biais:

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

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

VI.3.4.3 Angle de courbure:

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

Il s'agit d'un pont presque droit → **Condition vérifiée.**

VI.3.4.4 Symétrie transversale :

La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ⇒ **Condition Vérifiée**

⇒ Les quatre conditions précédentes sont vérifiées dans le cas de notre ouvrage, donc nous pouvons appliquer la méthode monomodale

On a la masse effective totale : $M_{tot} = 13\,470.48 \text{ t}$

VI.3.4.5 Evaluation des raideurs de la structure :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; E = 34179.55 \text{ MPa} ; G = 1.2 \text{ MPa}$$

Tableau VI-11 raideur dynamique longitudinale des appuis

Elément	Piles			Appareils d'appui		Appuis
Appuis	h (m)	I (m ⁴)	KPile (MN/m)	n	KAA, (MN/m)	KApp,(MN/m)
C01	/	Infini	Infini	2	8.78	8.78
P01	14	21.73	812	4	21.36	20.81
P02	11.85	21.73	1339.03	4	21.36	21.02
P03	10.5	21.73	1924.77	4	21.36	21.13
C02	/	Infini	Infini	2	8.78	8.78
					ΣKapp	80.52

VI.3.5 Période propre de l'ouvrage :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M_{tot}}{\sum K_{app}}}$$

$$T=2.57s$$

VI.3.6 Composante horizontale :

Le RPOA donne le spectre de réponse élastique pour les deux directions horizontales (longitudinale et transversale) par les formules ci-dessous :

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

Où :

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s².

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site donné dans le tableau 2.

S : Coefficient de site donné dans le tableau 2.

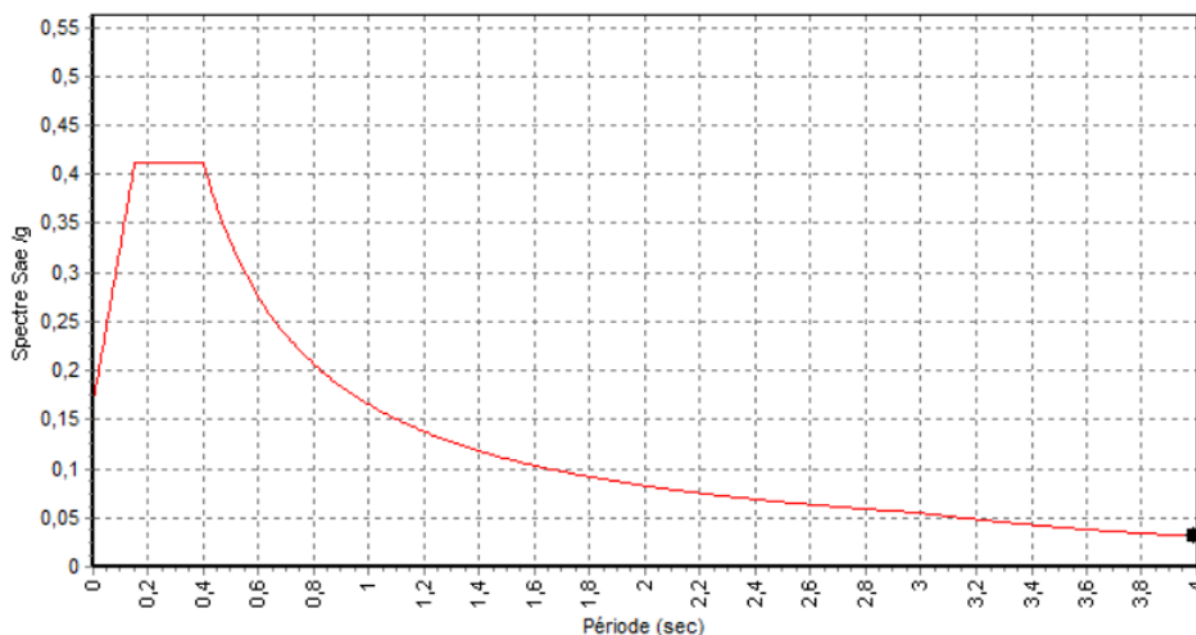
A : Coefficient d'accélération de zone.

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

ξ : Taux d'amortissement.

Tableau VI-12 Valeur de T1 T2 S pour la composante horizontal

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

VI.3.6.1 Spectre de réponse horizontale:**VI.3.7 Composante verticale :**

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (II) selon le R.P.O.A, est négligeable ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

VI.3.8 Selon le spectre de réponse longitudinale :

On trouve : $S_{ae} = 0.839 \frac{m}{s^2}$

Donc l'effort totale : $F = M * S_{ae} = 11.3 \text{ MN}$

VI.3.8.1 Répartition de l'effort totale:

Tableau VI-13 Répartition des efforts totaux par appui dans le sens longitudinal

	C01	P01	P02	P03	C02
Ki (MN/m)	8.78	20.81	21.02	21.13	8.78
Ki/Σki	0.109	0.258	0.261	0.262	0.109
Fi (MN)	1.232	2.921	2.951	2.965	1.232

VI.3.9 Dans le sens transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

VI.3.9.1 Le modèle à tablier rigide :

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

Alors il n'est pas applicable dans notre cas.

VI.3.9.2 Le modèle à tablier flexible :

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralisé à un seul degré de liberté comme suit :

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

Avec :

m_i : est la masse concentrée au i-ème point nodale.

u_i : est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces

$f_i = m_i * g$ Agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

Les forces f_i Agissent statiquement sur l'ouvrage d'où le déplacement de chaque degré de liberté est donné par :

$$\{U\} = [K]^{-1} \times \{f\}$$

$$\langle f \rangle^T = \langle m_i \times g \rangle$$

Avec :

$[K]$: est la matrice de rigidité de l'ouvrage, obtenue par la même procédure dans le cas de sens longitudinal. (Les résultats de l'analyse spectrale de l'ouvrage sont jointés dans l'annexe C)

VI.3.10 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 :

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

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

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

$E_x; E_y$ et E_z Sont les effets des actions sismique dans chacune des directions respectives

VI.3.11 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : $G + \Psi Q + E$

Avec :

Q : actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : $Q = LM71$.

Ψ : 30 % des charges d'exploitations roulantes pour ponts rails

VI.3.12 Vérifications du dimensionnement selon l'RPOA :

Selon l'RPOA les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

VI.3.12.1 Resistance 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.

$$\frac{F_z}{A} \leq 20 \text{ à } 25 \text{ MPa}$$

Tableau VI-14 Vérification de la résistance à la compression

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
F_z / A_r (MPa)	9.06	14.39
Observation	Vérifier	Vérifier

VI.3.12.2 Sécurité au flambement:

$$\gamma_s * P_u \leq P_c$$

Avec :

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

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

$P_c = 4 * G * B * S^2 * \frac{d}{h}$: la charge critique de flambement.

G : le module de cisaillement

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur d'élastomère.

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

S : le facteur de forme, $S = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)}$

- Application numérique :

Cas culés :

$$S = \frac{800 \times 800}{2 \times 20 \times (800 + 800)} = 10$$

$$d = 0.02 + 0.005 = 0.025 \text{ m}$$

$$h = 0.175 \text{ m}$$

$$B = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ m}^2$$

$$P_c = \frac{4 \times 0.9 \times 0.64 \times 100 \times 0.025}{0.175} = 43.88 \text{ MN}$$

$$P_u = 10.073 \text{ MN}$$

$$\gamma_s * P_u \leq P_c \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Cas piles :

$$S = \frac{900 \times 900}{2 \times 20 \times (900 + 900)} = 11.25$$

$$d = 0.02 + 0.005 = 0.025 \text{ m}$$

$$h = 0.182 \text{ m}$$

$$B = 0.9 \times 0.9 = 0.81 \text{ m}^2$$

$$P_c = \frac{4 \times 0.9 \times 0.81 \times 126.56 \times 0.025}{0.182} = 50.69 \text{ MN}$$

$$P_u = 15.88 \text{ MN}$$

$$\gamma_s * P_u \leq P_c \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.3.12.3 Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\delta_c = 0.7 + 4 * (\delta_0 - 0.7) * (0.25 - p) \quad \text{Si } p \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4 (1 - 2p) \quad \text{Si } p > 0.25$$

Avec :

$$\delta = \frac{d}{h_c}; \delta_0 = \frac{c}{h_c}$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 900$ mm).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

h_c : la hauteur totale d'élastomère.

Tableau VI-15 vérification de la torsion selon RPOA

Distorsion	Appui de rive	Appui intermédiaire
P	0.23	0.31
$0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7) (0.25 - p)$	1	/
$1.4 (1-2P)$	/	0.53
$V_x (r,f,T)$ (mm)	117.65	105
V_{xs} (mm)	140	140
V_x (mm)	257.65	245
δ	1.24	1.13
Observation	×	×

Donc : On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VI.3.12.4 Condition de non glissement:

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier :

$$H < f * N$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$ (contact élastomère-structure).

σ_m : est la contrainte moyenne de compression.

Tableau VI-16 vérification de non glissement

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
N (KN)	5 790.00	11 660.00
σ_m (Mpa)	9.06	14.39
f	0.17	0.14
H (KN)	1910.96	4 331.60
f,N (KN)	984.3	1 632.40
observation	×	×

Donc : on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée

VI.4 Joint sous ballast:

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ses extrémités. Les joints sous ballaste sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

VI.4.1 Calcul du souffle :

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

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T , W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ($W_s = 14$ cm).

$W = 12.7$ cm

VI.5 Dés d'appui:

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier. Ils sont soumis à une compression simple. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VI.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis :

Dans les cas courants, une distance de 1'ordre de 10 cm est nécessaire entre le bord de l'appareil d'appui et l'arrête de béton la plus proche.

$$A = a + 200.$$

$$B = b + 200.$$

$$h \geq \frac{2B_0}{P_0}.$$

Où :

$$B_0 = A * B; P_0 = 2 * (A + B)$$

Tableau VI-17 dimension de dés d'appui

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
A = B (cm)	100	110
h(cm)	0.55	0.6

VI.5.2 Ferrailage de dés d'appui :

Les bossages sont des pièces soumises à des efforts de compression et d'éclatement ; les armatures seront donc constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées, placées le plus près possible de la face supérieure de l'appui.

VI.5.2.1 Frettage de surface:

$$A_s \geq \frac{0.04R_u}{f_{su}}; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

R_u : Réaction maximale

f_{su} : La contrainte limite d'acier

VI.5.2.2 Ferrailage d'éclatement:

$$A_e = \frac{R}{f_{su}}$$

VI.5.2.3 Ferrailage total:

$$A_e + A_s = \sup \left\{ \begin{array}{l} A_e + \frac{0.04 R}{f_{su}} \\ 0.15 \frac{R}{f_{su}} + \frac{0.04 R}{f_{su}} \end{array} \right.$$

Les résultats de calculs ainsi que les barres choisis sont donnés au tableau ci-dessous :

Tableau VI-18 ferrailage des dés d'appuis

Frettes	Appui de rive	Appui intermédiaire
$A_s + A_e(\text{cm}^2)$	44.05	69.43
Ø (mm)	15 HA20	15 HA25

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VII Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction:

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une composante fondamentale de tout projet de construction de pont, intrinsèquement liée à la conception globale de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations requiert une réflexion approfondie, s'appuyant sur un processus progressif et itératif. Ce chapitre explore les divers aspects techniques nécessaires à cette conception, notamment la sélection des types d'appuis, la configuration des piles. Une analyse technique de ces éléments est essentielle pour garantir la stabilité, la durabilité et la résistance de l'ouvrage aux charges et aux contraintes environnementales.

VII.2 Étude de la pile:

VII.2.1 Vérification de stabilité vis-à-vis de flambement :

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

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

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 * l_0$.

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

S : la section transversale de la pile.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} ; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

- Résultats :

$$I_y = 29.14m^4 ; I_x = 15.1443m^4 ; S = 9.60m^2.$$

$$l_f = 2 * 14 = 28 \text{ m.} \rightarrow i_x = 1.25 \text{ m et } i_y = 1.73 \text{ m}$$

$$\lambda_x = 22.4 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de x-x.}$$

$$\lambda_y = 16.13 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de y-y}$$

VII.2.2 Vérification vis-à-vis stabilité de forme :

La vérification de stabilité de forme se fait à l'ELU :

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(15, 20 * \frac{e_1}{h} \right)$$

$$e_1 = e_0 + e_a ; e_0 = \frac{M}{N} ; e_a = \max \left(2cm, \frac{l}{250} \right)$$

- Application numérique :

$$M_u = 150\,376.12 \text{ KN.m} ; N_u = 66\,307.25 \text{ KN} ; e_0 = 2.26$$

$$e_a = \max (2cm, 5.6cm) = 5.6cm$$

$$\text{Max} (15, 11.58) = 15$$

$$\frac{2 * 14}{6} < 15 \text{ La section est stable}$$

VII.2.3 Ferrailage de la pile :

VII.2.3.1 Ferrailage longitudinal:

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée en deux nappes : l'une proche de la surface extérieure et l'autre proche de la surface intérieure. Le ferrailage de ces sections est déterminé à l'aide des abaques de Walther, où la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature répartie linéairement, située au milieu de la paroi de béton. Cette disposition présente une répartition variable doublement symétrique, avec un facteur

$$\beta = \frac{b}{2(b+h)}$$

Vérification de la condition d'orientation : $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$

t_y et t_x : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

h et b : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

$\Rightarrow 0.083 < 0.15$ La condition est vérifiée

Le champ d'application d'un abaque s'étend à toutes les sections présentant les paramètres appropriés, indépendamment de leurs dimensions effectives et de la qualité de leur béton, grâce à la notion d'efforts internes relatifs et adimensionnels n ; m_y ; m_z :

$$n = \frac{N}{b * h * f_{c28}} ; m_y = \frac{M_y}{b * h^2 * f_{c28}} ; m_z = \frac{M_z}{b^2 * h * f_{c28}} ;$$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω :

$$\omega = \mu * \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} * \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Rightarrow F_{atot} = \frac{\omega * b * h * f_{c28}}{f_{c28}}$$

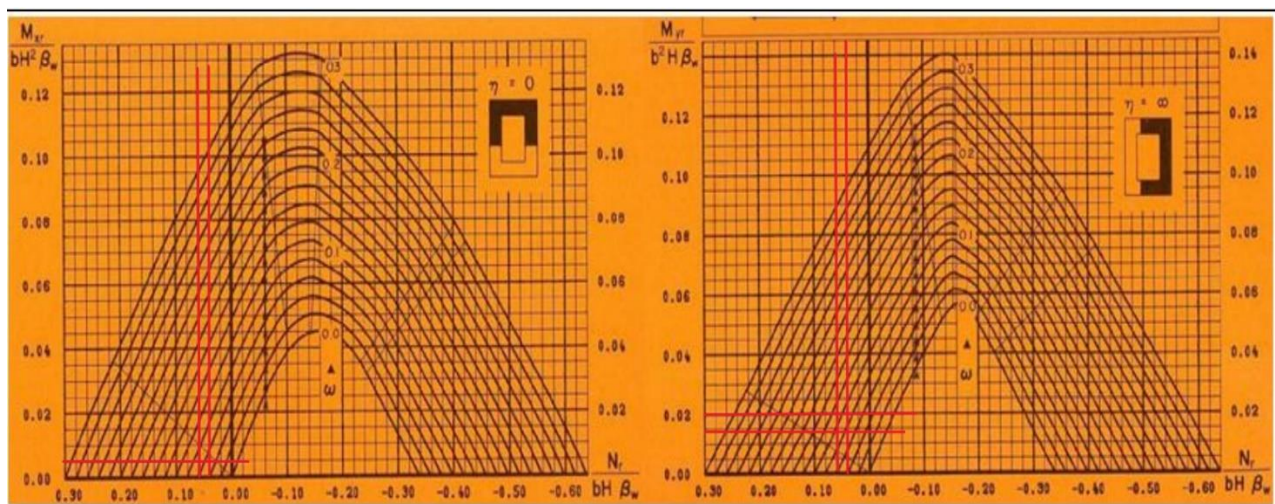


Figure VII-1 Abaques de WALTHER

Tableau VII-1 ferraille de pile 2 section creuse (la plus sollicitée)

Dimension	ELS	ELA
N(KN)	48401.400	41710.420
M_y (KN.m)	102099.290	72436.340
M_z (KN.m)	17467.000	17345.300
n	0.058	0.050
m_y	0.020	0.014
m_z	0.005	0.005
ω ($\eta = 0$)	0.07	0.05
ω ($\eta = \infty$)	0.11	0.07
F_{atot} (Cm ²)	1848	
β	0.2	
F_a Coté b(Cm ²)	277.2	
F_a Coté h(Cm ²)	646.8	

ϕ Coté b (mm)	HA32 / e=14 Cm
ϕ Coté h (mm)	HA25 / e=14 Cm

Le pourcentage géométrique des barres longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion, Composée tout en restant compris dans les fourchettes admissibles données ci-dessous :

Le pourcentage géométrique ρ_g doit être compris dans les limites de :

$0.5\% \leq \rho_g \leq 3\%$ **Hors zone de recouvrement**

$\rho_g \leq 6\%$ **En zone de recouvrement**

Avec :

$$\rho_g = A_s/B$$

A_s section totale d'acier.

B section totale du béton

- Application numérique :

$$\rho_g = \frac{1848}{9.60 \times 10^4} = 1.925\% \leq 3\% \text{ Vérifiée (En zone de recouvrement)}$$

$$\rho_g = \frac{2 \times 1848}{9.60 \times 10^4} = 3.85\% \leq 6\% \text{ Vérifiée (Hors zone de recouvrement)}$$

VII.2.3.2 Vérification des bielles :

Vérification des bielles se fait à l'ELU :

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}; \tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \cdot b_0 \cdot d}; \tau_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_{uv} = \frac{8465.18}{0.6 \cdot 4} = 3527.15 KPa;$$

$$\tau_{uT} = \frac{20.77}{2 \cdot 0.5 \cdot 4} = 5.19 KPa;$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot 50}{1.15}; 4MPa\right) = 4MPa$$

$$\tau_{uT} + \tau_{uv} = 3.53 < 4MPa \text{ Condition vérifier}$$

VII.2.3.3 Ferrailage transversal:

La section A_t du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t(m)} = \frac{A_l}{1.6} \cdot \frac{f_{el}}{f_{et}}$$

S_t : t représente l'espacement des armatures transversales en m,

L'espacement en zone critique $S_t = \min(24\phi_t, 8\phi_l, 0.25d) = 20cm$ (d c'est la hauteur utile);

Tableau VII-2 Ferrailage transversal de la pile section creuse

Dimension	Coté b	Coté h
$A_l(Cm^2)$	277.2	646.8
$S_t(Cm)$	20	20
$A_t(Cm^2)$	34.65	80.85
$\phi_t(Mm)$	12	12

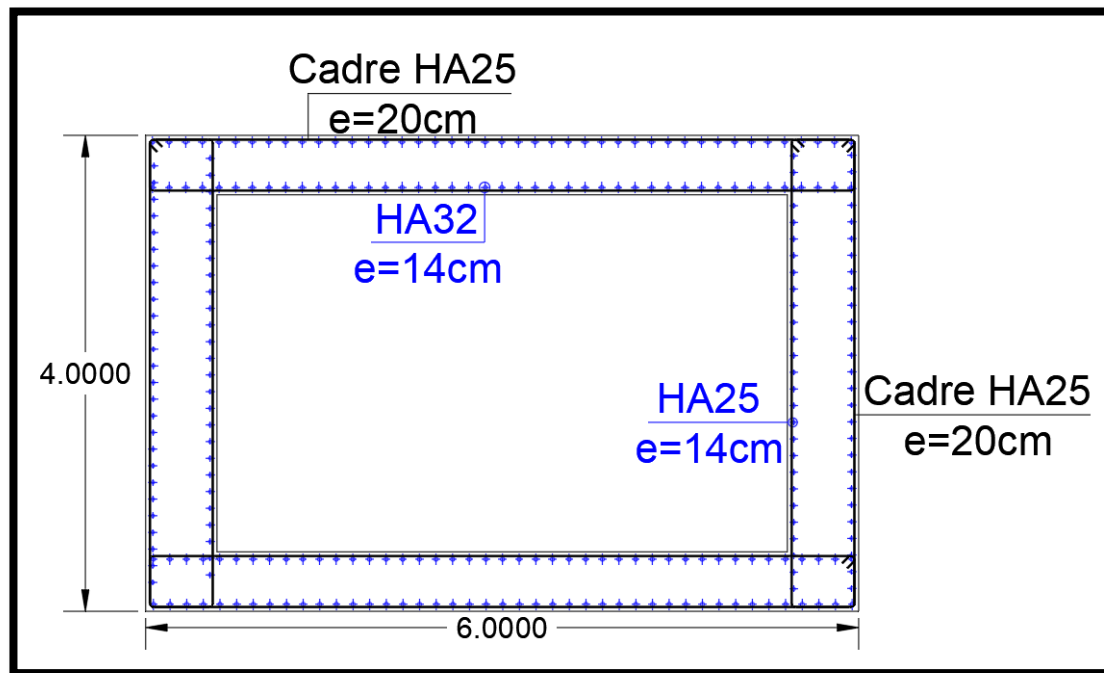


Figure VII-2 ferrailage de pile

VII.3 Étude de la culée:

La culée est un élément essentiel de l'infrastructure d'un pont, située à chaque extrémité de l'ouvrage. Elle assure la liaison entre le tablier du pont et l'environnement environnant. Elle a deux fonctions principales : servir de support pour le tablier et agir comme un mur de soutènement, résistant à la poussée des terres et aux surcharges des remblais.

VII.3.1.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- **Culée enterrée** : Elles sont enfouies dans le remblai d'accès à l'ouvrage, jouant uniquement un rôle d'appui.
- **Culée remblayée** : Constituées d'un ensemble de murs ou de voiles en béton armé, elles assurent à la fois l'appui et le soutien des remblais.
- **Culée creuse** : Elles prennent la forme d'une boîte renversée.

En fonction des caractéristiques naturelles du site, le choix se porte sur une culée remblayée.

Pré-dimensionnement de la culée :

Tableau VII-3 Récapitulatif des dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Ratio usuel	Dimension
Mur de garde grève	$e_{m\text{gg}} \geq \max(0.30 \text{ m}, h/8) = 0.46$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{\text{M en retour}}$	$h_{m\text{gg}} = 3.75$ $l_{m\text{gg}} = 11.4$ $e = 0.5$
Mur de front	Leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.	$h_{m\text{f}} = 7.5$ $e_{m\text{f}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 2.1$ $l_{m\text{f}} = l_{\text{tablier}} = 12.7$

Mur en retour	L'épaisseur compris entre 30 cm et 60 cm.	$e_{mr} = 0.7$ $h_{mr} = 11.25$ $l_{mr} = 10.4$
Les pieux		Diamètre = 1.2 m Profondeur = 17.5 m
La semelle	Selon le nombre et la distribution des pieux (16 pieux 4*4)	$e_s = 2$ $L_s = 13.2$ $l_s = 13.2$

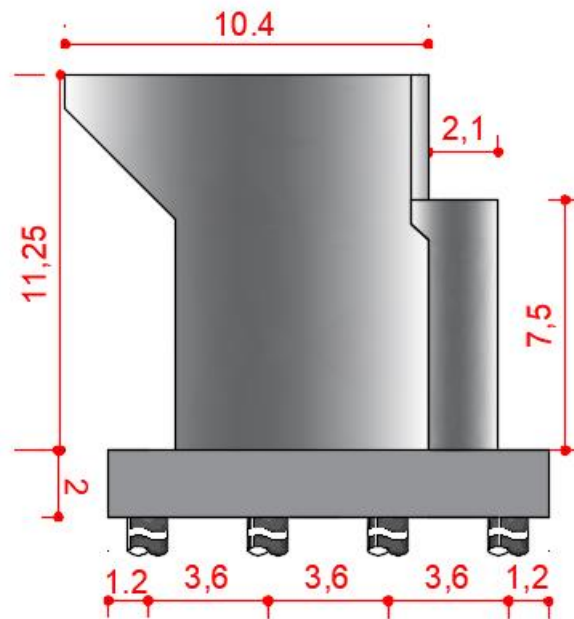


Figure VII-3 dimension de culée

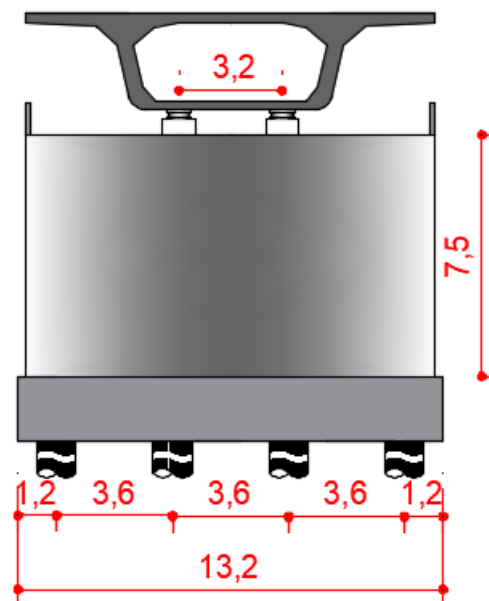


Figure VII-4 dimension de culée

VII.3.1.2 Evaluation des efforts agissants sur les culées :

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

VII.3.1.3 Calcul du coefficient de poussée

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

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right)}$$

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_v}\right)$$

k_h : coefficient sismique horizontal ; $k_h = A = 0.2$

k_v : coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$

A : coefficient d'accélération de zone (voir chapitre précédent).

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\varphi = 30^\circ$

β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; $\beta = 0^\circ$

Le calcul se fait sous les quatre cas montrés au tableau suivant :

Tableau VII-4 calcul des coefficients de poussée possible

Cas	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
Normal	0	0	0	0.33
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.2	0.06	10.68	0.46
Séisme Horizontal	0.2	0	11.31	0.47
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.2	-0.06	12.01	0.48

Note : vu que nous avons une zone sismique I (faible sismicité), donc nous pouvons éliminer les trois cas sismiques et on fait le calcul juste pour le cas normal.

VII.3.1.4 Ferrailage de la culée:

Dans ce qui suit, nous allons déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée.

- Le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres engendrées par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

Le mur garde grève est supposé encastré à la base, il est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

VII.3.1.5 Calcul des sollicitations:

❖ Moment dû à la poussée des terres :

$$M_p = P * \left(\frac{h}{3}\right) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma_R h^2 L * \left(\frac{h}{3}\right)$$

k_a : coefficient de poussée des terres, $k_a = 0.33$.

γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur du mur garde grève, $h = 3.75 \text{ m}$.

L : longueur du remblai, ($L=11.5 \text{ m}$) on fait le calcul par moments de la poussée des terres

Tableau VII-5 Moment dû à la poussée des terres

Cas	K_a	P (kn)	$M_p(\text{kn.m})$
Normal	0.33	46.41	58.01

❖ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Pour la charge locale située en arrière du mur garde grève on prend la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage).

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M'_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} * \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Où :

k : coefficient ayant pour valeur $K = K_{ah} * \delta$

δ : coefficient de majoration dynamique ($\delta = \varphi_3 = 1.119$).

Tableau VII-6 Moment d'une charge locale situé en arrière du MGG

Cas	Kad	M'p(kn.m)
Normal	0.33	39.4

❖ Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule charge due au LM71. Dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2 * P * h}{0.25 + 2 * h}$$

P : charge due au système LM71.

h : hauteur du mur, $h = 3.75$ m.

$$M_f = 77.42 \text{ Kn.m}$$

Combinaison des charges :

Condition normale :

ELS : G + Q

ELU : 1.35G + 1.45Q

Les résultats :

Tableau VII-7 recapelait des moments totaux

Combinaison	Moment totale (Kn.m)
ELS	174.83
ELU	256.4

Ferraillage du Mur garde grève :

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans le mur frontal. (Selon le document PP73 2 du SETRA)

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel « Robot Expert »:

$A_s = 17.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{s'} = 0.00 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées), Alors on prend : 6HA20
 $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

Pour les armatures de construction on prend : $A'_{s'} = \frac{A_s}{3} = 5.73 \text{ cm}^2$ donc soit 6HA12

Pour les armatures transversales : $A'_{s'} = \frac{A_s}{4} = 4.3 \text{ cm}^2$ donc soit 4HA12 par ml.

1. Le mur frontal :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par des sollicitations qui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8:sollicitation sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	6191.25	/	-5.12	5.8452	/	/
MGG	595.3125	/	1.3	5.59	773.90625	/
Poussée des terres MF	/	2279.3719	/	-4.5833333	/	-10447.121
Poussée Sur 10kN/m ²	/	289.575	/	-3.75	/	-1085.88
Poussée UIC sur MF	/	198	/	-3.75	/	-742.5
Poussée SW0 sur MF	/	329.18	/	-3.75	/	-1234.425
Poussée SW2 sur MF	/	371.25	/	-3.75	/	-1392.1875

Tableau VII-9: les efforts dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Réaction max ELS G26	7057.05	0.55	-0.25	-4.25	-1764.26	-2.34
Réaction max ELU G26	9754.36	0.62	-0.25	-4.25	-2438.59	-2.64
Hf+r	/	442.82	/	-4.25	/	-1881.99

Sollicitations les plus défavorables :

Tableau VII-10 les sollicitations maximales totale

Désignation	N (KN)	M (KN.m)
ELS	13843.61	-15948.41
ELU	19934.21	-22641.62

Calcul de la section d'acier :

Le ferrailage est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 2 .1) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

$A_s = 26 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 6HA25/ml ($A_s = 29.45 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

$A'_s = A_s/3 = 8.67 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 6HA14 ($A'_s = 9.24 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Armatures transversales :

$A_t = A_s/4 = 6.5 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 6HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$) avec $e = 20 \text{ cm}$

Le mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Son poids propre + ccp
- La poussée des terres
- La poussée de surcharge de 10 KN/m²

Pour le calcul on a utilisé le logiciel (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS) ; les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

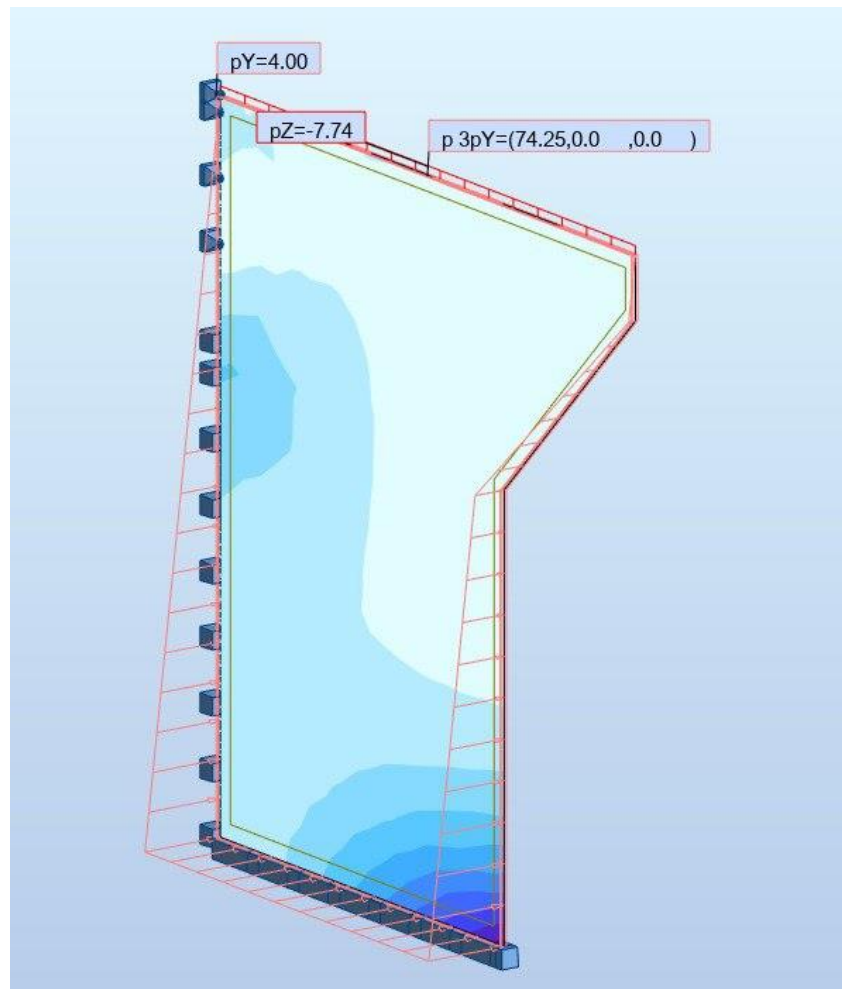


Figure VII-5 schéma de chargement de mur en routeur

Tableau VII-11 Le moment maximal en mur en retour

Combinaison	Mxx (Kn.m)	Myy(Kn.m)
ELS	780	740.17
ELU	960	954.24

Ferraillage du mur en retour :

Le mur en retour est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et la fissuration est jugée préjudiciable. Ce ferraillage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle et le mur frontal.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert, et nous avons trouvé :

Vertical :

$A_s = 68.4 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0.00 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées)

Donc nous prenons : 14HA25 soit $A_s = 68.72 \text{ cm}^2$

Armatures de construction :

$A_{s'} = A_s / 3 = 22.8 \text{ cm}^2$ donc on prend : 12HA16

Horizontal :

$A_s = 55.2 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0.00 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées)

Donc nous prenons : 12HA25 soit $A_s = 58.9 \text{ cm}^2$

Armatures de construction :

$A_{s'} = A_s / 3 = 18.4 \text{ cm}^2$ donc on prend : 12HA14

VII.4 Étude des fondations:

Les fondations d'un pont supportent le poids de la structure et les surcharges et le transfèrent au sol en toute sécurité. Elles peuvent être superficielles ou profondes, en fonction du type de sol et des charges à supporter. Leur conception nécessite des analyses géotechniques et structurales précises pour garantir la stabilité et la durabilité du pont.

VII.4.1 Étude de la semelle:

On utilise des semelles pour répartir uniformément les charges de la structure sur une surface plus grande, en s'appuyant sur des pieux totalement encastrés. Elles assurent la stabilité en évitant les mouvements ou rotations et en s'adaptant aux propriétés du sol.

VII.4.1.1 Dimension de la semelle :

Largeur $B = (N - 1) * L + 2\phi$

Longueur $L = (N - 1) * L + 2\phi$

Hauteur de la semelle :

Avec :

N : nombre des files des pieux = 3

L : la distance entre deux pieux = 3.6m

ϕ : diamètre des pieux = 1.2m

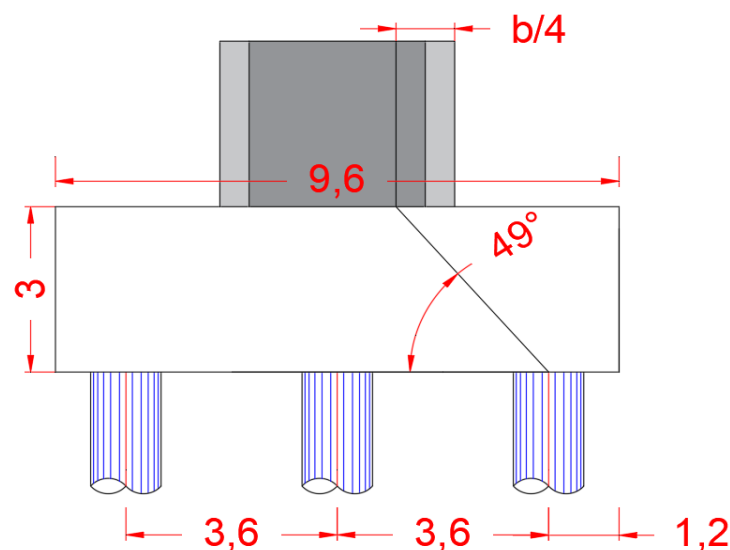


Figure VII-6 dimension de la semelle

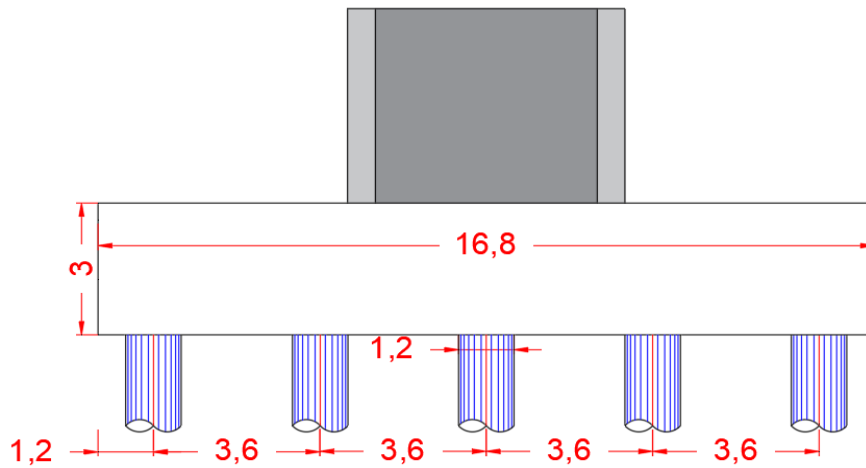


Figure VII-7 dimension de la semelle

VII.4.1.2 Ferrailage de la semelle:

- Nappe inférieure (zone tendue):

$$A_s = \frac{N_i}{\sigma_s} * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

N_i : l'effort normal fournis pour chaque pieux

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{yi}}{\sum y_i}$$

n : nombre des pieux

N : l'effort normal à la base de la pile

σ_s : Contrainte des aciers

L : l'entraxe entre les pieux

b : la largeur de la pile

- Application numérique :

$$N_{i(els)} = \frac{48401.4}{15} + \frac{102099.3 * 3.6}{3.6^2 * 10}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-12 les efforts normaux fournis dans chaque pieu

	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
ELS	48401.4	102099.29	-17467	390.668611	3226.76	6062.85139
ELU	66307.25	150376.12	22338.95	243.368889	4420.48333	8597.59778
ELA	41710.42	72436.34	17345.3	768.574111	2780.69467	4792.81522

$$A_s = \frac{6062.8513}{333.33} * \frac{\left(\frac{3.6}{2} - \frac{4}{4}\right)}{3}$$

$$A_s = 48.50 \text{ cm}^2 \quad 48.50/3.6 = 13.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La section minimale à disposer : $0.15 \leq \rho_g \leq 0.25$ pour les site sismique 1 et 2

$$A_s = \frac{3 * 1 * 0.15}{100} * 10^4 = 45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La disposition des armatures :

7HA32/ml espacement =15 cm (à disposer dans les deux sens)

- Nappe supérieur (zone compimer) :

La section minimale à disposer : $\rho_g = 0.10$ pour les site sismique 1 et 2

$$A_s = \frac{3 * 1 * 0.10}{100} * 10^4 = 30cm^2/ml$$

La disposition des armatures :

7HA25/ml espacement =15 cm (à disposer dans les deux sens)

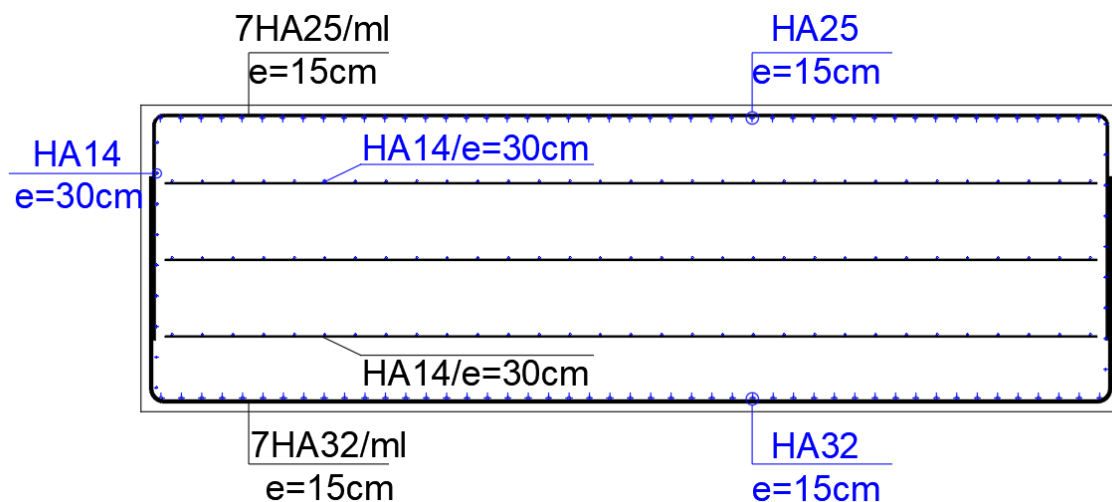
- Les armatures de pou

Sont des armatures de construction pour éviter les fissurations :

La disposition des armatures :

HA14/ml espacement =30 cm

De plus on dispose des nappes à l'intérieur de la semelle comme il est montré dans le croquet suivant :



VII.4.2 Etude des pieux :

Les pieux sont des élément soumis à la flexion composée

Le moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

$$M = \frac{x_{\theta p}}{x_{\theta m}} * \frac{P}{\lambda}$$

M : le moment de torsion appliquer en tête de pieu

P : l'effort horizontal pour chaque pieu

$x_{\theta p}, x_{\theta m}$: coefficient de l'abaque de WARNER

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b * C_u}{4EI}}$$

b :diamètre de pieu

C_u : module de réaction du sol.

E : module d'élasticité de pieux

I : moment d'inertie de pieu

- Application numérique :

$$b = 1.20\text{m} ; C_u = 30\text{MN/m}^3 E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34180 \text{ MPa} ; I = 0.101\text{m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1.2 \cdot 30}{4 \cdot 34180 \cdot 0.101}} = 0.225$$

$$\lambda \cdot L = 0.225 \cdot 17.5 = 3.93 \text{ (L : étant la longueur des pieux)}$$

Tableau VII-13 Abaque de WARNER

$\lambda * l =$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p} =$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta m} =$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par une interpolation :

$$\chi_{\theta p} = 1.253$$

$$\chi_{\theta m} = 1.53$$

Tableau VII-14 les sollicitation pur calcul des pieux

	N(KN)	H max (KN)	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)	P (KN)
ELS	48401.40	5019.06	390.67	3226.76	6062.85	334.60

$$M = \frac{1.253}{1.53} * \frac{334.60}{0.225} = 1217.87 \text{ KN.m}$$

VII.4.2.1 Ferrailage des pieux:

➤ Armature longitudinale:

À l'aide de robot expert $A_s = 132.8 \text{ cm}^2$ donc 17HA32 espacement 20cm

➤ Armature transversale :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courant

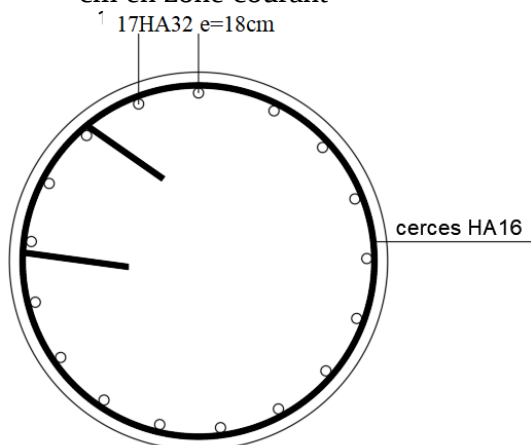


Figure VII-9 ferrailage transversale pieu

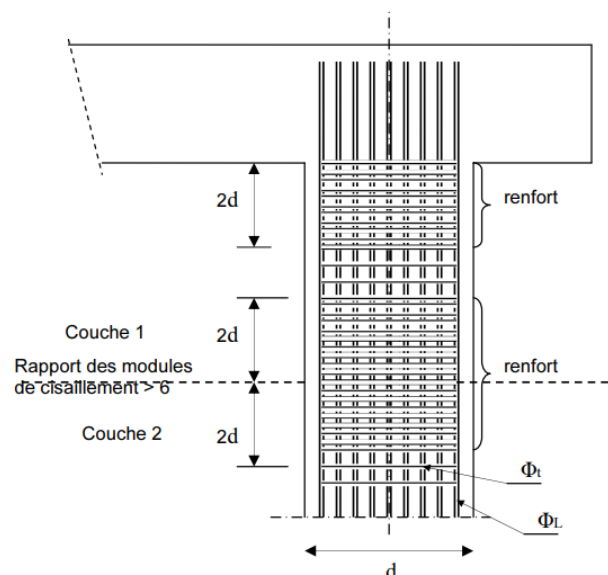


Figure VII-8 disposition des armatures longitudinalement (RPOA)

Conclusion Générale

CONCLUSION

Notre projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de nos trois années à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Ce travail nous a donné l'opportunité de maîtriser les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, de passer efficacement à l'utilisation de logiciels à partir d'une modélisation précise, et de nous familiariser avec les réglementations, normes et références qui régissent le calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art ferroviaire.

En lisant diverses références bibliographiques, en utilisant des logiciels de calcul, et en collaborant avec des ingénieurs et des chercheurs en génie civil, nous avons acquis une compréhension approfondie des principes de conception et d'analyse des structures. Cette étude nous a permis de découvrir les détails et les étapes nécessaires pour étudier un viaduc ferroviaire, ainsi que de recueillir des informations pratiques sur la réalisation de ce type d'ouvrage.

Enfin, ce mémoire a constitué une première expérience enrichissante pour nous en tant qu'élèves ingénieurs, tant sur le plan des connaissances acquises que sur celui de l'organisation et de la gestion du temps.

Bibliographie

- **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.
- **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.
- **CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A.** Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- **Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté**, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- **Document SETRA, Barrières de sécurité** pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- **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.
- **RPOA**, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- **THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites**, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985
- **CODE UIC 776-1** Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails 5e édition, Août 2006 Version traduite
- **RÈGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL** Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux **FASCICULE N° 62 - Titre V**
- **Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP**, France, SETRA, 1996.
- **RCPR**, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- **NF EN 1991-1-1 (mars 2003) Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1** : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments (Index de classement : P06-111-1).
- **NF EN 1997-1 (juin 2005) Eurocode 7 : calcul géotechnique – Partie 1** : règles générales (Index de classement : P94-251-1).
- **NF EN 1997-2 (septembre 2007) Eurocode 7 : calcul géotechnique – Partie 2** : reconnaissance des terrains et essais (Index de classement : P94-252).

Données

Titre du projet : calcul de fondations viaduc PK 44+095 (pieu n°1)

Numéro d'affaire : 000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : PMT 6-12

Cadre réglementaire : Fascicule 62

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par mesures

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,00

Type de fondation : Pieu

Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

Cote de référence (m) : -3,00

Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Zbase	qsi	ps	pl*	kp	pp
1	Couche 1		-3,10	78,86	1,00	1463,00	1,10	1,00
2	Couche 2		-4,00	79,34	1,00	1764,00	1,10	1,00
3	Couche 3		-5,00	79,32	1,00	1845,00	1,10	1,00
4	Couche 4		-6,00	120,00	1,00	3006,00	1,10	1,00
5	Couche 5		-7,00	120,00	1,00	2947,00	1,20	1,00
6	Couche 6		-8,00	120,00	1,00	2908,00	1,20	1,00
7	Couche 7		-9,00	120,00	1,00	2869,00	1,20	1,00
8	Couche 8		-10,00	120,00	1,00	3000,00	1,20	1,00
9	Couche 9		-11,00	120,00	1,00	6161,00	1,20	1,00
10	Couche 10		-12,00	120,00	1,00	2982,00	1,20	1,00
11	Couche 11		-13,00	120,00	1,00	2863,00	1,20	1,00
12	Couche 12		-14,00	120,00	1,00	3004,00	1,20	1,00
13	Couche 13		-15,00	120,00	1,00	2825,00	1,20	1,00
14	Couche 14		-16,00	120,00	1,00	3616,00	1,80	1,00
15	Couche 15		-17,00	120,00	1,00	3737,00	1,80	1,00
16	Couche 16		-18,00	160,00	1,00	4688,00	1,80	1,00
17	Couche 17		-19,00	160,00	1,00	4649,00	1,80	1,00
18	Couche 18		-20,00	160,00	1,00	4610,00	1,80	1,00
19	Couche 19		-21,00	160,00	1,00	4701,00	1,80	1,00
20	Couche 20		-22,00	160,00	1,00	4682,00	1,80	1,00
21	Couche 21		-23,00	160,00	1,00	5673,00	1,80	1,00
22	Couche 22		-24,00	160,00	1,00	4654,00	1,80	1,00
23	Couche 23		-25,00	160,00	1,00	4645,00	1,80	1,00
24	Couche 24		-26,00	160,00	1,00	4636,00	1,80	1,00
25	Couche 25		-27,00	160,00	1,00	4637,00	1,80	1,00
26	Couche 26		-28,00	160,00	1,00	4628,00	1,80	1,00
27	Couche 27		-29,00	160,00	1,00	4629,00	1,80	1,00
28	Couche 28		-30,00	160,00	1,00	4620,00	1,80	1,00
29	Couche 29		-31,00	160,00	1,00	4601,00	1,80	1,00
30	Couche 30		-32,00	160,00	1,00	4592,00	1,80	1,00
31	Couche 31		-33,00	160,00	1,00	4593,00	1,80	1,00
32	Couche 32		-34,00	160,00	1,00	4584,00	1,80	1,00
33	Couche 33		-35,00	160,00	1,00	4575,00	1,80	1,00
34	Couche 34		-36,00	160,00	1,00	4566,00	1,80	1,00
35	Couche 35		-37,00	160,00	1,00	4557,00	1,80	1,00
36	Couche 36		-38,00	160,00	1,00	4548,00	1,80	1,00
37	Couche 37		-39,00	160,00	1,00	4539,00	1,80	1,00
38	Couche 38		-40,00	160,00	1,00	4530,00	1,80	1,00

Tableau 15 résultats de l'essai pressiométrique

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-3.00	78.86	1660.4	1.100	0.0	1434.5	717.2	516.4	645.5	1018.5	1190.6
01	-3.10	78.86	1669.6	1.100	24.8	1442.5	738.6	531.7	665.0	1041.7	1217.8
02	-3.10	79.34	1683.4	1.100	24.8	1454.4	744.5	536.0	670.3	1050.2	1227.7
02	-3.60	79.34	1723.5	1.100	149.4	1489.0	849.1	610.7	765.7	1163.2	1359.9
02	-4.00	79.34	1856.2	1.100	249.1	1603.6	976.2	701.9	881.0	1315.4	1537.7
03	-4.00	79.32	1914.8	1.100	249.1	1654.2	1001.5	720.1	903.8	1351.4	1579.8
03	-4.50	79.32	2115.0	1.100	373.7	1827.2	1175.2	844.7	1061.4	1562.7	1826.8
03	-5.00	79.32	2416.8	1.100	498.3	2087.9	1392.8	1000.8	1258.5	1836.2	2146.6
03	-5.00	79.32	2416.8	1.100	498.3	2087.9	1392.8	1000.8	1258.5	1836.2	2146.6
04	-5.00	120.00	2614.1	1.100	498.3	2258.4	1478.0	1062.2	1335.2	1957.3	2288.1
04	-5.50	120.00	2701.0	1.100	686.8	2333.5	1647.5	1183.5	1489.6	2144.4	2506.8
04	-6.00	120.00	2901.5	1.100	875.3	2506.7	1866.1	1340.1	1688.2	2401.2	2807.1
04	-6.00	120.00	2901.5	1.100	875.3	2506.7	1866.1	1340.1	1688.2	2401.2	2807.1
05	-6.00	120.00	2963.4	1.200	875.3	2793.0	2009.2	1443.1	1817.0	2604.5	3044.6
05	-6.50	120.00	2952.0	1.200	1063.8	2782.2	2135.7	1533.5	1932.8	2730.6	3192.2
05	-7.00	120.00	2928.8	1.200	1252.3	2760.3	2256.7	1619.8	2043.6	2848.9	3330.4
05	-7.00	120.00	2928.8	1.200	1252.3	2760.3	2256.7	1619.8	2043.6	2848.9	3330.4
06	-7.00	120.00	2917.8	1.200	1252.3	2749.9	2251.6	1616.1	2038.9	2841.6	3321.8
06	-7.50	120.00	2908.0	1.200	1440.8	2740.7	2378.9	1707.0	2155.4	2968.9	3470.6
06	-8.00	120.00	2899.1	1.200	1629.3	2732.4	2506.7	1798.3	2272.3	3096.8	3620.2
06	-8.00	120.00	2899.1	1.200	1629.3	2732.4	2506.7	1798.3	2272.3	3096.8	3620.2
07	-8.00	120.00	2892.9	1.200	1629.3	2726.5	2503.7	1796.2	2269.7	3092.6	3615.3
07	-8.50	120.00	2911.5	1.200	1817.8	2744.0	2644.4	1896.7	2398.2	3238.9	3786.3
07	-9.00	120.00	3134.5	1.200	2006.3	2954.2	2881.5	2066.6	2613.4	3521.9	4117.2
07	-9.00	120.00	3134.5	1.200	2006.3	2954.2	2881.5	2066.6	2613.4	3521.9	4117.2
08	-9.00	120.00	3219.8	1.200	2006.3	3034.5	2921.7	2095.6	2649.5	3579.0	4183.9
08	-9.50	120.00	3757.5	1.200	2194.8	3541.4	3307.0	2372.3	2998.3	4072.6	4761.0
08	-10.00	120.00	4373.6	1.200	2383.2	4122.0	3729.3	2675.6	3380.2	4618.8	5399.4
08	-10.00	120.00	4373.6	1.200	2383.2	4122.0	3729.3	2675.6	3380.2	4618.8	5399.4
09	-10.00	120.00	4842.4	1.200	2383.2	4563.9	3950.2	2834.6	3579.0	4932.5	5766.1
09	-10.50	120.00	4576.0	1.200	2571.7	4312.8	3956.6	2838.5	3586.7	4888.0	5714.2
09	-11.00	120.00	4366.5	1.200	2760.2	4115.3	3989.8	2861.6	3618.5	4881.7	5706.7
09	-11.00	120.00	4366.5	1.200	2760.2	4115.3	3989.8	2861.6	3618.5	4881.7	5706.7
10	-11.00	120.00	4031.8	1.200	2760.2	3799.8	3832.1	2748.1	3476.5	4657.7	5444.9
10	-11.50	120.00	3747.0	1.200	2948.7	3531.5	3829.8	2745.7	3476.4	4600.9	5378.6
10	-12.00	120.00	3130.0	1.200	3137.2	2950.0	3671.0	2630.6	3335.3	4321.9	5052.4
10	-12.00	120.00	3130.0	1.200	3137.2	2950.0	3671.0	2630.6	3335.3	4321.9	5052.4
11	-12.00	120.00	2914.4	1.200	3137.2	2746.8	3569.4	2557.5	3243.9	4177.6	4883.7
11	-12.50	120.00	2928.0	1.200	3325.7	2759.6	3707.8	2656.3	3370.3	4320.6	5050.8
11	-13.00	120.00	2929.8	1.200	3514.2	2761.2	3840.6	2751.2	3491.7	4455.6	5208.6
11	-13.00	120.00	2929.8	1.200	3514.2	2761.2	3840.6	2751.2	3491.7	4455.6	5208.6
12	-13.00	120.00	2942.1	1.200	3514.2	2772.8	3846.4	2755.3	3496.9	4463.8	5218.3
12	-13.50	120.00	2924.0	1.200	3702.7	2755.8	3969.8	2843.4	3609.9	4585.6	5360.6
12	-14.00	120.00	2955.1	1.200	3891.2	2785.1	4116.4	2948.3	3743.7	4740.2	5541.4
12	-14.00	120.00	2955.1	1.200	3891.2	2785.1	4116.4	2948.3	3743.7	4740.2	5541.4
13	-14.00	120.00	2950.6	1.200	3891.2	2780.9	4114.3	2946.7	3741.8	4737.2	5537.8
13	-14.50	120.00	3067.5	1.200	4079.7	2891.1	4301.3	3080.6	3912.0	4949.2	5785.7
13	-15.00	120.00	3239.2	1.200	4268.2	3052.9	4514.2	3233.2	4105.5	5198.0	6076.5
13	-15.00	120.00	3239.2	1.200	4268.2	3052.9	4514.2	3233.2	4105.5	5198.0	6076.5
14	-15.00	120.00	3362.4	1.800	4268.2	4753.5	5364.5	3845.4	4870.7	6405.4	7488.0
14	-15.50	120.00	3448.5	1.800	4456.7	4875.2	5557.3	3983.4	5046.1	6625.7	7745.5
14	-16.00	120.00	3686.5	1.800	4645.2	5211.7	5857.5	4198.8	5318.2	6998.4	8181.2
14	-16.00	120.00	3686.5	1.800	4645.2	5211.7	5857.5	4198.8	5318.2	6998.4	8181.2
15	-16.00	120.00	3775.9	1.800	4645.2	5338.1	5920.7	4244.3	5375.1	7088.1	8286.1
15	-16.50	120.00	3944.5	1.800	4833.7	5576.4	6171.8	4424.4	5602.9	7391.2	8640.4
15	-17.00	120.00	4202.5	1.800	5022.2	5941.1	6486.1	4649.9	5887.7	7784.0	9099.6
15	-17.00	120.00	4202.5	1.800	5022.2	5941.1	6486.1	4649.9	5887.7	7784.0	9099.6
16	-17.00	160.00	4367.8	1.800	5022.2	6174.8	6602.9	4734.0	5992.8	7949.8	9293.5
16	-17.50	160.00	4440.5	1.800	5273.5	6277.6	6830.3	4896.7	6200.0	8201.3	9587.4
16	-18.00	160.00	4606.6	1.800	5524.8	6512.5	7123.6	5106.9	6466.5	8546.5	9991.0
16	-18.00	160.00	4606.6	1.800	5524.8	6512.5	7123.6	5106.9	6466.5	8546.5	9991.0
17	-18.00	160.00	4658.8	1.800	5524.8	6586.2	7160.5	5133.4	6499.7	8598.8	10052.1
17	-18.50	160.00	4649.0	1.800	5776.2	6572.4	7329.5	5254.1	6654.3	8767.5	10249.3
17	-19.00	160.00	4637.6	1.800	6027.5	6556.3	7497.4	5374.0	6807.9	8934.5	10444.5
17	-19.00	160.00	4637.6	1.800	6027.5	6556.3	7497.4	5374.0	6807.9	8934.5	10444.5
18	-19.00	160.00	4630.6	1.800	6027.5	6546.3	7492.4	5370.4	6803.4	8927.4	10436.3
18	-19.50	160.00	4642.5	1.800	6278.8	6563.2	7676.8	5502.2	6971.9	9117.8	10658.9
18	-20.00	160.00	4656.8	1.800	6530.2	6583.3	7862.8	5635.1	7141.8	9310.6	10884.2
18	-20.00	160.00	4656.8	1.800	6530.2	6583.3	7862.8	5635.1	7141.8	9310.6	10884.2

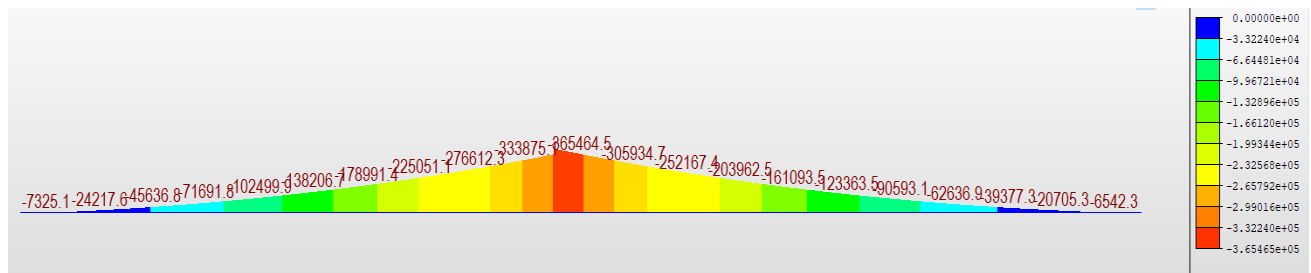


Figure VII-10 diagramme de moment fléchissant (modèle fléau combinaison A1)

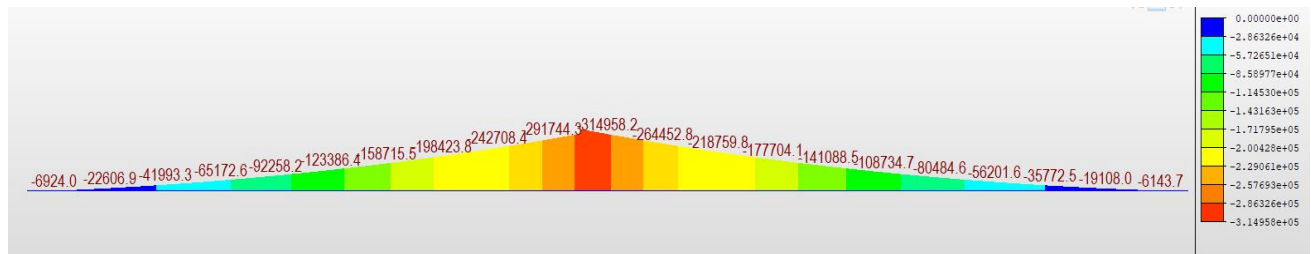


Figure VII-11 diagramme de moment fléchissant (modèle fléau combinaison A2)

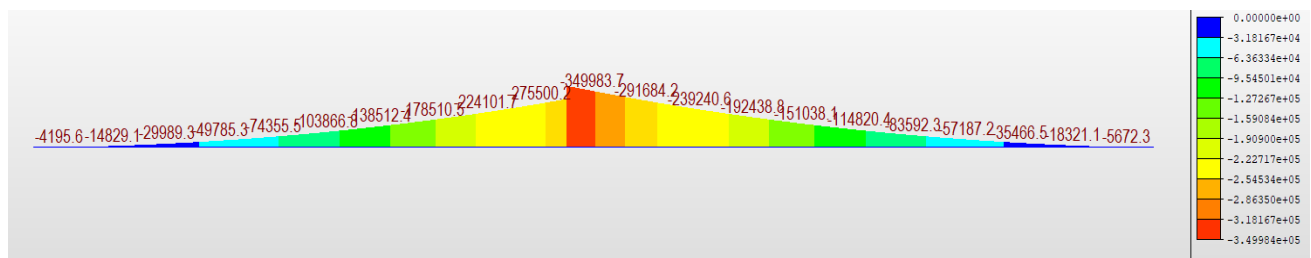


Figure VII-12 diagramme de moment fléchissant (modèle fléau combinaison B1)

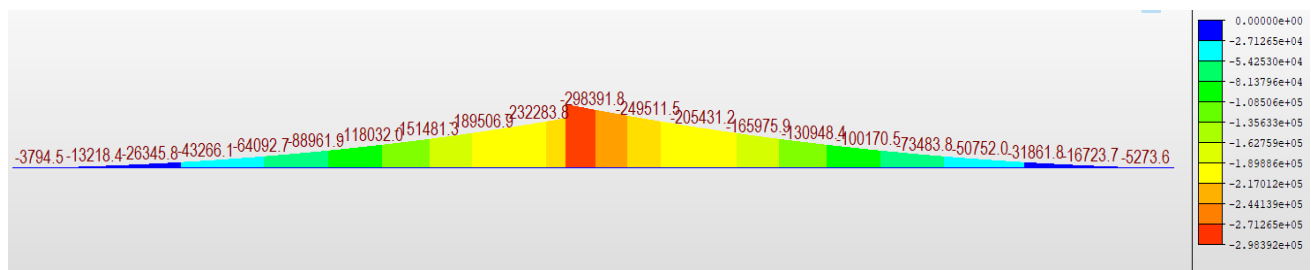


Figure VII-13 diagramme de moment fléchissant (modèle fléau combinaison B2)

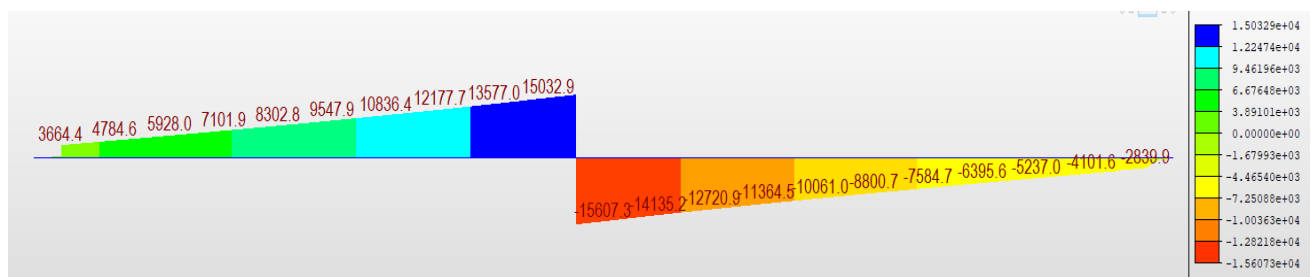


Figure VII-14 diagramme de l'effort tranchant (modèle fléau combinaison A1)

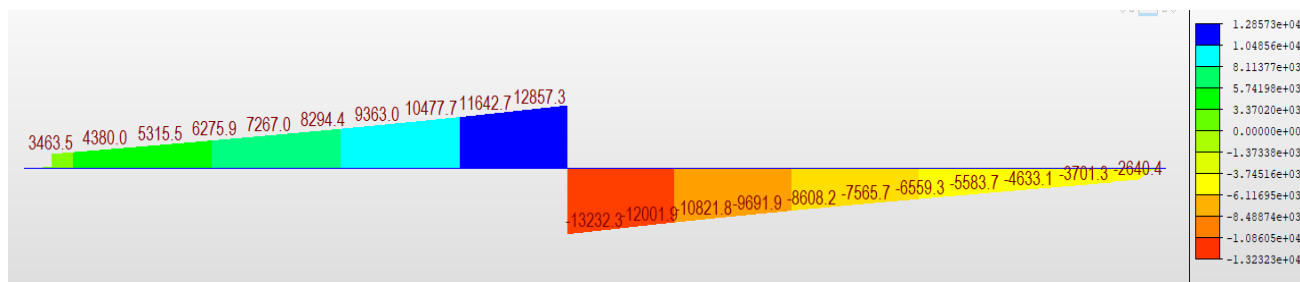


Figure VII-15 diagramme de l'effort tranchant (modèle fléau combinaison A2)

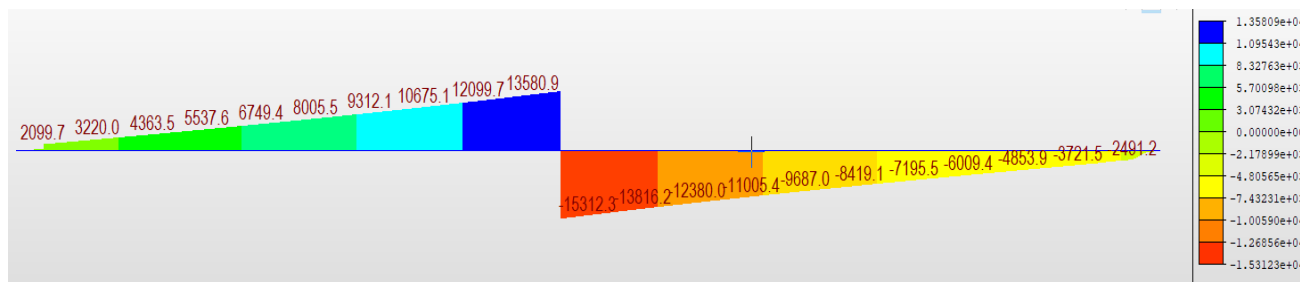


Figure VII-16 diagramme de l'effort tranchant (modèle fléau combinaison B1)

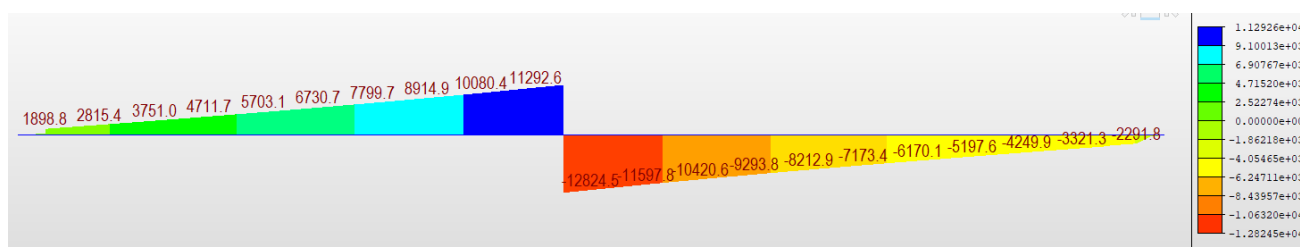


Figure VII-17 diagramme de l'effort tranchant (modèle fléau combinaison B2)

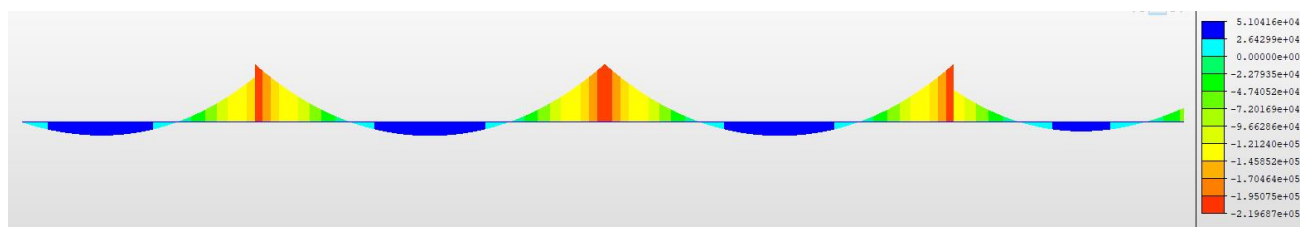


Figure VII-18 diagramme de moment (modèle global sous poids propre)

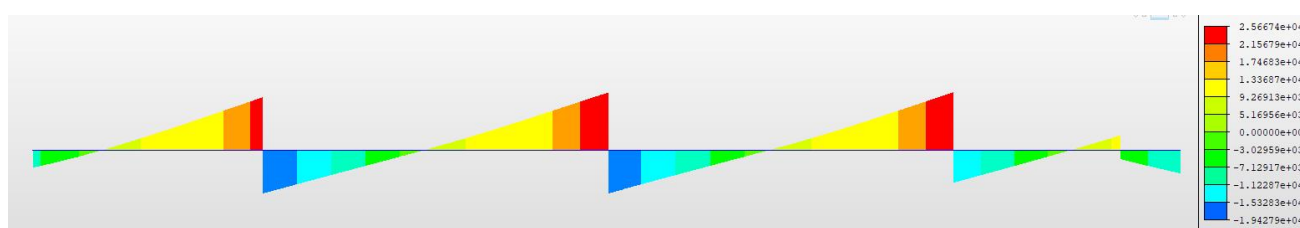


Figure VII-19 diagramme de l'effort tranchant (modèle global sous poids propre)

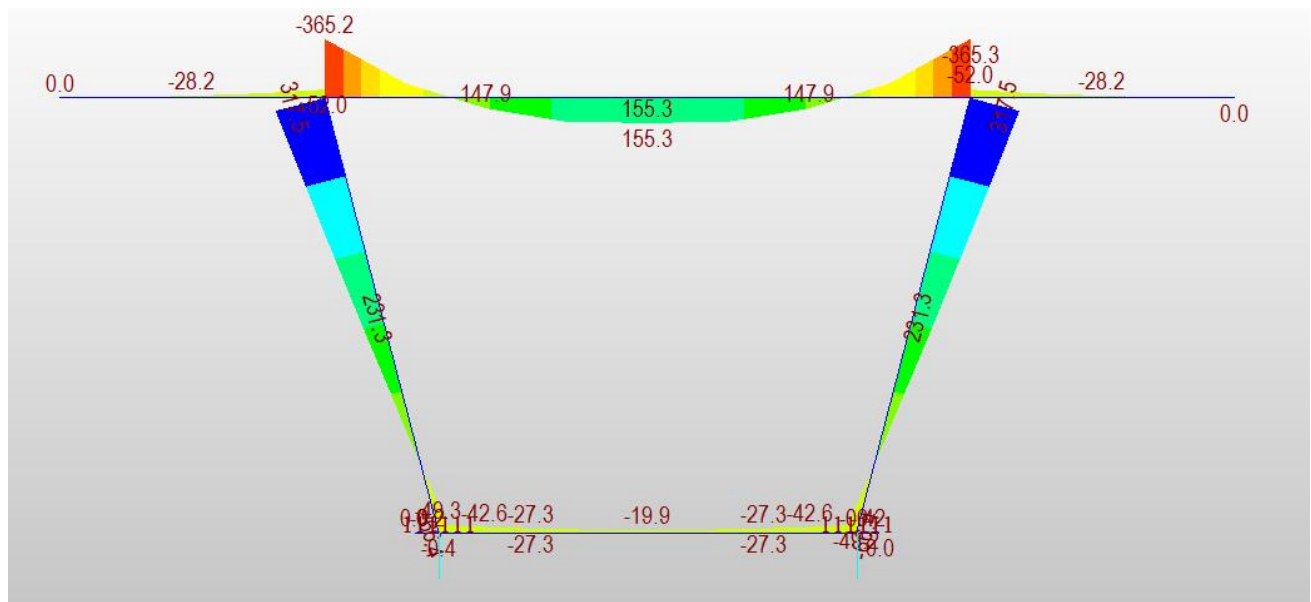


Figure VII-20 étude transversal VSP moment à ELS

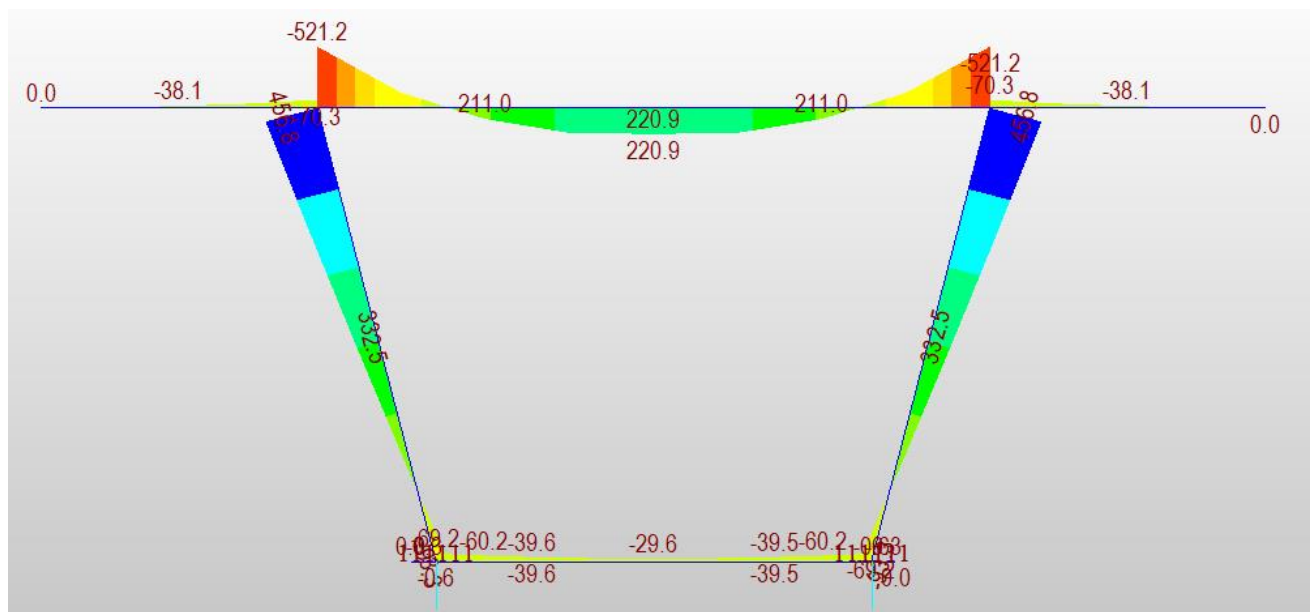


Figure VII-21 étude transversal VSP moment à ELU

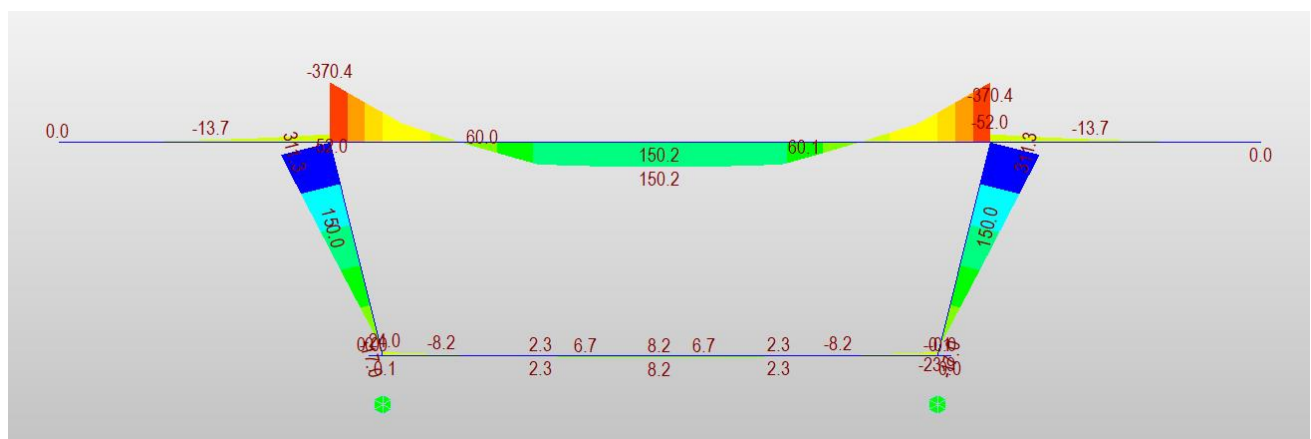


Figure VII-22 étude transversal VSC moment à ELS

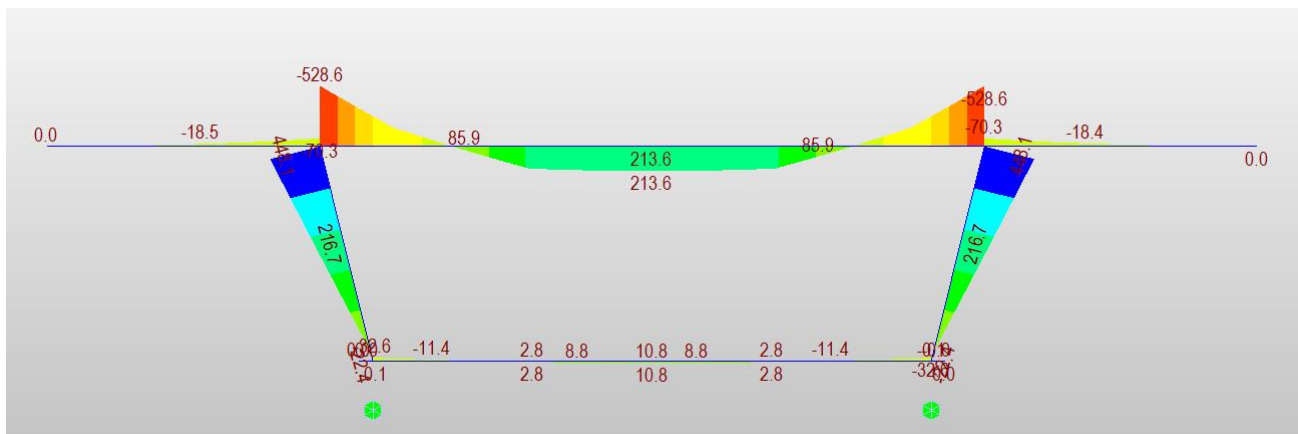


Figure VII-23 étude transversal VSC moment à ELU

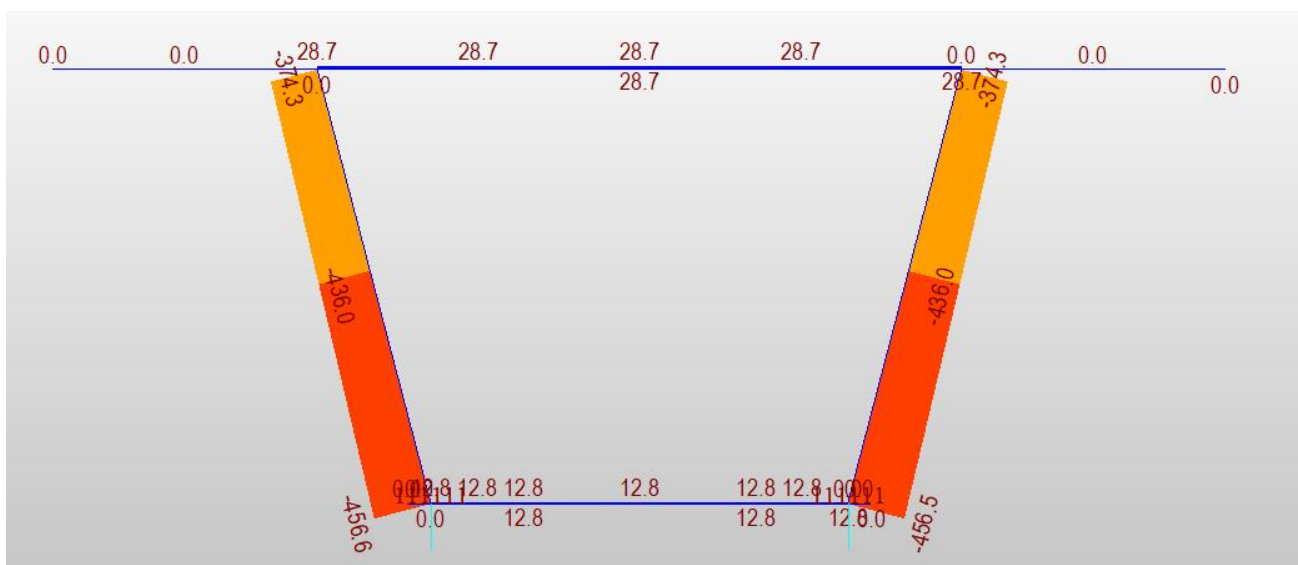


Figure VII-24 Diagramme de l'effort normal VSP à l'ELS

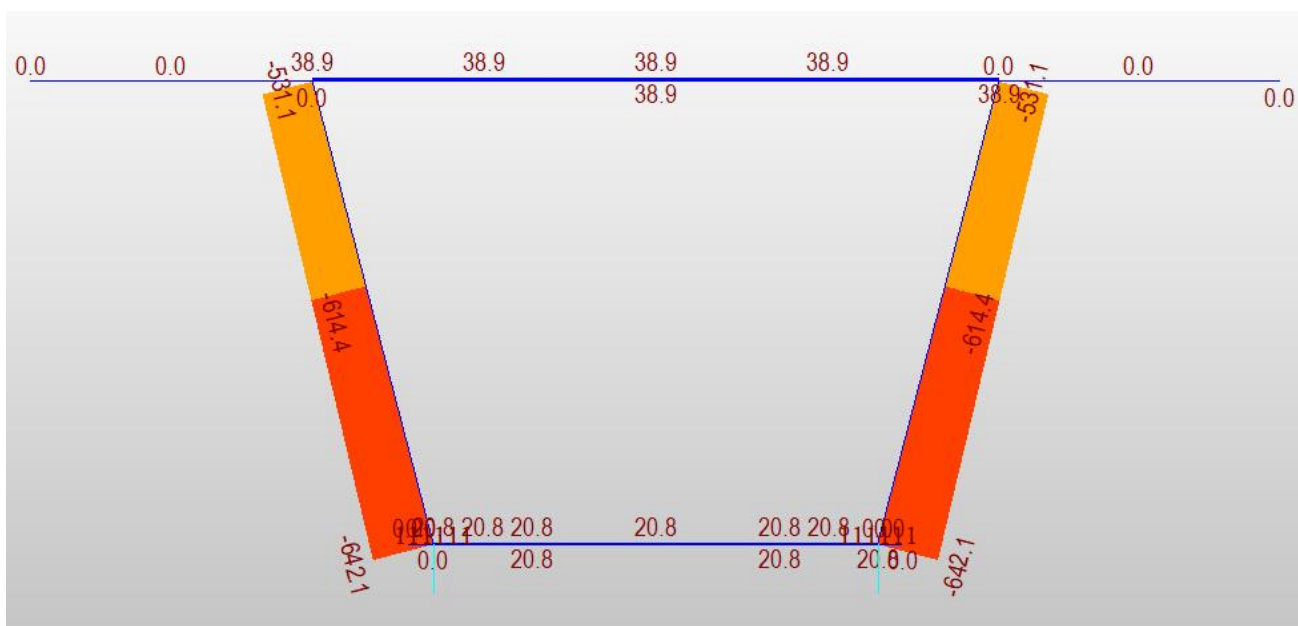


Diagramme de l'effort normal VSP à l'ELU

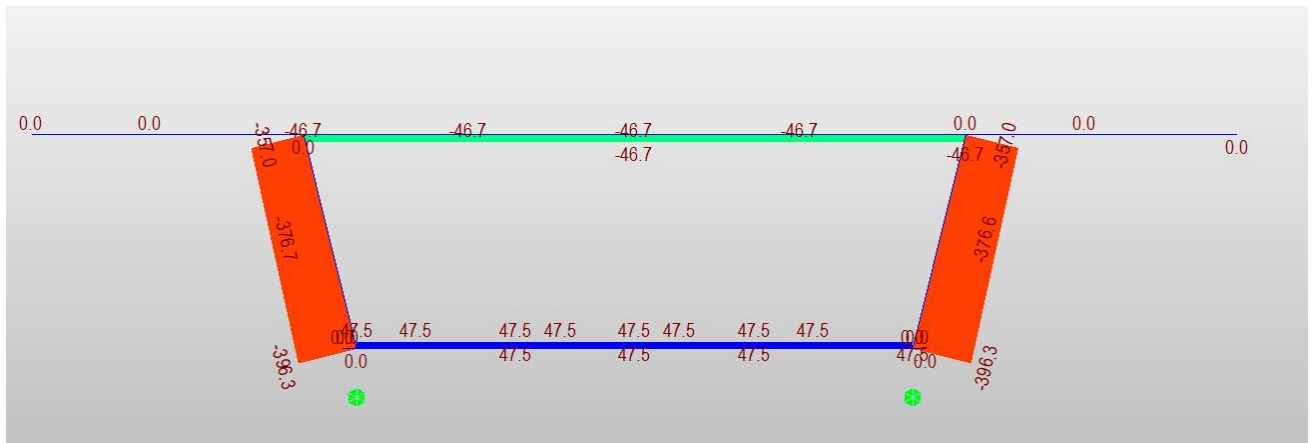


Figure VII-25 Diagramme de l'effort normal VSC à l'ELS

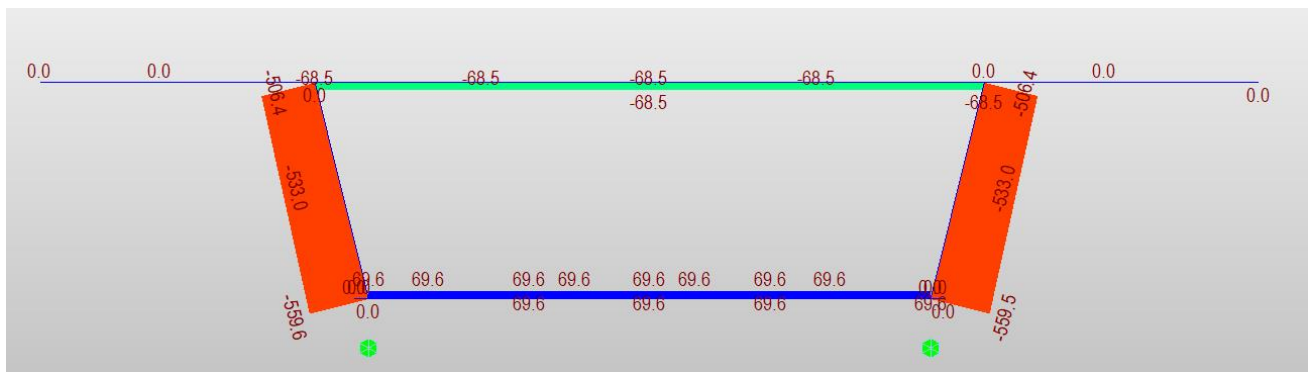


Figure VII-26 Diagramme de l'effort normal VSC à l'ELU

Tableau 16 les pertes par frottement

	α	β	θ	L	Axe VSP	Fin VSP	VS1	VS2	VS3	VS4	VS5	VS6	VS7	VS8	VS9	VS10
C1	0	0	0	4	11.857	0.000										
C2	0	0	0	4	11.857	0.000										
C3	0.197	0	0.197	8	69.056	57.659	0.000									
C4	0.197	0	0.197	8	69.056	57.659	0.000									
C5	0.197	0.099	0.049	12	46.632	35.054	23.384	0.000								
C6	0.197	0.099	0.049	12	46.632	35.054	23.384	0.000								
C7	0.197	0.197	0.079	16	64.964	53.534	42.012	30.398	0.000							
C8	0.197	0.197	0.079	16	64.964	53.534	42.012	30.398	0.000							
C9	0	0.291	0.291	20	123.384	112.423	101.375	90.237	79.010	0.000						
C10	0	0.291	0.291	20	123.384	112.423	101.375	90.237	79.010	0.000						
C11	0	0.38	0.38	24	153.398	142.679	131.873	120.980	110.000	98.932	0.000					
C12	0	0.38	0.38	28	164.032	153.398	142.679	131.873	120.980	110.000	98.932	0.000				
C13	0	0.464	0.464	32	192.116	181.708	171.215	160.639	149.977	139.230	128.397	117.476	0.000			
C14	0	0.464	0.464	36	202.442	192.116	181.708	171.215	160.639	149.977	139.230	128.397	117.476	0.000		
C15	0	0.54	0.54	40	228.099	217.980	207.779	197.496	187.130	176.682	166.149	155.532	144.829	134.041	0.000	
C16	0	0.54	0.54	44	238.138	228.099	217.980	207.779	197.496	187.130	176.682	166.149	155.532	144.829	134.041	0.000

Tableau 17 pertes due au recule d'ancrage

	θ	landa	d	L	AXE VSP	FIN VSP	VS1	VS2	VS3	VS4	VS5	VS6	VS7	VS8	VS9	VS10
C1	0	0.002	11.300	4	83.096	106.904										
C2	0	0.002	11.300	4	83.096	106.904										
C3	0.197	0.010	5.084	4		31.875	149.486									
C4	0.197	0.010	5.084	4		31.875	149.486									
C5	0.197	0.010	5.084	4			31.875	149.486								
C6	0.197	0.010	5.084	4			31.875	149.486								
C7	0.197	0.010	5.084	4				31.875	149.486							

C8	0.197	0.010	5.084	4				31.875	149.486							
C9	0	0.002	11.300	4				19.641	43.449	67.257						
C10	0	0.002	11.300	4				19.641	43.449	67.257						
C11	0	0.002	11.300	4					19.641	43.449	67.257					
C12	0	0.002	11.300	4						19.641	43.449	67.257				
C13	0	0.002	11.300	4							19.641	43.449	67.257			
C14	0	0.002	11.300	4								19.641	43.449	67.257		
C15	0	0.002	11.300	4									19.641	43.449	67.257	
C16	0	0.002	11.300	4										19.641	43.449	67.257

Tableau 18 Pertes due au non-simultanéités de la mise en tension des câbles

Section	N câble	v	d_{moy}	e_{moy}	I	S	Mg	P	σ_i	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_e(\%)$	Total
AXE VSP	32	2.24	0.3	1.94	56.08	13.04	252.9	115.316	7.834	19.819	1.332	9.632
FIN VSP	32	2.24	0.3	1.94	56.08	13.04	206.729	115.661	9.480	23.985	1.612	9.638
FIN VS1	28	2.03	0.3	1.73	45.76	12.46	165.72	101.709	8.550	21.631	1.454	9.020
FIN VS2	24	1.88	0.3	1.58	38.08	12.12	129.72	87.314	7.546	19.091	1.283	8.706
FIN VS3	20	1.77	0.375	1.395	32.52	11.97	98.478	72.875	6.225	15.748	1.058	8.338
FIN VS4	16	1.59	0.375	1.215	26.22	11.37	71.813	59.557	5.263	13.317	0.895	6.175
FIN VS5	12	1.47	0.2	1.27	21.96	11.03	49.551	45.064	4.530	11.460	0.770	5.210
FIN VS6	10	1.36	0.2	1.16	18.64	10.71	31.545	37.673	4.274	10.813	0.727	4.863
FIN VS7	8	1.27	0.2	1.07	16.06	10.43	17.67	30.198	3.871	9.793	0.658	4.603
FIN VS8	6	1.2	0.2	1	14.11	10.17	7.83	22.614	3.271	8.277	0.556	4.648
FIN VS9	4	1.14	0.2	0.94	12.69	9.95	1.954	15.046	2.415	6.110	0.411	4.694
FIN VS10	2	1.09	0.2	0.89	11.7	9.76	0	7.504	1.277	3.231	0.217	4.737

Tableau 19 Pertes due au fluage

Section	N câble	v	d_{moy}	e_{moy}	I	S	Mg	P	σ_i	σ_{fl}	$\sigma_{fl}(\%)$
AXE VSP	32	2.24	0.3	1.940	56.08	13.04	252.900	115.163	7.812	98.632	6.629
FIN VSP	32	2.24	0.3	1.940	56.08	13.04	206.729	115.497	9.457	119.406	8.025
FIN VS1	28	2.03	0.3	1.730	45.76	12.46	165.720	101.552	8.527	107.665	7.236
FIN VS2	24	1.88	0.3	1.580	38.08	12.12	129.720	87.164	7.524	94.996	6.384

FIN VS3	20	1.77	0.375	1.395	32.52	11.97	98.478	72.733	6.204	78.338	5.265
FIN VS4	16	1.59	0.375	1.215	26.22	11.37	71.813	59.421	5.244	66.212	4.450
FIN VS5	12	1.47	0.2	1.270	21.96	11.03	49.551	44.933	4.508	56.924	3.826
FIN VS6	10	1.36	0.2	1.160	18.64	10.71	31.545	37.544	4.253	53.696	3.609
FIN VS7	8	1.27	0.2	1.070	16.06	10.43	17.670	30.072	3.850	48.609	3.267
FIN VS8	6	1.2	0.2	1.000	14.11	10.17	7.830	22.492	3.251	41.045	2.758
FIN VS9	4	1.14	0.2	0.940	12.69	9.95	1.954	14.929	2.395	30.243	2.032
FIN VS10	2	1.09	0.2	0.890	11.7	9.76	0.000	7.395	1.258	15.889	1.068

Tableau 20 Vérification des contraintes de la travée principale à vide (sous poids propre seul)

	x(m)	M(MN.m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e sup	n fléau	P fléau	e inf	N continuité	P continuité	Contrainte sup	Contrainte inf	
AXE VSP	0	-219.041	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	3.11	0	0.000	6.655	8.424	Vérifier
FIN VSP	4	-170.87	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	3.11	0	0.000	6.654	6.162	Vérifier
FIN VS1	8	-127.52	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	2.89	0	0.000	6.148	5.252	Vérifier
FIN VS2	12	-89.24	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	2.66	0	0.000	5.688	3.871	Vérifier
FIN VS3	16	-55.9	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	2.43	0	0.000	5.215	2.272	Vérifier
FIN VS4	20	-27.34	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	2.3	0	0.000	4.664	0.874	Vérifier
FIN VS5	24	-3.44	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	2.15	2	6.011	4.830	0.829	Vérifier
FIN VS6	28	15.99	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	2.03	6	18.033	4.547	2.937	Vérifier
FIN VS7	32	31.02	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	1.93	10	30.055	4.074	5.490	Vérifier

FIN VS8	36	41.87	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	1.86	14	42.077	3.298	8.706	Vérifier
FIN VS9	40	48.66	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	1.81	16	48.088	2.524	10.446	Vérifier
FIN VS10	44	51.55	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.79	18	54.099	2.466	12.731	Vérifier
axe VSC	45	51.57	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	18	54.099	1.203	14.499	Vérifier

Tableau 21 vérification des contraintes de la travée principale en service (sous la combinaison 26_2,8)

	x(m)	M(MN.m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e sup	n fléau	P fléau	e inf	N continuité	P continuité	Contrainte sup	Contrainte inf	
AXE VSP	0	-452.82	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	3.11	0	0.000	-2.683	22.014	Vérifier
FIN VSP	4	-356.17	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	3.11	0	0.000	-0.748	16.934	Vérifier
FIN VS1	8	-270.89	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	2.89	0	0.000	-0.212	14.776	Vérifier
FIN VS2	12	-194.8	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	2.66	0	0.000	0.476	11.661	Vérifier
FIN VS3	16	-128.17	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	2.43	0	0.000	1.281	8.005	Vérifier
FIN VS4	20	-71.05	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	2.3	0	0.000	2.013	4.958	Vérifier
FIN VS5	24	-23.57	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	2.15	2	6.011	3.483	2.937	Vérifier
FIN VS6	28	14.25	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	2.03	6	18.033	4.420	3.141	Vérifier
FIN VS7	32	42.31	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	1.93	10	30.055	4.966	4.028	Vérifier
FIN VS8	36	60.57	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	1.86	14	42.077	4.888	6.042	Vérifier

FIN VS9	40	71.39	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	1.81	16	48.088	4.566	6.935	Vérifier
FIN VS10	44	74.59	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.79	18	54.099	4.613	8.911	Vérifier
Axe VSC	45	75	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	18	54.099	3.484	10.136	Vérifier

Tableau 22 vérification des contraintes de la travée principale en service (sous la combinaison 26_2,5)

	x(m)	M(MN.m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e sup	n fléau	P fléau	e inf	N continuité	P continuité	Contrainte sup	Contrainte inf	
AXE VSP	0	-336.57	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	3.11	0	0.000	1.961	15.256	Vérifier
FIN VSP	4	-260.01	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	3.11	0	0.000	3.093	11.344	Vérifier
FIN VS1	8	-193.16	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	2.89	0	0.000	3.236	9.612	Vérifier
FIN VS2	12	-133.05	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	2.66	0	0.000	3.525	7.104	Vérifier
FIN VS3	16	-79.31	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	2.43	0	0.000	3.941	4.129	Vérifier
FIN VS4	20	-31.78	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	2.3	0	0.000	4.394	1.289	Vérifier
FIN VS5	24	9.5	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	2.15	2	6.011	5.696	-0.527	Vérifier
FIN VS6	28	44.36	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	2.03	6	18.033	6.617	-0.380	Vérifier
FIN VS7	32	72.54	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	1.93	10	30.055	7.357	0.112	Vérifier
FIN VS8	36	94.04	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	1.86	14	42.077	7.735	1.274	Vérifier
FIN VS9	40	108.07	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	1.81	16	48.088	7.861	1.270	Vérifier

FIN VS10	44	111.38	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.79	18	54.099	8.040	2.811	Vérifier
Axe VSC	45	112.5	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	18	54.099	7.134	3.153	Vérifier

Tableau 23 vérification des contraintes de la travée de rive gauche en service (sous la combinaison 26_2,8)

	x(m)	M(MN.m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e sup	n fléau	P fléau	e inf	N continuité	P continuité	Contrainte sup	Contrainte inf	
AXE VSP	0	-269.03	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	3.11	0	0.000	4.66	11.33	Vérifier
FIN VSP	4	-201.8	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	3.11	0	0.000	5.42	7.96	Vérifier
FIN VS1	8	-141.72	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	2.89	0	0.000	5.52	6.20	Vérifier
FIN VS2	12	-88.16	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	2.66	0	0.000	5.74	3.79	Vérifier
FIN VS3	16	-40.71	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	2.43	0	0.000	6.04	1.07	Vérifier
FIN VS4	20	0.76	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	2.3	0	0.000	6.37	-1.75	Vérifier
FIN VS5	24	36.136	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	2.15	2	6.011	7.48	-3.32	Vérifier
FIN VS6	28	65.08	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	2.03	6	18.033	8.13	-2.80	Vérifier
FIN VS7	32	86.98	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	1.93	10	30.055	8.50	-1.76	Vérifier
FIN VS8	36	100.92	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	1.86	12	36.066	8.68	-1.89	Vérifier
FIN VS9	40	106.38	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	1.81	14	42.077	8.08	-0.75	Vérifier

FIN VS10	44	103.02	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.79	16	48.088	7.65	1.80	Vérifier
FIN VSC	48	89.24	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	16	48.088	5.29	4.81	Vérifier
FIN VSC	52	69.64	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	12	36.066	4.23	3.10	Vérifier
FIN VSC	56	37.88	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	8	24.044	1.99	3.66	Vérifier
FIN VSC	60	0.109	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	4	12.022	-0.84	5.34	Vérifier
FIN VSC	64	0	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	0	0.000	0.00	0.00	Vérifier

Tableau 24 vérification des contraintes de la travée de rive gauche en service (sous la combinaison 26_2,5)

	x(m)	M(MN.m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e sup	n fléau	P fléau	e inf	N continuité	P continuité	Contrainte sup	Contrainte inf	
AXE VSP	0	-249.6	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	3.11	0	0.000	5.43	10.20	Vérifier
FIN VSP	4	-183.68	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	3.11	0	0.000	6.14	6.91	Vérifier
FIN VS1	8	-124.88	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	2.89	0	0.000	6.27	5.08	Vérifier
FIN VS2	12	-72.61	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	2.66	0	0.000	6.51	2.64	Vérifier
FIN VS3	16	-26.46	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	2.43	0	0.000	6.82	-0.06	Vérifier
FIN VS4	20	5.76	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	2.3	0	0.000	6.67	-2.22	Vérifier
FIN VS5	24	20.79	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	2.15	2	6.011	6.45	-1.71	Vérifier
FIN VS6	28	53.2	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	2.03	6	18.033	7.26	-1.41	Vérifier

FIN VS7	32	96.05	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	1.93	10	30.055	9.22	-2.93	Vérifier
FIN VS8	36	108.69	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	1.86	12	36.066	9.34	-3.00	Vérifier
FIN VS9	40	112.86	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	1.81	14	42.077	8.66	-1.75	Vérifier
FIN VS10	44	108.21	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.79	16	48.088	8.13	0.94	Vérifier
FIN VSC	48	93.13	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	16	48.088	5.67	4.08	Vérifier
FIN VSC	52	72.23	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	12	36.066	4.49	2.62	Vérifier
FIN VSC	56	39.18	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	8	24.044	2.12	3.42	Vérifier
FIN VSC	60	0.109	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	4	12.022	-0.84	5.34	Vérifier
FIN VSC	64	0	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	0	0.000	0.00	0.00	Vérifier

Tableau 25 vérification des contraintes de la travée de rive droite en service (sous la combinaison 26_2,5)

	x(m)	M(MN.m)	v	V	I(m ⁴)	s (m ²)	e sup	n fléau	P fléau	e inf	N continuité	P continuité	Contrainte sup	Contrainte inf	
AXE VSP	0	-181.28	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	32	96.177	3.11	0	0.000	8.16	6.23	Vérifier
FIN VSP	4	-125.55	3.26	2.24	56.08	13.04	2.09	28	84.154	3.11	0	0.000	8.46	3.53	Vérifier
FIN VS1	8	-76.77	3.04	2.03	45.76	12.46	1.88	24	72.132	2.89	0	0.000	8.40	1.88	Vérifier
FIN VS2	12	-34.4	2.81	1.88	38.08	12.12	1.73	20	60.110	2.66	0	0.000	8.40	-0.18	Vérifier
FIN VS3	16	-13.15	2.58	1.77	32.52	11.97	1.62	16	48.088	2.43	0	0.000	7.54	-1.12	Vérifier

FIN VS4	20	3.05	2.45	1.59	26.22	11.37	1.44	12	36.066	2.3	4	12.022	5.89	-3.49	Vérifier
FIN VS5	24	55.28	2.3	1.47	21.96	11.03	1.32	10	30.055	2.15	6	18.033	8.12	-1.52	Vérifier
FIN VS6	28	70.87	2.18	1.36	18.64	10.71	1.21	8	24.044	2.03	8	24.044	8.22	-1.49	Vérifier
FIN VS7	32	78.15	2.08	1.27	16.06	10.43	1.12	6	18.033	1.93	10	30.055	7.80	-0.61	Vérifier
FIN VS8	36	76.7	2.01	1.2	14.11	10.17	1.05	4	12.022	1.86	12	36.066	6.62	1.56	Vérifier
FIN VS9	40	66.37	1.96	1.14	12.69	9.95	0.99	2	6.011	1.81	10	30.055	5.23	0.86	Vérifier
FIN VS10	44	47.17	1.94	1.09	11.7	9.76	0.94	2	6.011	1.79	8	24.044	3.99	1.46	Vérifier
FIN VSC	48	20.01	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	6	18.033	0.68	4.31	Vérifier
FIN VSC	52	4.35	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	4	12.022	-0.42	4.55	Vérifier
FIN VSC	56	-8.3	1.97	1.03	10.58	9.38	0.88	0	0.000	1.82	8	24.044	-2.50	12.26	Vérifier

Tableau 26 réaction dans les appareils d'appui

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
164	elu_gr26_1_1(max)	-1489.67	204.57	8677.26	18779.93	63247.23	0.00
165	elu_gr26_1_1(max)	-1486.19	203.78	8677.26	18779.93	63247.23	0.00
169	elu_gr26_1_1(max)	-1228.57	23.85	8906.14	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_1(max)	-1228.32	23.85	8782.54	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_2(max)	-1488.65	204.58	8604.23	19197.15	65871.12	0.00
165	elu_gr26_1_2(max)	-1485.18	203.80	8604.22	19197.15	65871.12	0.00
169	elu_gr26_1_2(max)	-1227.11	23.79	8760.33	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_2(max)	-1226.85	23.79	8679.47	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_3(max)	-1296.33	178.02	8663.17	18760.65	63454.52	0.00
165	elu_gr26_1_3(max)	-1293.26	177.33	8663.17	18760.65	63454.52	0.00
169	elu_gr26_1_3(max)	-1424.74	28.78	8880.87	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_3(max)	-1424.34	28.78	8759.63	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_4(max)	-1295.32	178.03	8590.14	19177.87	66078.40	0.00
165	elu_gr26_1_4(max)	-1292.26	177.34	8590.13	19177.87	66078.40	0.00
169	elu_gr26_1_4(max)	-1423.28	28.72	8735.06	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_4(max)	-1422.87	28.72	8656.57	0.00	-0.03	0.00

164	elu_gr26_1_5(max)	-1433.29	196.80	8685.31	18704.75	62870.55	0.00
165	elu_gr26_1_5(max)	-1429.92	196.04	8685.31	18704.75	62870.55	0.00
169	elu_gr26_1_5(max)	-1286.19	25.30	8923.05	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_5(max)	-1285.90	25.30	8793.02	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_6(max)	-1431.93	196.82	8587.94	19261.05	66369.06	0.00
165	elu_gr26_1_6(max)	-1428.58	196.06	8587.93	19261.05	66369.06	0.00
169	elu_gr26_1_6(max)	-1284.24	25.22	8728.64	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_6(max)	-1283.94	25.22	8655.59	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_7(max)	-1365.62	187.51	8680.38	18698.00	62943.10	0.00
165	elu_gr26_1_7(max)	-1362.40	186.78	8680.38	18698.00	62943.10	0.00
169	elu_gr26_1_7(max)	-1354.85	27.03	8914.20	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_7(max)	-1354.51	27.03	8785.00	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_8(max)	-1364.27	187.52	8583.00	19254.30	66441.61	0.00
165	elu_gr26_1_8(max)	-1361.06	186.80	8583.00	19254.30	66441.61	0.00
169	elu_gr26_1_8(max)	-1352.90	26.95	8719.79	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_1_8(max)	-1352.55	26.95	8647.58	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_2_1(max)	-581.16	90.85	9746.31	18503.61	73502.30	0.00
165	elu_gr26_2_1(max)	-579.67	90.49	9746.31	18503.61	73502.30	0.00

169	elu_gr26_2_1(max)	-298.56	-15.22	9062.24	0.00	-0.02	0.00
170	elu_gr26_2_1(max)	-297.81	-15.22	8712.30	0.00	-0.02	0.00
164	elu_gr26_2_2(max)	-580.15	90.86	9673.28	18920.83	76126.19	0.00
165	elu_gr26_2_2(max)	-578.66	90.50	9673.28	18920.83	76126.19	0.00
169	elu_gr26_2_2(max)	-297.10	-15.28	8916.43	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_2_2(max)	-296.34	-15.28	8609.24	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_2_3(max)	-387.83	64.30	9732.22	18484.33	73709.59	0.00
165	elu_gr26_2_3(max)	-386.74	64.03	9732.22	18484.33	73709.59	0.00
169	elu_gr26_2_3(max)	-494.73	-10.28	9036.96	0.00	-0.02	0.00
170	elu_gr26_2_3(max)	-493.83	-10.28	8689.40	0.00	-0.02	0.00
164	elu_gr26_2_4(max)	-386.82	64.31	9659.19	18901.55	76333.48	0.00
165	elu_gr26_2_4(max)	-385.74	64.05	9659.19	18901.55	76333.48	0.00
169	elu_gr26_2_4(max)	-493.27	-10.35	8891.15	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_2_4(max)	-492.36	-10.35	8586.33	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_2_5(max)	-524.78	83.08	9754.36	18428.43	73125.62	0.00
165	elu_gr26_2_5(max)	-523.40	82.75	9754.36	18428.43	73125.62	0.00
169	elu_gr26_2_5(max)	-356.19	-13.76	9079.15	0.00	-0.02	0.00
170	elu_gr26_2_5(max)	-355.39	-13.76	8722.78	0.00	-0.02	0.00

164	elu_gr26_2_6(max)	-523.43	83.10	9656.99	18984.73	76624.14	0.00
165	elu_gr26_2_6(max)	-522.06	82.77	9656.99	18984.73	76624.14	0.00
169	elu_gr26_2_6(max)	-354.24	-13.85	8884.74	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_2_6(max)	-353.43	-13.85	8585.36	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_2_7(max)	-457.12	73.79	9749.43	18421.68	73198.17	0.00
165	elu_gr26_2_7(max)	-455.88	73.49	9749.43	18421.68	73198.17	0.00
169	elu_gr26_2_7(max)	-424.85	-12.04	9070.30	0.00	-0.02	0.00
170	elu_gr26_2_7(max)	-424.00	-12.04	8714.76	0.00	-0.02	0.00
164	elu_gr26_2_8(max)	-455.76	73.81	9652.05	18977.98	76696.69	0.00
165	elu_gr26_2_8(max)	-454.54	73.51	9652.05	18977.98	76696.69	0.00
169	elu_gr26_2_8(max)	-422.90	-12.12	8875.89	0.00	-0.03	0.00
170	elu_gr26_2_8(max)	-422.04	-12.12	8577.34	0.00	-0.03	0.00
164	elu_gr26_1_1(min)	-1506.01	199.58	5833.50	7646.62	36402.29	0.00
165	elu_gr26_1_1(min)	-1502.63	198.77	5833.50	7646.62	36402.29	0.00
169	elu_gr26_1_1(min)	-1257.10	17.66	2904.74	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_1(min)	-1256.71	17.66	3891.55	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_2(min)	-1505.00	199.60	5760.47	8063.84	39026.18	0.00
165	elu_gr26_1_2(min)	-1501.63	198.79	5760.47	8063.84	39026.18	0.00

169	elu_gr26_1_2(min)	-1255.64	17.60	2758.94	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_2(min)	-1255.24	17.60	3788.48	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_3(min)	-1312.68	173.03	5819.41	7627.34	36609.58	0.00
165	elu_gr26_1_3(min)	-1309.71	172.32	5819.41	7627.34	36609.58	0.00
169	elu_gr26_1_3(min)	-1453.27	22.59	2879.47	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_3(min)	-1452.72	22.59	3868.64	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_4(min)	-1311.67	173.05	5746.37	8044.56	39233.46	0.00
165	elu_gr26_1_4(min)	-1308.70	172.33	5746.38	8044.56	39233.46	0.00
169	elu_gr26_1_4(min)	-1451.81	22.53	2733.66	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_4(min)	-1451.25	22.53	3765.58	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_5(min)	-1449.63	191.82	5841.55	7571.44	36025.61	0.00
165	elu_gr26_1_5(min)	-1446.37	191.03	5841.55	7571.44	36025.61	0.00
169	elu_gr26_1_5(min)	-1314.73	19.12	2921.65	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_5(min)	-1314.29	19.12	3902.03	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_6(min)	-1448.28	191.83	5744.17	8127.74	39524.12	0.00
165	elu_gr26_1_6(min)	-1445.03	191.05	5744.17	8127.74	39524.12	0.00
169	elu_gr26_1_6(min)	-1312.78	19.03	2727.24	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_6(min)	-1312.33	19.03	3764.61	0.00	-0.05	0.00

164	elu_gr26_1_7(min)	-1381.97	182.52	5836.62	7564.69	36098.16	0.00
165	elu_gr26_1_7(min)	-1378.85	181.77	5836.62	7564.69	36098.16	0.00
169	elu_gr26_1_7(min)	-1383.39	20.84	2912.81	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_7(min)	-1382.89	20.84	3894.01	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_8(min)	-1380.61	182.54	5739.24	8120.99	39596.67	0.00
165	elu_gr26_1_8(min)	-1377.51	181.79	5739.24	8120.99	39596.67	0.00
169	elu_gr26_1_8(min)	-1381.44	20.76	2718.39	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_8(min)	-1380.93	20.76	3756.59	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_2_1(min)	-599.03	85.75	5475.67	7025.93	32900.95	0.00
165	elu_gr26_2_1(min)	-597.46	85.40	5475.67	7025.93	32900.95	0.00
169	elu_gr26_2_1(min)	-340.37	-21.07	3561.43	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_1(min)	-339.64	-21.07	4056.84	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_2(min)	-598.02	85.76	5402.64	7443.15	35524.84	0.00
165	elu_gr26_2_2(min)	-596.46	85.41	5402.64	7443.15	35524.84	0.00
169	elu_gr26_2_2(min)	-338.91	-21.13	3415.62	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_2(min)	-338.17	-21.13	3953.77	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_3(min)	-405.70	59.20	5461.58	7006.65	33108.24	0.00
165	elu_gr26_2_3(min)	-404.54	58.94	5461.58	7006.65	33108.24	0.00

169	elu_gr26_2_3(min)	-536.54	-16.14	3536.15	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_3(min)	-535.66	-16.14	4033.93	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_4(min)	-404.68	59.21	5388.55	7423.88	35732.13	0.00
165	elu_gr26_2_4(min)	-403.53	58.95	5388.55	7423.88	35732.13	0.00
169	elu_gr26_2_4(min)	-535.08	-16.20	3390.34	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_4(min)	-534.19	-16.20	3930.86	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_5(min)	-542.65	77.98	5483.72	6950.76	32524.27	0.00
165	elu_gr26_2_5(min)	-541.20	77.66	5483.72	6950.76	32524.27	0.00
169	elu_gr26_2_5(min)	-398.00	-19.62	3578.33	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_5(min)	-397.22	-19.62	4067.32	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_6(min)	-541.30	78.00	5386.35	7507.05	36022.79	0.00
165	elu_gr26_2_6(min)	-539.86	77.67	5386.35	7507.05	36022.79	0.00
169	elu_gr26_2_6(min)	-396.05	-19.70	3383.92	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_6(min)	-395.26	-19.70	3929.89	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_7(min)	-474.98	68.69	5478.79	6944.01	32596.82	0.00
165	elu_gr26_2_7(min)	-473.68	68.40	5478.79	6944.01	32596.82	0.00
169	elu_gr26_2_7(min)	-466.66	-17.89	3569.49	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_7(min)	-465.83	-17.89	4059.30	0.00	-0.06	0.00

164	elu_gr26_2_8(min)	-473.63	68.70	5381.41	7500.30	36095.34	0.00
165	elu_gr26_2_8(min)	-472.34	68.41	5381.42	7500.30	36095.34	0.00
169	elu_gr26_2_8(min)	-464.71	-17.98	3375.08	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_8(min)	-463.87	-17.98	3921.88	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_1_1(all)	-1506.01	204.57	8677.26	18779.93	63247.23	0.00
165	elu_gr26_1_1(all)	-1502.63	203.78	8677.26	18779.93	63247.23	0.00
169	elu_gr26_1_1(all)	-1257.10	23.85	8906.14	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_1(all)	-1256.71	23.85	8782.54	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_2(all)	-1505.00	204.58	8604.23	19197.15	65871.12	0.00
165	elu_gr26_1_2(all)	-1501.63	203.80	8604.22	19197.15	65871.12	0.00
169	elu_gr26_1_2(all)	-1255.64	23.79	8760.33	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_2(all)	-1255.24	23.79	8679.47	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_3(all)	-1312.68	178.02	8663.17	18760.65	63454.52	0.00
165	elu_gr26_1_3(all)	-1309.71	177.33	8663.17	18760.65	63454.52	0.00
169	elu_gr26_1_3(all)	-1453.27	28.78	8880.87	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_3(all)	-1452.72	28.78	8759.63	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_4(all)	-1311.67	178.03	8590.14	19177.87	66078.40	0.00
165	elu_gr26_1_4(all)	-1308.70	177.34	8590.13	19177.87	66078.40	0.00
169	elu_gr26_1_4(all)	-1451.81	28.72	8735.06	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_4(all)	-1451.25	28.72	8656.57	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_5(all)	-1449.63	196.80	8685.31	18704.75	62870.55	0.00
165	elu_gr26_1_5(all)	-1446.37	196.04	8685.31	18704.75	62870.55	0.00
169	elu_gr26_1_5(all)	-1314.73	25.30	8923.05	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_5(all)	-1314.29	25.30	8793.02	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_6(all)	-1448.28	196.82	8587.94	19261.05	66369.06	0.00

165	elu_gr26_1_6(all)	-1445.03	196.06	8587.93	19261.05	66369.06	0.00
169	elu_gr26_1_6(all)	-1312.78	25.22	8728.64	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_6(all)	-1312.33	25.22	8655.59	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_7(all)	-1381.97	187.51	8680.38	18698.00	62943.10	0.00
165	elu_gr26_1_7(all)	-1378.85	186.78	8680.38	18698.00	62943.10	0.00
169	elu_gr26_1_7(all)	-1383.39	27.03	8914.20	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_7(all)	-1382.89	27.03	8785.00	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_1_8(all)	-1380.61	187.52	8583.00	19254.30	66441.61	0.00
165	elu_gr26_1_8(all)	-1377.51	186.80	8583.00	19254.30	66441.61	0.00
169	elu_gr26_1_8(all)	-1381.44	26.95	8719.79	0.00	-0.05	0.00
170	elu_gr26_1_8(all)	-1380.93	26.95	8647.58	0.00	-0.05	0.00
164	elu_gr26_2_1(all)	-599.03	90.85	9746.31	18503.61	73502.30	0.00
165	elu_gr26_2_1(all)	-597.46	90.49	9746.31	18503.61	73502.30	0.00
169	elu_gr26_2_1(all)	-340.37	-21.07	9062.24	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_1(all)	-339.64	-21.07	8712.30	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_2(all)	-598.02	90.86	9673.28	18920.83	76126.19	0.00
165	elu_gr26_2_2(all)	-596.46	90.50	9673.28	18920.83	76126.19	0.00
169	elu_gr26_2_2(all)	-338.91	-21.13	8916.43	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_2(all)	-338.17	-21.13	8609.24	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_3(all)	-405.70	64.30	9732.22	18484.33	73709.59	0.00
165	elu_gr26_2_3(all)	-404.54	64.03	9732.22	18484.33	73709.59	0.00
169	elu_gr26_2_3(all)	-536.54	-16.14	9036.96	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_3(all)	-535.66	-16.14	8689.40	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_4(all)	-404.68	64.31	9659.19	18901.55	76333.48	0.00
165	elu_gr26_2_4(all)	-403.53	64.05	9659.19	18901.55	76333.48	0.00
169	elu_gr26_2_4(all)	-535.08	-16.20	8891.15	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_4(all)	-534.19	-16.20	8586.33	0.00	-0.06	0.00

164	elu_gr26_2_5(all)	-542.65	83.08	9754.36	18428.43	73125.62	0.00
165	elu_gr26_2_5(all)	-541.20	82.75	9754.36	18428.43	73125.62	0.00
169	elu_gr26_2_5(all)	-398.00	-19.62	9079.15	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_5(all)	-397.22	-19.62	8722.78	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_6(all)	-541.30	83.10	9656.99	18984.73	76624.14	0.00
165	elu_gr26_2_6(all)	-539.86	82.77	9656.99	18984.73	76624.14	0.00
169	elu_gr26_2_6(all)	-396.05	-19.70	8884.74	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_6(all)	-395.26	-19.70	8585.36	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_7(all)	-474.98	73.79	9749.43	18421.68	73198.17	0.00
165	elu_gr26_2_7(all)	-473.68	73.49	9749.43	18421.68	73198.17	0.00
169	elu_gr26_2_7(all)	-466.66	-17.89	9070.30	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_7(all)	-465.83	-17.89	8714.76	0.00	-0.06	0.00
164	elu_gr26_2_8(all)	-473.63	73.81	9652.05	18977.98	76696.69	0.00
165	elu_gr26_2_8(all)	-472.34	73.51	9652.05	18977.98	76696.69	0.00
169	elu_gr26_2_8(all)	-464.71	-17.98	8875.89	0.00	-0.06	0.00
170	elu_gr26_2_8(all)	-463.87	-17.98	8577.34	0.00	-0.06	0.00

Tableau 27 réaction à la base de pile à l'ELS

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
P01	els_gr23_3_3(max)	-1.06	62.29	41631.85	2800.80	222.86	167.16
P02	els_gr23_3_3(max)	-18185.64	795.67	45579.18	-7547.79	-164678.28	504.82
P03	els_gr23_3_3(max)	-0.70	386.84	41370.58	4276.88	89779.05	110.09
P01	els_gr26_1_6(max)	0.15	105.18	45911.82	6891.08	9817.17	205.47
P02	els_gr26_1_6(max)	-14547.90	696.12	49724.93	-1738.55	-111415.43	363.98
P03	els_gr26_1_6(max)	-1.11	312.62	44731.63	9308.95	100322.29	-236.65
P01	els_gr26_2_7(max)	1.27	111.08	48228.04	6202.86	1435.86	84.66
P02	els_gr26_2_7(max)	4992.96	-194.70	50785.10	7898.26	97144.88	74.66
P03	els_gr26_2_7(max)	0.29	42.26	44856.32	12911.26	99016.68	182.73
P01	els_gr23_3_3(min)	-1.46	-9.37	38886.59	-4563.18	-27687.03	70.29
P02	els_gr23_3_3(min)	-18186.62	744.12	42881.73	-15781.94	-200705.56	269.24
P03	els_gr23_3_3(min)	-1.05	331.28	38544.52	-5190.60	62783.34	9.97
P01	els_gr26_1_6(min)	-0.74	-51.68	39187.17	-10844.66	-42715.68	-80.79
P02	els_gr26_1_6(min)	-14549.89	567.86	42606.44	-23804.65	-182824.54	-189.97
P03	els_gr26_1_6(min)	-1.83	196.94	38162.69	-11368.89	50529.75	-501.69
P01	els_gr26_2_7(min)	0.13	-45.40	39884.70	-6282.34	-74931.54	-85.37

P02	els_gr26_2_7(min)	4990.14	-335.34	42601.75	-6109.89	-4467.50	-573.69
P03	els_gr26_2_7(min)	-0.71	-94.67	36331.31	-3092.87	26810.33	10.34
P01	els_gr23_3_2(all)	-0.30	68.39	42002.31	-4527.30	-23846.00	-61.72
P02	els_gr23_3_2(all)	-18186.59	810.91	45479.44	-16478.04	-201193.62	178.76
P03	els_gr23_3_2(all)	-2.23	318.91	41578.86	-5854.80	87373.04	-683.78

Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode	Frequency		Period	Tolerance
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	2.491412	0.396521	2.521937	0
2	2.574494	0.409743	2.440552	0
3	2.837063	0.451533	2.21468	0
4	3.870575	0.616021	1.623321	0
5	7.231602	1.150945	0.868851	0
6	8.242766	1.311877	0.762267	0
7	11.043154	1.757573	0.568967	0
8	13.318111	2.119643	0.471777	0
9	14.958595	2.380734	0.420038	0
10	20.484227	3.260166	0.306733	0
11	20.728504	3.299044	0.303118	0
12	25.98044	4.134915	0.241843	0
13	29.689141	4.725174	0.211632	0
14	30.51554	4.856699	0.205901	0
15	32.988748	5.250322	0.190465	0
16	39.704483	6.319165	0.158249	2.2352E-167
17	44.010274	7.004453	0.142766	5.0484E-157
18	49.52554	7.882234	0.126868	1.079E-144
19	51.042558	8.123675	0.123097	3.0286E-141
20	53.207096	8.468172	0.118089	9.0982E-138

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.74	0.74	90.12	90.12	0.00	0.00	0.45	0.45	0.00	0.00	0.02	0.02
2	93.62	94.37	0.77	90.88	0.00	0.00	0.01	0.46	0.01	0.01	0.04	0.05
3	0.03	94.40	0.01	90.89	0.00	0.00	0.00	0.46	0.00	0.01	95.43	95.48
4	0.03	94.43	3.54	94.43	0.00	0.00	0.02	0.48	0.00	0.01	0.00	95.48
5	0.00	94.43	0.00	94.43	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	0.01	0.32	95.80
6	0.00	94.43	0.00	94.43	0.01	0.01	0.44	0.92	1.55	1.55	0.00	95.80
7	0.00	94.43	0.00	94.43	11.01	11.01	0.17	1.10	2.90	4.46	0.00	95.80
8	0.00	94.43	0.00	94.44	0.00	11.01	0.00	1.10	0.00	4.46	0.00	95.80
9	0.00	94.43	0.00	94.44	26.94	37.96	18.24	19.33	25.03	29.49	0.00	95.80
10	0.00	94.43	0.00	94.44	20.43	58.39	20.48	39.82	14.71	44.20	0.00	95.80
11	0.00	94.43	0.00	94.44	0.02	58.41	0.02	39.84	0.01	44.21	0.00	95.80
12	0.01	94.44	0.00	94.44	0.60	59.01	12.42	52.26	16.64	60.86	0.00	95.80
13	0.00	94.44	0.00	94.44	0.00	59.01	0.00	52.26	0.00	60.86	0.00	95.80
14	0.00	94.44	0.00	94.44	1.00	60.01	4.33	56.59	1.54	62.40	0.00	95.80
15	0.00	94.44	0.00	94.44	0.99	61.00	0.01	56.60	0.00	62.40	0.00	95.80
16	0.00	94.44	0.00	94.44	0.00	61.00	0.00	56.60	0.00	62.40	0.00	95.80
17	0.03	94.47	0.00	94.44	0.11	61.10	0.09	56.69	0.01	62.42	0.00	95.80
18	0.00	94.47	0.00	94.44	0.01	61.12	4.33	61.02	4.70	67.12	0.00	95.80
19	0.00	94.47	0.00	94.44	0.00	61.12	0.00	61.02	0.00	67.12	0.00	95.80
20	0.00	94.47	0.00	94.44	6.99	68.11	0.23	61.25	0.71	67.83	0.00	95.80

Tableau 28 réaction à la base de pile à l'ELA

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
180	ELA1(max)	1936.421	707.897	38657.974	13725.419	81572.710	16.127
181	ELA1(max)	2187.460	853.201	44094.118	11734.022	26933.501	1.585
182	ELA1(max)	2339.491	667.656	41261.678	12130.560	12926.073	14.541
180	ELA2(max)	-2362.763	-681.709	36591.904	-9946.188	34040.780	-15.362
181	ELA2(max)	-2102.410	-868.068	41726.925	-18604.314	-14262.934	-1.413
182	ELA2(max)	-1913.060	-679.702	38046.816	-13372.467	-40933.247	-14.218
180	ELA3(max)	1889.553	704.617	36795.926	11974.482	68510.260	16.055
181	ELA3(max)	2163.791	852.244	41879.593	11425.644	20637.874	1.534
182	ELA3(max)	2298.549	666.516	38346.456	11666.157	2536.802	14.508
180	ELA 4(max)	1886.618	-498.167	38646.083	-4934.215	80859.702	-6.481
181	ELA 4(max)	2130.042	-662.816	44089.142	-14212.619	26194.363	1.062
182	ELA 4(max)	2288.037	-499.020	41259.173	-9524.240	12346.098	-8.846
180	ELA 5(max)	523.646	2051.879	38604.600	34353.630	70589.787	39.421
181	ELA 5(max)	781.373	2550.384	44048.232	40575.941	15839.244	1.346
182	ELA 5(max)	943.466	1965.939	41160.604	36210.156	-1408.815	39.956
180	ELA 6(max)	-783.976	1994.521	36684.913	31624.382	47400.395	36.706
181	ELA 6(max)	-504.931	2488.139	41789.398	39042.568	-704.884	0.567
182	ELA 6(max)	-345.523	1910.936	38156.242	34730.606	-24665.108	38.322
180	ELA 7(max)	476.777	2048.600	36742.552	32602.693	57527.337	39.349
181	ELA 7(max)	757.704	2549.428	41833.706	40267.563	9543.617	1.295
182	ELA 7(max)	902.524	1964.798	38245.382	35745.753	-11798.086	39.924
180	ELA 8(max)	-737.108	1997.800	38546.961	33375.319	60462.845	36.778
181	ELA 8(max)	-481.262	2489.096	44003.924	39350.945	5590.743	0.618
182	ELA 8(max)	-304.581	1912.076	41071.463	35195.009	-14275.837	38.354
180	ELA 9(max)	520.222	648.631	40763.117	14626.817	84997.470	13.128

181	ELA 9(max)	742.000	782.814	46626.040	10664.634	22321.814	0.795
182	ELA 9(max)	931.202	606.147	44558.773	11488.025	10035.364	12.710
180	ELA 10(max)	-790.335	-611.512	40693.588	-5011.128	74157.521	-12.122
181	ELA 10(max)	-578.053	-794.491	46576.756	-16507.002	11334.175	-0.455
182	ELA 10(max)	-368.298	-614.392	44467.127	-11181.922	-3411.633	-12.279
180	ELA 11(max)	470.419	-557.433	40751.227	-4032.817	84284.462	-9.480
181	ELA 11(max)	684.582	-733.203	46621.064	-15282.006	21582.676	0.273
182	ELA 11(max)	879.748	-560.529	44556.267	-10166.775	9455.389	-10.677
180	ELA 12(max)	-740.532	594.552	40705.478	13648.506	74870.528	10.486
181	ELA 12(max)	-520.635	721.526	46581.732	9439.639	12073.313	0.068
182	ELA 12(max)	-316.845	552.284	44469.632	10472.878	-2831.658	11.108
180	ELA21(max)	1099.407	781.013	38679.603	16563.348	74959.472	18.269
181	ELA21(max)	1346.119	883.771	44105.229	14885.336	20211.517	2.291
182	ELA21(max)	1506.530	690.302	41246.615	14831.013	4556.678	14.590
180	ELA22(max)	-3199.777	-608.593	36613.534	-7108.259	27427.542	-13.220
181	ELA22(max)	-2943.752	-837.497	41738.036	-15453.001	-20984.918	-0.707
182	ELA22(max)	-2746.021	-657.057	38031.753	-10672.014	-49302.642	-14.168
180	ELA23(max)	1052.539	777.734	36817.555	14812.411	61897.022	18.197
181	ELA23(max)	1322.449	882.814	41890.703	14576.958	13915.890	2.240
182	ELA23(max)	1465.588	689.161	38331.394	14366.610	-5832.593	14.558
180	ELA24(max)	1049.604	-425.051	38667.713	-2096.286	74246.465	-4.340
181	ELA24(max)	1288.701	-632.246	44100.253	-11061.305	19472.379	1.768
182	ELA24(max)	1455.076	-476.374	41244.110	-6823.788	3976.703	-8.796
180	ELA25(max)	-313.368	2124.995	38626.229	37191.559	63976.549	41.562
181	ELA25(max)	-59.968	2580.954	44059.342	43727.255	9117.260	2.052
182	ELA25(max)	110.505	1988.584	41145.541	38910.608	-9778.210	40.006
180	ELA26(max)	-1620.991	2067.637	36706.542	34462.311	40787.158	38.848

181	ELA26(max)	-1346.272	2518.709	41800.509	42193.882	-7426.868	1.273
182	ELA26(max)	-1178.484	1933.581	38141.179	37431.058	-33034.503	38.372
180	ELA27(max)	-360.237	2121.716	36764.181	35440.622	50914.099	41.490
181	ELA27(max)	-83.637	2579.998	41844.816	43418.877	2821.633	2.001
182	ELA27(max)	69.563	1987.444	38230.319	38446.205	-20167.481	39.974
180	ELA28(max)	-1574.122	2070.916	38568.590	36213.248	53849.608	38.920
181	ELA28(max)	-1322.603	2519.666	44015.035	42502.259	-1131.241	1.324
182	ELA28(max)	-1137.542	1934.722	41056.401	37895.461	-22645.232	38.404
180	ELA29(max)	-316.792	721.747	40784.747	17464.746	78384.232	15.270
181	ELA29(max)	-99.342	813.384	46637.151	13815.948	15599.831	1.501
182	ELA29(max)	98.241	628.793	44543.710	14188.478	1665.970	12.760
180	ELA30(max)	-1627.349	-538.396	40715.217	-2173.199	67544.283	-9.981
181	ELA30(max)	-1419.394	-763.921	46587.867	-13355.688	4612.192	0.251
182	ELA30(max)	-1201.259	-591.746	44452.064	-8481.469	-11781.028	-12.229
180	ELA31(max)	-366.596	-484.317	40772.856	-1194.889	77671.225	-7.338
181	ELA31(max)	-156.759	-702.633	46632.175	-12130.692	14860.693	0.979
182	ELA31(max)	46.787	-537.884	44541.205	-7466.322	1085.994	-10.627
180	ELA32(max)	-1577.546	667.668	40727.107	16486.435	68257.291	12.628
181	ELA32(max)	-1361.977	752.096	46592.843	12590.952	5351.330	0.774
182	ELA32(max)	-1149.806	574.930	44454.570	13173.331	-11201.052	11.158
180	ELA1(min)	1895.363	704.011	36716.205	10451.129	68346.769	15.952
181	ELA1(min)	2111.644	848.117	41955.055	7744.638	8580.724	1.379
182	ELA1(min)	2275.460	663.968	39284.872	8923.527	-1634.050	14.342
180	ELA2(min)	-2403.822	-685.595	34650.136	-13220.478	20814.839	-15.537
181	ELA2(min)	-2178.227	-873.152	39587.861	-22593.699	-32615.711	-1.619
182	ELA2(min)	-1977.091	-683.390	36070.010	-16579.500	-55493.369	-14.417
180	ELA3(min)	1848.494	700.732	34854.157	8700.192	55284.319	15.880

181	ELA3(min)	2087.975	847.160	39740.529	7436.260	2285.097	1.328
182	ELA3(min)	2234.518	662.828	36369.651	8459.124	-12023.321	14.309
180	ELA 4(min)	1845.559	-502.053	36704.315	-8208.505	67633.761	-6.657
181	ELA 4(min)	2054.226	-667.900	41950.079	-18202.003	7841.586	0.856
182	ELA 4(min)	2224.006	-502.708	39282.367	-12731.274	-2214.025	-9.045
180	ELA 5(min)	482.587	2047.993	36662.831	31079.340	57363.846	39.245
181	ELA 5(min)	705.557	2545.300	41909.168	36586.557	-2513.534	1.140
182	ELA 5(min)	879.435	1962.251	39183.798	33003.122	-15968.937	39.757
180	ELA 6(min)	-825.035	1990.635	34743.144	28350.092	34174.454	36.531
181	ELA 6(min)	-580.747	2483.055	39650.335	35053.184	-19057.661	0.361
182	ELA 6(min)	-409.554	1907.248	36179.436	31523.572	-39225.231	38.123
180	ELA 7(min)	435.719	2044.714	34800.783	29328.403	44301.396	39.173
181	ELA 7(min)	681.888	2544.343	39694.642	36278.179	-8809.160	1.089
182	ELA 7(min)	838.493	1961.111	36268.576	32538.719	-26358.209	39.725
180	ELA 8(min)	-778.167	1993.914	36605.192	30101.029	47236.904	36.603
181	ELA 8(min)	-557.078	2484.011	41864.861	35361.561	-12762.035	0.412
182	ELA 8(min)	-368.612	1908.388	39094.657	31987.975	-28835.959	38.155
180	ELA 9(min)	479.163	644.745	38821.349	11352.527	71771.529	12.953
181	ELA 9(min)	666.184	777.730	44486.976	6675.250	3969.037	0.589
182	ELA 9(min)	867.171	602.459	42581.967	8280.992	-4524.758	12.511
180	ELA 10(min)	-831.394	-615.398	38751.819	-8285.418	60931.580	-12.298
181	ELA 10(min)	-653.869	-799.576	44437.693	-20496.386	-7018.602	-0.661
182	ELA 10(min)	-432.329	-618.080	42490.321	-14388.955	-17971.755	-12.478
180	ELA 11(min)	429.360	-561.319	38809.458	-7307.107	71058.521	-9.655
181	ELA 11(min)	608.766	-738.287	44482.000	-19271.391	3229.899	0.067
182	ELA 11(min)	815.717	-564.217	42579.462	-13373.808	-5104.734	-10.876
180	ELA 12(min)	-781.591	590.666	38763.710	10374.216	61644.587	10.311

181	ELA 12(min)	-596.451	716.441	44442.669	5450.254	-6279.464	-0.138
182	ELA 12(min)	-380.876	548.597	42492.826	7265.845	-17391.780	10.909
180	ELA21(min)	1057.717	777.091	36734.233	10035.904	61405.845	17.901
181	ELA21(min)	1269.983	878.373	41964.107	7541.412	1725.596	2.057
182	ELA21(min)	1442.115	685.046	39266.822	8737.160	-10077.442	14.230
180	ELA22(min)	-3241.467	-612.515	34668.163	-13635.703	13873.916	-13.587
181	ELA22(min)	-3019.887	-842.896	39596.914	-22796.924	-39470.838	-0.941
182	ELA22(min)	-2810.436	-662.313	36051.960	-16765.867	-63936.762	-14.529
180	ELA23(min)	1010.848	773.811	34872.185	8284.967	48343.395	17.829
181	ELA23(min)	1246.314	877.416	39749.581	7233.035	-4570.030	2.006
182	ELA23(min)	1401.173	683.906	36351.600	8272.757	-20466.713	14.197
180	ELA24(min)	1007.914	-428.973	36722.342	-8623.730	60692.838	-4.707
181	ELA24(min)	1212.566	-637.644	41959.131	-18405.228	986.459	1.534
182	ELA24(min)	1390.661	-481.630	39264.316	-12917.640	-10657.417	-9.157
180	ELA25(min)	-355.059	2121.073	36680.859	30664.115	50422.923	41.195
181	ELA25(min)	-136.103	2575.556	41918.220	36383.331	-9368.661	1.818
182	ELA25(min)	46.090	1983.329	39165.747	32816.755	-24412.330	39.646
180	ELA26(min)	-1662.681	2063.715	34761.172	27934.867	27233.531	38.480
181	ELA26(min)	-1422.407	2513.311	39659.387	34849.958	-25912.788	1.040
182	ELA26(min)	-1242.899	1928.326	36161.385	31337.206	-47668.623	38.011
180	ELA27(min)	-401.927	2117.793	34818.811	28913.178	37360.472	41.123
181	ELA27(min)	-159.772	2574.599	39703.694	36074.954	-15664.287	1.767
182	ELA27(min)	5.148	1982.188	36250.526	32352.353	-34801.601	39.613
180	ELA28(min)	-1615.812	2066.994	36623.220	29685.804	40295.981	38.553
181	ELA28(min)	-1398.738	2514.267	41873.913	35158.336	-19617.162	1.090
182	ELA28(min)	-1201.957	1929.466	39076.607	31801.608	-37279.352	38.044
180	ELA29(min)	-358.483	717.824	38839.376	10937.302	64830.606	14.903

181	ELA29(min)	-175.477	807.986	44496.029	6472.025	-2886.090	1.267
182	ELA29(min)	33.826	623.537	42563.916	8094.625	-12968.150	12.399
180	ELA30(min)	-1669.040	-542.318	38769.847	-8700.643	53990.656	-10.348
181	ELA30(min)	-1495.529	-769.320	44446.745	-20699.611	-13873.729	0.017
182	ELA30(min)	-1265.674	-597.002	42472.271	-14575.322	-26415.148	-12.589
180	ELA31(min)	-408.286	-488.239	38827.486	-7722.332	64117.598	-7.706
181	ELA31(min)	-232.894	-708.031	44491.053	-19474.616	-3625.228	0.745
182	ELA31(min)	-17.628	-543.139	42561.411	-13560.175	-13548.126	-10.988
180	ELA32(min)	-1619.236	663.746	38781.737	9958.991	54703.664	12.260
181	ELA32(min)	-1438.112	746.697	44451.721	5247.029	-13134.591	0.540
182	ELA32(min)	-1214.221	569.674	42474.776	7079.478	-25835.172	10.797

Tableau 29 déplacement à la tête de pile

Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
125	ELA21(max)	0.146568	0.021265	-3.8E-05	0	0	0.000264
125	ELA21(all)	0.146568	0.021265	-4.2E-05	0	0	0.000264
124	ELA21(max)	0.146417	0.021208	-3.8E-05	0	0	0.000264
124	ELA21(all)	0.146417	0.021208	-4.2E-05	0	0	0.000264
125	ELA23(max)	0.146038	0.021126	-4.5E-05	0	0	0.000261
125	ELA23(all)	0.146038	0.021126	-4.9E-05	0	0	0.000261
124	ELA23(max)	0.145883	0.021068	-4.5E-05	0	0	0.000261
141	ELA 5(max)	0.03572	0.122018	-0.00087	0.000311	0.00028	0.000022
141	ELA 5(all)	0.03572	0.122018	-0.00116	0.000311	0.00028	0.000022
145	ELA 5(max)	0.035744	0.122001	-0.00089	0.000311	0.00028	0.000022
145	ELA 5(all)	0.035744	0.122001	-0.0012	0.000311	0.00028	0.000022
144	ELA 5(max)	0.03572	0.122001	-0.0008	0.000311	0.00028	0.000022
144	ELA 5(all)	0.03572	0.122001	-0.0011	0.000311	0.00028	0.000022
141	ELA 7(max)	0.035193	0.121988	-0.00099	0.000308	0.000181	0.000021

Tableau 30 déplacement globale

Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
C01	Ex(RS)	0.099892	0.004607	0.000001	0.000001	0.000064	0.000048
P01	Ex(RS)	0.100264	0.004353	0.000006	0.000011	0.000141	0.000045
P02	Ex(RS)	0.100295	0.004927	0.000003	0.000013	0.000082	0.000021
P03	Ex(RS)	0.100006	0.004237	0.000003	0.000011	0.000089	0.000075
C02	Ex(RS)	0.09902	0.007448	0.000001	0	0	0.000095
C01	Ey(RS)	0.003877	0.064469	0	0.00001	0.000005	0.000739
P01	Ey(RS)	0.004149	0.094442	0	0.000231	0.000008	0.00066
P02	Ey(RS)	0.00462	0.121587	0	0.000244	0.000012	0.000015
P03	Ey(RS)	0.003952	0.096115	0.000001	0.000156	0.000014	0.000638
C02	Ey(RS)	0.008546	0.067294	0	0	0	0.000716
C01	Ez(RS)	0.000927	0.000074	0.000008	0.000001	0.001105	0.000002
P01	Ez(RS)	0.00088	0.000041	0.000207	0.000008	0.000321	0.000001
P02	Ez(RS)	0.000088	0.00003	0.000133	0.000004	0.000165	0.000001
P03	Ez(RS)	0.000774	0.000048	0.000099	0.000021	0.000301	0.000002
C02	Ez(RS)	0.000886	0.000233	0.000012	0	0	0.000005

Section S3 VSP

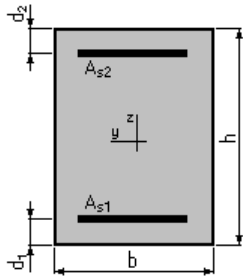
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	155,30	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 27,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 4,8$ (cm²)

théorique $\rho = 1,10$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,19$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 155,30$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 264,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 264,0$ (MPa)

Section S2 VSP

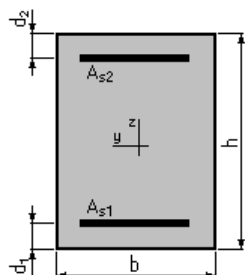
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	365,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 40,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 365,20$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 34,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 264,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 264,0 \text{ (MPa)}$

Section S3 VSC

1. Hypothèses :

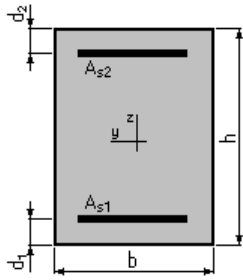
Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable

- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 30,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	150,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 26,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,06 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,19 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 150,20 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 10,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 21,4 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 13,1 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 264,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 264,0 \text{ (MPa)}$	

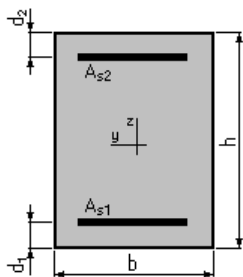
Section S2 VSC

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-370,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 40,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,02 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = -370,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 34,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 264,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 264,0 \text{ (MPa)}$

Section A1 VSP

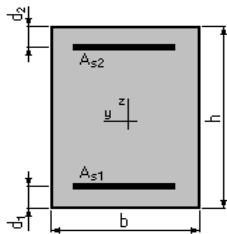
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 70,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-374,30	317,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 27,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 10,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,42$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -374,30 (kN) M = 317,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 14,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 264,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 264,0$ (MPa)

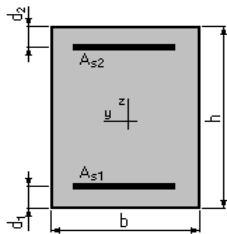
Section A1 VSC

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 70,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-357,00	311,30

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 26,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 10,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,41$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,15$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = -357,00 (kN) M = 311,30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 14,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 264,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 264,0$ (MPa)

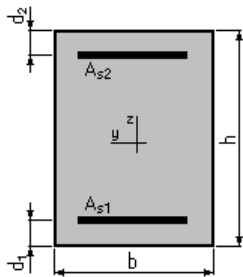
Section I1 VSP

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 50,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	66,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,4 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,16 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 66,00 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,24	
Position de l'axe neutre:	$y = 9,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 42,0 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 17,8 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 264,0 \text{ (MPa)}$	

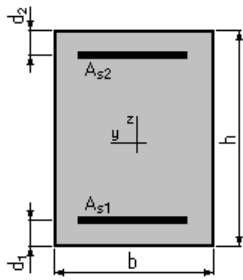
Section I1 VSC

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-27,51	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,19 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,19 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = -27,51 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,07

Position de l'axe neutre: $y = 5,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 17,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 264,0 \text{ (MPa)}$

